 <p><b>БЪЛГАРСКИ ИНСТИТУТ ЗА СТАНДАРТИЗАЦИЯ</b></p>	<b>БЪЛГАРСКИ СТАНДАРТ</b>	<b>БДС</b>
	<b>ЕВРОКОД 8: ПРОЕКТИРАНЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ</b> <b>Част 6: Кули, мачти и комини</b> <b>Национално приложение (NA)</b>	<b>EN 1998-6/NA</b>
<p>ICS 91.120.25</p> <p>Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 6: Towers, masts and chimneys - National annex to BDS EN 1998-6:2005</p> <p>Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine - National anhang für BDS EN 1998-6:2005</p> <p>Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 6: Tours, mâts et cheminées - Annexe nationale pour BDS EN 1998-6:2005</p> <p>Това национално приложение допълва EN 1998-6:2005, въведен като БДС EN 1998-6:2005, и се прилага само заедно с него.</p> <p>Този документ е одобрен от изпълнителния директор на Българския институт за стандартизация на 2012-08-31.</p>		
<i>Стр. 1, вс. стр. 34</i>		

## **Предговор**

Това национално приложение допълва БДС EN 1998-6:2005, който въвежда EN 1998-6:2005, и определя условията за прилагане на БДС EN 1998-6:2005 на територията на България. Този документ е разработен с участието на БИС/ТК 56 „Проектиране на строителни конструкции“ на базата на националния практически опит при проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия.

### **NA.1 Обект и област на приложение**

Това национално приложение се прилага само за проектиране на строителни съоръжения, които отговарят на изискванията на БДС EN 1998-6:2005.

Този документ не противоречи на БДС EN 1998-6:2005, а само го допълва. В част от точките на БДС EN 1998-6:2005 се определят национални предписания към този стандарт, които да отчетат различните климатични и географски условия, различните нива на сигурност, както и установените регионални и национални традиции и опит при изчисляване на високи строителни конструкции: кули, включително камбанарии, водовземни кули, радио- и телевизионни кули, мачти, комини (включително свободно стоящи индустриални комини) и осветителни кули.

Това национално приложение предоставя:

- a) Национално определени параметри за следните точки на БДС EN 1998-6:2005, за които е разрешен национален избор (виж NA.2):
  - 1.1(2)
  - 3.1(1)
  - 3.5(2)
  - 4.1(5)P
  - 4.3.2.1(2)
  - 4.7.2(1)P
  - 4.9(4)
- b) Решение за прилагане на информационните приложения (виж NA.2.1).
- c) Допълнителни указания, които не противоречат на EN 1998-6:2005 и улесняват прилагането му в България (виж NA.3).

**Национално определените параметри имат статут на нормативен документ за проектиране на строителни конструкции за сгради и строителни съоръжения в България.**

### **NA.2 Национално определени параметри**

Национално определени параметри се използват в следните точки:

#### **NA.2.1 Точка 1.1 Обект и област на приложение, алинея (2)**

Приложения А, В, С, D, Е и F запазват информационния си характер.

### **NA.2.2 Точка 3.1 Дефиниране на сеизмичното въздействие, алинея (1)**

Ротационната компонента на движението на почвата трябва да се вземе под внимание, ако са изпълнени препоръчаните условия: височина на конструкцията, по-голяма от 80 m, при стойност на произведението  $a_g S > 0,25 g$ .

### **NA.2.3 Точка 3.5 Дългопериодни компоненти на движението в точка, алинея (2)**

При наличие на изследвания с отчитане на локалните условия на строителната площадка за коефициента  $\beta$  във формула (3.16) от БДС EN 1998-1 се приема препоръчаната стойност 0,1.

### **NA.2.4 Точка 4.1 Класове на значимост и коефициенти на значимост, алинея (5)P**

Приемат се препоръчаните стойности за коефициентите на значимост, както следва:

- за конструкции с клас на значимост I  $\gamma_1 = 0,8$ ;
- за конструкции с клас на значимост III  $\gamma_1 = 1,2$ ;
- за конструкции с клас на значимост IV  $\gamma_1 = 1,4$ .

### **NA.2.5 Точка 4.3.2.1 Общи положения, алинея (2)**

Методът на хоризонталното натоварване може да се използва, ако са изпълнени следните препоръчани допълнителни условия: обща височина  $H$ , не по-голяма от 60 m, и класове на значимост на конструкцията I или II.

### **NA.2.6 Точка 4.7.2 Условия за носимоспособност на конструктивните елементи, алинея (1)P**

При проектирането на нови конструкции стойностите на частните коефициенти за армировъчна стомана, бетон, конструктивна стомана, зидария и други материали се приемат съгласно БДС EN 1998-1:2004, 5.2.4(3), 6.1.3(1), 7.1.3(1) и 9.6(3).

### **NA.2.7 Точка 4.9 Гранично състояние на ограничени повреди, алинея (4)**

Приемат се препоръчаните стойности на редуционните коефициенти  $\nu$  за преместванията при гранично състояние на ограничени повреди, както следва: за конструкции с класове на значимост III и IV  $\nu = 0,4$ ; за конструкции с класове на значимост I и II  $\nu = 0,5$ .

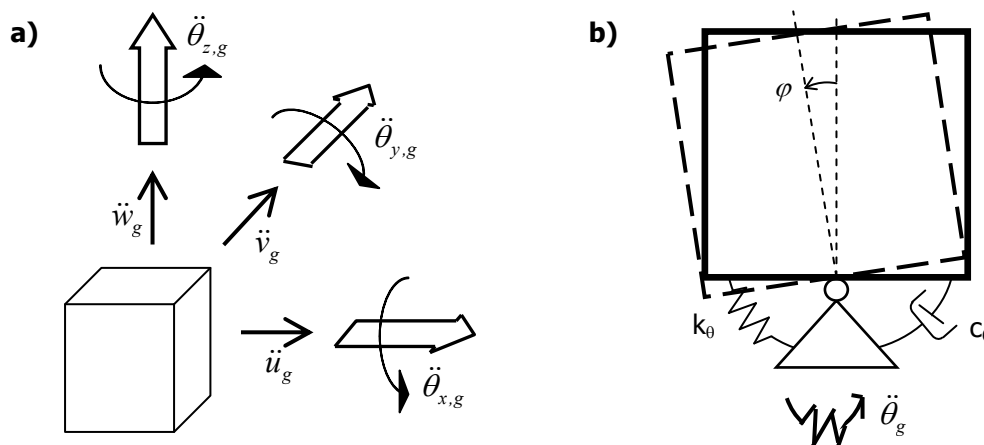
## **NA.3 Допълнителни указания, които не противоречат на EN 1998-6:2005 и улесняват прилагането му в България**

### **NA.3.1 Към приложение А (информационно): Линеен динамичен анализ при отчитане на ротационните компоненти на движението на основата**

#### **NA.3.1.1 Определяне на спектъра на реагиране на ротационните ускорения**

В най-общия случай във всяка точка от земната повърхност движението има шест компоненти при сеизмично въздействие. Те са показани на фигура NA.3.1.1а). Три от компонентите са трансляционни и три са ротационни, насочени като вектори по осите. При стройни конструкции от конзолен тип (кули, мачти и комини) ротационните компоненти на въздействието може да имат съществен принос към максималните стойности на ефектите от въздействието. За всеки конкретен случай се налага да се прави изследване доколко голямо е влиянието на ротационните компоненти и трябва ли да се отчита в линейния динамичен анализ.

На фигура NA.3.1.1 b) е показана система с една степен на свобода. Масата на системата извършва само ротационно движение вследствие на единствената компонента на сеизмичното въздействие – ротационно ускорение на основата  $\ddot{\theta}_g$ . Свойството на системата да се деформира е изразено чрез появата на ъгъла  $\varphi$ , който е показан на фигурата като относително движение на въртящата се маса.



**Фигура NA.3.1.1 - а) Шест компоненти на сеизмичното въздействие (ускорение) в основата – три транслационни и три ротационни; б) система с една степен на свобода при ротационно движение на масата**

Уравнението за движение се записва в следната форма:

$$I_\theta \ddot{\varphi} + c_\theta \dot{\varphi} + k_\theta \varphi = -I_\theta \ddot{\theta}_g \quad (\text{NA.3.1.1})$$

където  $I_\theta$ ,  $c_\theta$  и  $k_\theta$  са съответно масовият инерционен момент, съпротивлението на затихване в ротационно направление и ротационната коравина.

Спектърът на реагиране на ротационните ускорения се определя чрез следното отношение:

$$R^\theta = \frac{|k_\theta \varphi|_{\max}}{I_\theta} \quad (\text{NA.3.1.2})$$

където  $|k_\theta \varphi|_{\max}$  е максималната стойност на момента в еластичната пружина. Отношението

$$\frac{k_\theta}{I_\theta} = \omega_\theta^2 \quad (\text{NA.3.1.3})$$

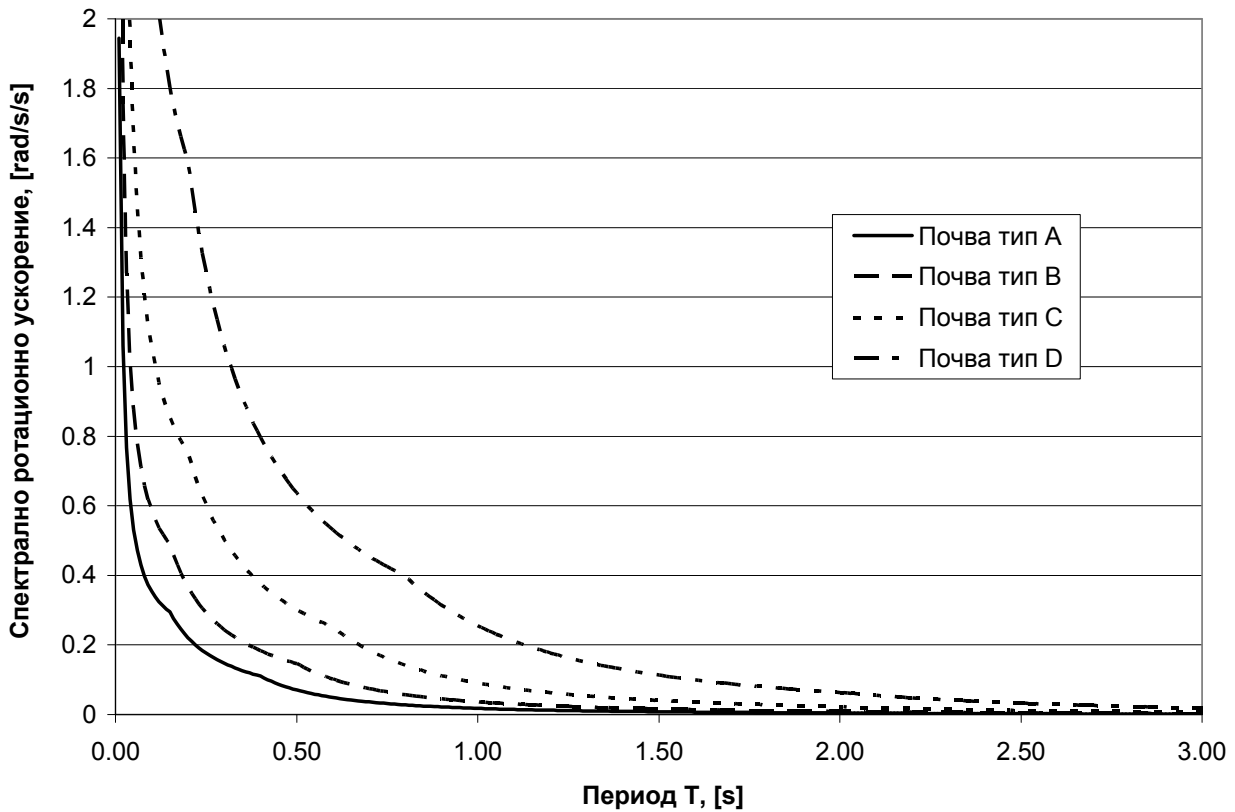
представлява квадратът на недемпфираната честота на ротационните свободни трептения. Изразът (NA.3.1.3) може да се преобразува, като се има предвид зависимостта

$$|\varphi|_{\max} = \left| \dot{\varphi} + \ddot{\theta}_g \right|_{\max} \frac{1}{\omega_\theta^2} \quad (\text{NA.3.1.4})$$

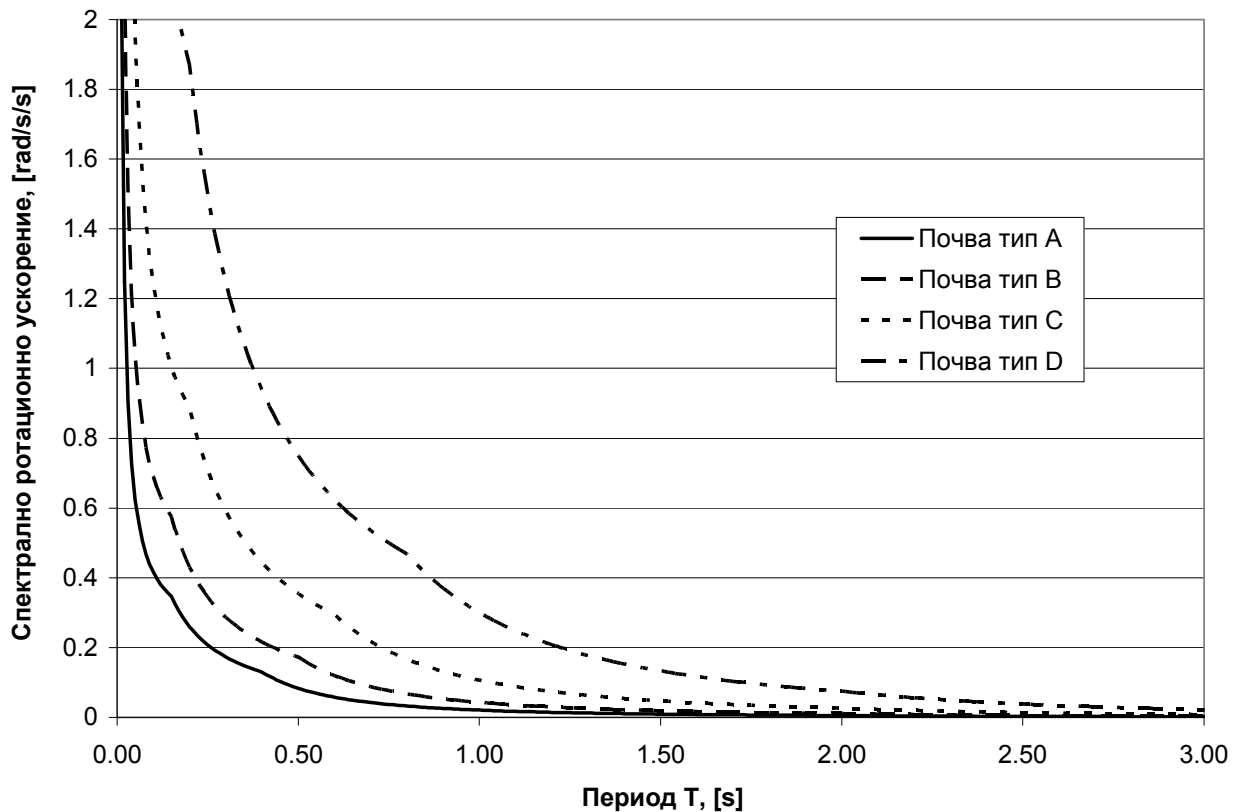
приложима за системи с коефициент на затихване до 10 % от критичното. След заместване на (NA.3.1.3) и (NA.3.1.4) в (NA.3.1.2) се стига до следния резултат:

$$R^\theta = \left| \ddot{\varphi} + \ddot{\theta}_g \right|_{max}, \left[ \frac{rad}{s^2} \right] \quad (NA.3.1.5)$$

което показва, че (NA.3.1.2) действително определя ротационния спектър на реагиране. В (NA.3.1.5)  $\varphi$  определя относителното завъртане на масата, а  $(\varphi + \theta_g)$  е тоталното завъртане на масата.

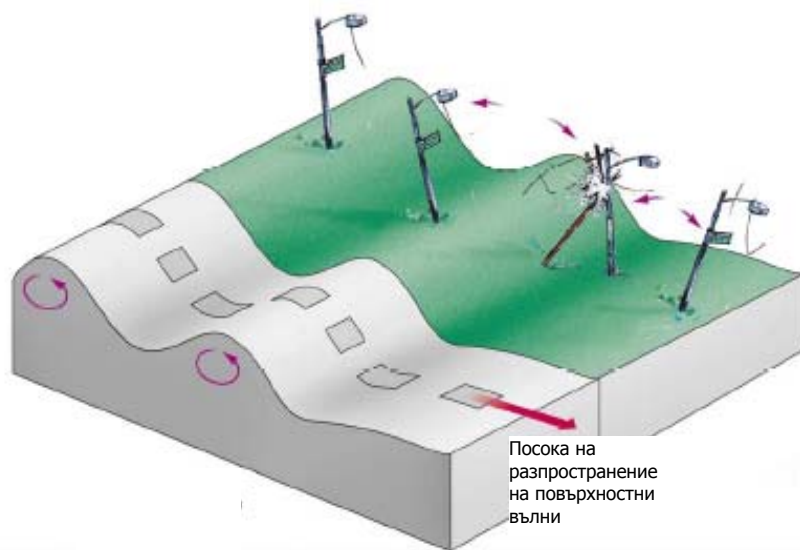


**Фигура NA.3.1.2 - Еластичен спектър на реагиране за ротационната компонента около хоризонтална ос (за почви типове A, B, C и D), скалирани за изчислително ускорение 0,27 g**



**Фигура NA.3.1.3 - Еластичен спектър на реагиране за ротационната компонента около вертикална ос (за почви типове А, В, С и D), скалирани за изчислително ускорение 0,27g**

Спектрите на фигури NA.3.1.2 и NA.3.1.3 са построени по формули (A.1), (A.2) и (A.3) от приложение А. От фигурите се вижда, че максималните ротационни ускорения се получават за конструкции с много малки периоди ( $T \rightarrow 0$ ), т.е. за корави конструкции. На фигура NA.3.1.4 се представя възникването на ротационната компонента на сеизмичното въздействие от вълните на Rayleigh. Тази ротационна компонента предизвиква въртеливо движение около хоризонтална ос по фронта на вълната, който напредва отляво надясно. Действието на ротационната компонента се илюстрира нагледно с промяната на вертикалното положение на стълбове от електропроводната мрежа.



**Фигура NA.3.1.4 - Влияние на ротационната компонента върху корави стълбове (малък фундаментален период)**

Включването на ротационните компоненти на ускоренията на основата дава възможност да се отчете пространственият характер на сеизмичното въздействие, което е резултат от разпространението на сеизмичните вълни. Разглежда се случаят на линеен спектрален анализ, когато всичките компоненти на сеизмичното въздействие – транслационни и ротационни – са представени с еластичните спектри на реагиране. Ефектите от сеизмичните въздействия се комбинират модално (по форми) и по компоненти, с което се взема под внимание съвместното действие на отделните компоненти и форми на трептене.

### **NA.3.1.2 Ефекти от сеизмичното въздействие при транслационно преносно движение**

На фигура NA.3.1.5а) е представен динамичен модел на висока конструкция със съсредоточени маси. Вертикалните движения на масите се пренебрегват. Хоризонталното преносно движение следва транслационното движение на основата, при което всички маси получават еднакви премествания, виж фигура NA.3.1.5б). Тази постановка е традиционната при извършване на сеизмичния анализ на конструкции на кули, мачти и комини. Постановката се разглежда в пълнота, за да може като втора стъпка да се оценят в същия стил ефектите от ротационното преносно движение.

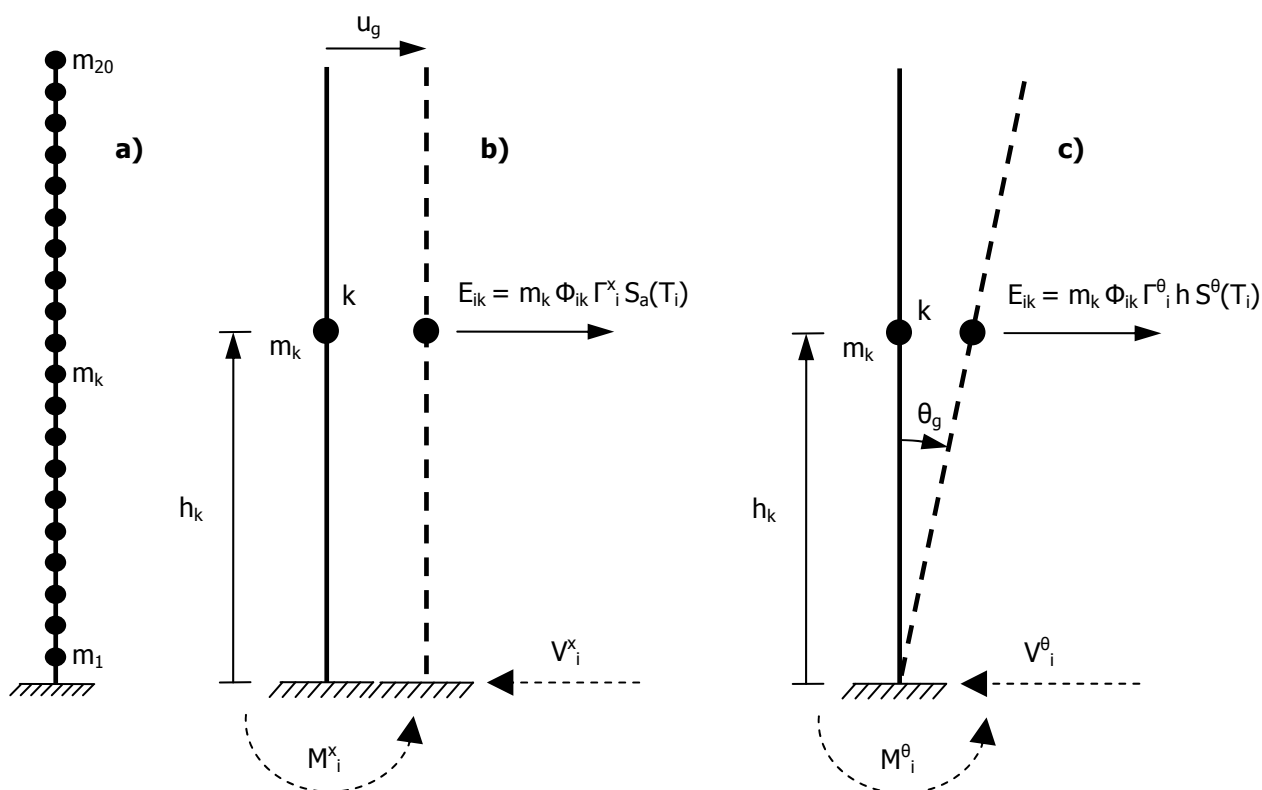
С  $\{v\}$  е означен векторът на посочните косинуси. Той описва формата на преносното движение и разпределението на преместванията по височина.

$$\{v\}^T = \{1 \quad 1 \quad \dots \quad 1\} \quad (\text{NA.3.1.1})$$

Модалната трансформация изисква векторът на хоризонталните премествания  $\{u\}$  да бъде представен като сума от модалните премествания. Те от своя страна се получават от обобщените координати  $y_i$ , съдържащи се във вектора  $\{y\}$ . Този резултат се представя по следния начин:

$$\{u(t)\} = [\Phi]\{y(t)\} \quad (\text{NA.3.1.2})$$

където  $[\Phi]$  е матрица, чиито колони са модалните вектори.



**Фигура NA.3.1.5 - Стотанена кула с височина 60 m, дискретизирана с 20 елемента и 21 възела (тръбно сечение с диаметър 1,20 m и дебелина на стената 0,03 m): а) дискретен модел; б) случай на транслационно преносно движение; в) случай на ротационно преносно движение**

Ако векторът  $\{v\}$  се тълкува като вектор на етажните премествания от единично транслационно движение на основата, базирайки се на (NA.3.1.2), може да се запише:

$$\{v\} = [\Phi]\{y\} \quad (\text{NA.3.1.3})$$

По същество трансформацията (NA.3.1.3) е модална. Чрез нея простото преносно движение на основата, което се пренася същото и по височина на "етажите", се разлага на модални компоненти, необходими при разпадане на основната система от уравнения за движение.

Модалната маса  $M_i^*$  се определя по правилото

$$M_i^* = \sum_k m_k \Phi_{ik}^2 \quad (\text{NA.3.1.4})$$

Коефициентът за участие  $\Gamma_i^x$  при транслационни движения на основата се изчислява по правилата на модалния анализ. След отчитане на (NA.3.1.3) в първата част на израза за  $\Gamma_i^x$  се получава:

$$\Gamma_i^x = \frac{\{\Phi_i\}^T [m] \{v\}}{M_i^*} = y_i \quad (\text{NA.3.1.5})$$

Тоталната маса на конструкцията е  $M_{Tot}$ . При транслационно движение на основата тя е равна на сумата от концентрираните маси на конструкцията. Това се вижда от следното равенство:



$$M_{Tot} = \{v\}^T [m] \{v\} = \sum_k m_k v_k^2 = \sum_k m_k \quad (\text{NA.3.1.6})$$

От равенства (NA.3.1.3) и (NA.3.1.5) следва

$$\{v\} = [\Phi] \{\Gamma^x\} \quad (\text{NA.3.1.7})$$

Преработката на първата част на израза (NA.3.1.6) за тоталната маса с помощта на формула (NA.3.1.7) води до следния резултат:

$$\{v\}^T [m] \{v\} = \{\Gamma^x\}^T [\Phi]^T [m] [\Phi] \{\Gamma^x\} = \{\Gamma^x\}^T [M^*] \{\Gamma^x\} = \sum_i M_i^* (\Gamma_i^x)^2 \quad (\text{NA.3.1.8})$$

Във формула (NA.3.1.8) се предлага получаване на  $M_{total}$  чрез сумиране по форми. Резултатът за  $M_{Tot}$  ще бъде точен само при условие че се сумират приносите на всички форми. Тогава отношението

$$\frac{\sum_i M_i^* (\Gamma_i^x)^2}{M_{Tot}} \leq 1 \quad (\text{NA.3.1.9})$$

може да се използва като критерий за достатъчност на използваните в анализа форми. Когато в анализа се използват по-малък от общия брой форми на трептене, отношението остава по-малко от 1,0. Когато броят на използваните форми е равен на общия брой на формите, резултатът за отношението е 1,0.

Изчислителната стойност на сеизмичната сила при форма  $i$  по направление  $k$  (хоризонтално направление) се дава с формулата

$$E_{ik} = m_k \Phi_{ik} \Gamma_i^x S_a(T_i) \quad (\text{NA.3.1.10}),$$

където  $m_k$  е масата, асоциирана към степен на свобода с номер  $k$ ,  $\Phi_{ik}$  е  $k$ -тата ордината от модалния вектор  $\{\Phi_i\}$ , а  $S_a(T_i)$  е  $i$ -тата ордината от спектъра на реагиране за транслационните ускорения, отчетена за период  $T_i$ .

За напречната сила в основата при форма  $i$  след сумиране на всички сеизмични сили се получава изразът:

$$V_i^x = S_a(T_i) \Gamma_i^x \sum_k m_k \Phi_{ik},$$

който след отчитане на (5) приема по-компактната форма:

$$V_i^x = (\Gamma_i^x)^2 M_i^* S_a(T_i) \quad (\text{NA.3.1.11})$$

Огъващият момент в основата, възникващ в резултат от действието на транслационната компонента, се получава, като се сумират моментите на сеизмичните сили за точката на запъването на конструкцията. Така се стига до израза:

$$M_i^x = m_k h_k \Phi_{ik} \Gamma_i^x S_a(T_i) \quad (\text{NA.3.1.12})$$

където  $h_k$  е височината на точката, в която се прилага сеизмичната сила  $E_{ik}$ . На основата на формула (NA.3.1.12) след сумиране по  $k$  се получава:

$$M_i^x = S_a(T_i) \Gamma_i^x \sum_k m_k h_k \Phi_{ik}.$$

Сумата се преобразува, както следва:

$$\sum_k m_k h_k \Phi_{ik} = h \{\Phi_i\}^T [m] \{\eta\},$$

където се въвежда векторното означение  $\{\eta\}$  на бездименсионен вектор с ордината 1 на върха на кулата и ордината 0 в основата. Компонентите на вектора всъщност са ординатите на правата, свързваща двете крайни ординати.

Като се отчете, че

$$\{\Phi_i\}^T [m] \{\eta\} = \Gamma_i^\theta M_i^* \quad (\text{NA.3.1.13})$$

се стига до крайния резултат за огъващия момент в основата при форма  $i$ :

$$M_i^x = h S_a(T_i) \Gamma_i^x \Gamma_i^\theta M_i^* \quad (\text{NA.3.1.14})$$

В тази формула  $h$  е общата височина на кулата. С  $\Gamma_i^\theta$  е означен коефициентът за участие на форма  $i$  при ротационно движение на основата.

### NA.3.1.3 Ефекти от сеизмичното въздействие при ротационно преносно движение

На фигура NA.3.1.5с) са показани хоризонталните премествания на масите, възникващи в резултат на ротационното движение на основата. Бездименсионният вектор  $\{\eta\}$  на нормализираните (спрямо преместването на върха) премествания се дефинира като вектор, чиято първа компонента е 0, а последната е 1. Останалите компоненти се получават чрез правилото за подобие на триъгълниците:

$$\{\eta\}^T = \{0 \quad \dots \quad 1\} \quad (\text{NA.3.1.15})$$

Хоризонталните премествания на етажните нива (местата, където има асоциирани маси) се разлагат в ред по главни форми, за което може отново да се ползва формула (NA.3.1.2). При ротационни движения на основата във вектора  $\{\nu\}$  се влага ново съдържание, а именно:

$$\{\nu\} = \{\eta\} = [\Phi] \{y\} \quad (\text{NA.3.1.16})$$

Коефициентът за участие при ротационно движение на основата се определя като

$$\Gamma_i^\theta = \frac{\{\Phi_i\}^T [m] \{\nu\}}{M_i^*} = y_i \quad (\text{NA.3.1.17})$$

В това равенство  $M_i^*$  има същата стойност както в (NA.3.1.4). Тоталната маса  $M_{Tot}$  при ротационни движения на основата се изчислява по формулата

$$M_{Tot} = \{v\}^T [m] \{v\} = \sum_k m_k v_k^2 \quad (\text{NA.3.1.18})$$

От друга страна,  $M_{Tot}$  може да се изчисли и чрез модална сума, подобно на (NA.3.1.8) при транслационни движения на основата. Така може да се запише

$$\{v\}^T [m] \{v\} = \sum_i M_i^* (\Gamma_i^\theta)^2 \quad (\text{NA.3.1.19})$$

От (NA.3.1.16) и (NA.3.1.17) следва, че

$$\{v\} = [\Phi] \{\Gamma^\theta\} \quad (\text{NA.3.1.20})$$

Подобно на случая на транслационни движения на основата, и при ротационните движения може да се въведе критерий за достатъчност на използваните в решението форми на трептене. За целта се съставя отношение на модално изчислената тотална маса и тоталната маса, получена чрез тройно матрично произведение по формула (NA.3.1.18). Така се получава резултатът:

$$\frac{\sum_i M_i^* (\Gamma_i^\theta)^2}{M_{Tot}} \leq 1 \quad (\text{NA.3.1.21})$$

При използване на пълния брой форми в анализа това отношение е 1,0. При използване на брой на формите, по-малък от пълния брой форми, отношението е по-малко от 1,0. С включване на все повече форми отношението се приближава до 1,0.

Изчислителната стойност на сеизмичната сила  $E_{ik}$  ( $i$  – форма на трептене,  $k$  – степен на свобода), възникваща като резултат от ротационно движение на основата (ускорения), се записва във вида:

$$E_{ik} = m_k \Phi_{ik} \Gamma_i^\theta h S^\theta(T_i) \quad (\text{NA.3.1.22})$$

където  $S^\theta(T_i)$  е спектралната ордината от спектъра на ротационните ускорения, отчетена за период  $T_i$ . Коефициентът за участие  $\Gamma_i^\theta$  при ротационни компоненти на движението на основата е

$$\Gamma_i^\theta = \frac{\sum_k m_k \eta_k \Phi_{ik}}{M_i^*}$$

или в матрична форма

$$\Gamma_i^\theta = \frac{\{\Phi_i\}^T [m] \{\eta\}}{M_i^*} \quad (\text{NA.3.1.23})$$

Максималната стойност на напречната сила в основата  $V_i^\theta = \sum_k E_{ik}$  при форма  $i$  се получава чрез сумиране на всички сеизмични сили, както следва:

$$V_i^\theta = \Gamma_i^\theta h S^\theta(T_i) \sum_k m_k \Phi_{ik}.$$

Сумата по натоварени със сеизмични сили възли може да се трансформира по следния начин:

$$\sum_k m_k \Phi_{ik} = \Gamma_i^x M_i^*,$$

където  $\Gamma_i^x$  е коефициентът за участие при трансляционно движение на основата и при форма  $i$ . Така се достига до окончателния резултат

$$V_i^\theta = \Gamma_i^x \Gamma_i^\theta M_i^* h S^\theta(T_i) \quad (\text{NA.3.1.24})$$

Огъващият момент в основата при форма  $i$  се получава чрез сумиране на моментите на сеизмичните сили по етажни нива:

$$M_i^\theta = \sum_k E_{ik} h_k \quad (\text{NA.3.1.25})$$

След отчитане на равенство (NA.3.1.22) и след заместването му в (NA.3.1.25) се получава следният междинен резултат:

$$M_i^\theta = \Gamma_i^\theta h S^\theta(T_i) \sum_k m_k h_k \Phi_{ik},$$

$$\sum_k m_k h_k \Phi_{ik} = h \{\Phi_i\}^T [m] \{\eta\} = h \Gamma_i^\theta M_i^*.$$

Окончателно от ротационната компонента на ускорението в основата се получава следният огъващ момент при запъването (форма  $l$ ):

$$M_i^\theta = (\Gamma_i^\theta)^2 M_i^* h^2 S^\theta(T_i) \quad (\text{NA.3.1.26})$$

#### NA.3.1.4 Комбиниране на модалните максимални стойности на ефектите от въздействието

Оценката на максималните ефекти от сеизмичните въздействия в конструкциите на кули, мачти и комини може да се проведе чрез метода на спектрите на реагиране. Конструкцията се изследва за две независими състояния, които се дефинират като решения от трансляционната и от ротационната компонента поотделно. Тези решения включват комбиниране на модалните резултати чрез модално комбиниране по формулите CQC:

$$M^x = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} M_i^x M_j^x} \quad (\text{NA.3.1.27})$$

$$M^\theta = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} M_i^\theta M_j^\theta} \quad (\text{NA.3.1.28})$$

където  $\rho_{ij}$  са корелационните коефициенти.

### НА.3.1.5 Комбиниране на резултатите по компоненти

В действителност най-общият вид на сеизмичното въздействие за равнинна конструкция включва акселерограма на транслационните хоризонтални ускорения и акселерограма на ротационните ускорения около другата хоризонтална ос. Двете акселерограми представляват некорелирани записи на ускорения и съчетаването на ефектите от тях се извършва на вероятностна основа, като се използва формулата за комбиниране SRSS по компоненти.

$$\max M = \sqrt{(M^x)^2 + (M^\theta)^2} \quad (\text{NA.3.1.29})$$

Ако модалното комбиниране се извърши по правилото SRSS, е възможно обединяването на ефектите от въздействията (точки НА.3.1.4 и НА.3.1.5) в една обща формула, която се записва по следния начин:

$$\max M = \sqrt{\sum_i [(M_i^x)^2 + (M_i^\theta)^2]} \quad (\text{NA.3.1.30})$$

Чрез използване на същите по смисъл формули и разсъждения може да се изчисляват максималните стойности на напречната сила  $V$ .

### НА.3.2 Към приложение В (информационно): Затихване по форми при спектралния метод за анализ

Коефициентите на модалното затихване се определят за всяка форма при постановката, че отделните елементи на конструкцията могат да имат различни коефициенти на затихване. Модалното затихване представлява осреднена стойност на затихването за цялата конструкция, получена на основата на матриците на коравина на елементите и елементните затихвания. В изчислителен аспект модалното затихване много лесно се включва в процедурата на метода на крайните елементи, при което елементните матрици на коравина са тежестните фактори, спрямо които се извършва осредняването и се определя модалното затихване. Модалното затихване на цялата конструкция по принцип е необходимо за оценка на дисипативните свойства на всяка от формите. На основата на модалните затихвания може да се получи матрицата на вътрешните съпротивления на конструкцията.

Целта на приложението е да се даде идея за получаване на модалното затихване на конструкцията за произволна форма на трептене  $j$  при използване на данни за конструкцията, елементите на конструкцията и модална информация. Предполага се, че модалната информация – собствени честоти и модални вектори – е предварително известна след прилагане на решението на задачата за собствени стойности.

Модалното затихване на конструкцията  $\bar{\xi}_j$  при форма  $j$  се получава по формулата:

$$\bar{\xi}_j = \frac{\{\Phi_j\}^T [\bar{K}] \{\Phi_j\}}{\{\Phi_j\}^T [K] \{\Phi_j\}} \quad (\text{NA.3.2.1})$$

където:

$\bar{\xi}_j$  е еквивалентният модален коефициент на затихване за форма  $j$ ;

$[K]$  е матрицата на коравина на конструкцията. Тя се получава от елементните матрици на коравина чрез правилата за асемблиране в метода на крайните елементи, както следва:

$$[K] = \sum_e [k^e] \quad (\text{NA.3.2.2});$$

$[\bar{K}]$  е модифицираната матрица на коравина на конструкцията. Тя се получава от елементните матрици на коравина  $[k^e]$ , всяка от които се умножава по елементното затихване  $\xi^e$ . Така се получава модифицираната матрица на коравина  $\xi^e [k^e]$  на елемента  $e$ . Матрицата  $[\bar{K}]$  се получава чрез асемблиране на елементните матрици:

$$[\bar{K}] = \sum_e \xi^e [k^e] \quad (\text{NA.3.2.3})$$

$\{\Phi_j\}$  е  $j$ -тият модален вектор.

Модалната коравина  $K_j^*$  за форма  $j$  е знаменател във формула (NA.3.2.1) и се получава по правилото:

$$\{\Phi_j\}^T [K] \{\Phi_j\} = K_j^* = \omega_j^2 m_j^* \quad (\text{NA.3.2.4})$$

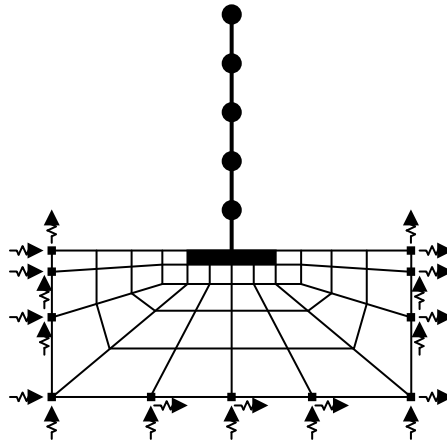
Като се отчете, че модалната маса  $m_j^* = 1$  поради нормирането на модалните вектори "по маса", уравнение (NA.3.2.1) приема вида:

$$\bar{\xi}_j = \frac{1}{\omega_j^2} \sum_e \xi^e \{\Phi_j\}^T [k^e] \{\Phi_j\} \quad (\text{NA.3.2.5})$$

Когато коефициентите на затихване на всички елементи са равни, т.е.  $\xi^e = \xi = \text{const}$ , модалното затихване за форма  $j$  е  $\bar{\xi}_j = \xi$ .

### **NA.3.3 Към приложение С (информационно): Взаимодействие земна основа - конструкция**

Изследването на взаимодействието почва – конструкция се извършва, като се подготви съвместен модел на конструкцията и почвеното полупространство. Изчислителният модел най-често се основава на метода на крайните елементи, като общите възли и степени на свобода на фундамента и почвата осигуряват съвместното действие на двете подсистеми. Подпирането се осъществява на границите на почвения масив. Сеизмичното въздействие се задава под формата на акселерограми само във възлите, в които е реализирано подпиране. На фигура NA.3.3.1 е показан изчислителен модел на основата на метода на крайните елементи.



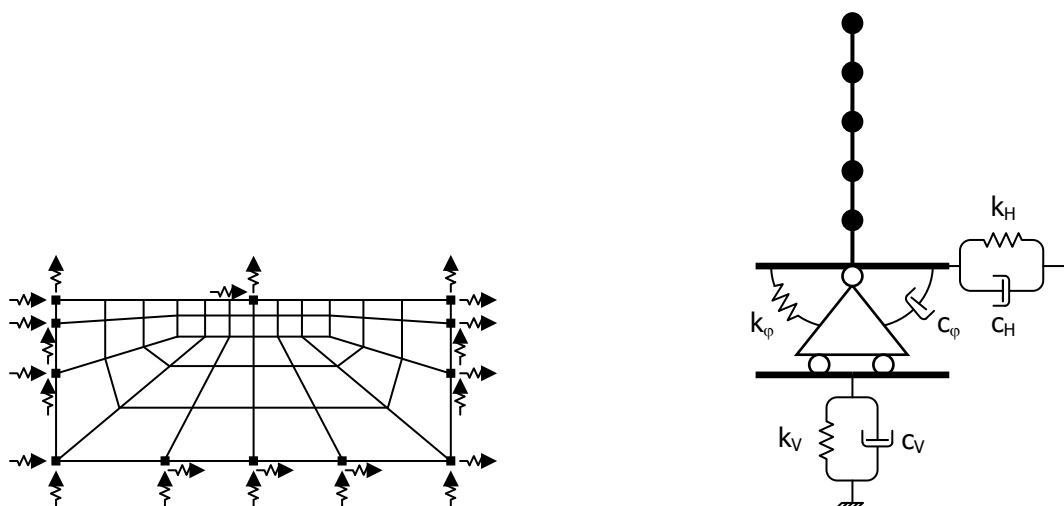
**Фигура NA.3.3.1 - Изчислителен модел по метода на крайните елементи за отчитане на взаимодействието почва – конструкция**

Важен параметър на задачата са размерите на почвения масив. Те трябва да бъдат така подбрани, че ефектите от взаимодействието с конструкцията да затихват при доближаване на неговите граници. За определяне на размерите на почвения масив е необходимо да се извършат предварителни изследвания. Подпирането на почвения масив се извършва в контурните му възли, както е показано на фигура NA.3.3.1. Най-често се използват 2 вида подпирания: а) с неподвижни опори във всички контурни възли; б) с хоризонтално подвижни опори в страните му (вертикалните граници на почвения масив от фигура NA.3.3.1) и неподвижни опори по дъното на масива. Подпирането от вида а) се използва, за да се изследва влиянието на поддаваемостта на фундамента. Подпирането от вида б) е най-подходящо за отчитане на вълновия характер на сеизмичното въздействие. При подпирането б) дължината на почвения масив зависи и от дължините на сеизмичните вълни. Този модел е подходящ за отчитане на коравината на почвата на срязване.

Поради сложния характер на динамичното поведение на почвата се извършва нелинеен анализ на конструкцията от фигура NA.3.3.1, като се изследват историите във времето. Входното въздействие е представено с акселерограми, които се задават само в местата на подпирането.

При този метод се отчитат нелинейната зависимост напрежения – деформации на почвата, затихването в почвата, водонасищането. Модулите на почвата са деформационно зависими и зависят от историята на натоварването. Методът изисква много данни като входна информация (записи на ускоренията върху здрав почвен пласт – скала) и отнема значително изчислително време.

Този вид анализ се опростява, като се въвеждат ефективни модули, с които задачата се решава чрез линеен анализ. Той се извършва много по-бързо, но има приблизителен характер за моделирането на взаимодействието почва – конструкция.



**Фигура NA.3.3.2 - Приблизителен анализ на конструкцията чрез разделяне на почвения масив и конструкцията над него**

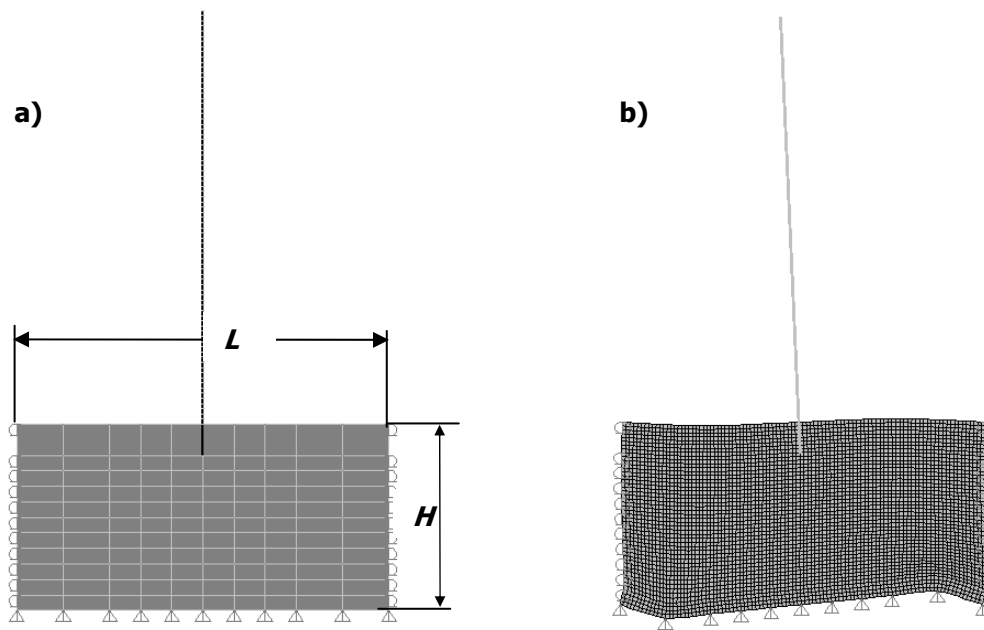
Като алтернатива на описания по-горе метод се използва опростен подход, който е по-подходящ при корави почви и по-малко подходящ при меки. При този подход почвеният масив и конструкцията се разделят и се решават поотделно и независимо. Най-напред се получава движението на почвата във възлите, където е контактът с конструкцията. Това е решението на почвения масив за възли от свободна повърхност. Този вид движение се използва като входна информация за сеизмичния анализ на конструкцията. Поддаваемостта на закрепването на конструкцията и силите на вътрешно съпротивление на почвения масив се отчитат с пружинни елементи и вискозни демпферни устройства. Идеята на подхода е илюстрирана на фигура NA.3.3.2. Основен момент при подхода е определянето на характеристиките на пружинните елементи и на вискозните демпфери, заместващи почвата. Подходът предлага опростен вид на анализа, но с цената на допълнителна подготвителна работа.

На фигура NA.3.3.3a) е представен изчислителен модел на кула, изчислена съвместно с почвен масив с цел оценяване на взаимодействието почва – конструкция. Използват се ефективни характеристики на почвата за извършване на линеен динамичен анализ. Реализирано е подпирание от типа b).

На фигура NA.3.3.3b) е показан начин за симулиране на ротационно движение на основата. За целта във възлите на скалния пласт е зададено вертикално синусоидално движение. Изменя се честотата на синусоидалните движения, с които се симулира ротационното движение на основата. Ротационното движение на фундамента се получава като резултат от вертикалното движение на почвената повърхност, а ъгълът на завъртане е първа производна от вертикалните премествания. По този начин се симулира ротационната компонента на ускорението, която се получава от вертикалната. По принцип софтуерът за изследване с включване на ротационната компонента позволява отчитането ѝ по спектралния метод, тъй като спектърът на реагиране за ротационните ускорения е определен в приложение А. Използването на записи на ротационната компонента чрез анализ на историите във времето за момента среща затруднения поради липса на данни (записи) за ротационната компонента. За изследване във времето се препоръчва анализ на конструкцията, подложена на вертикално синусоидално движение на скалния пласт, като се използва вълнов тип движение с висока честота, както е показано на фигура NA.3.3.3b).

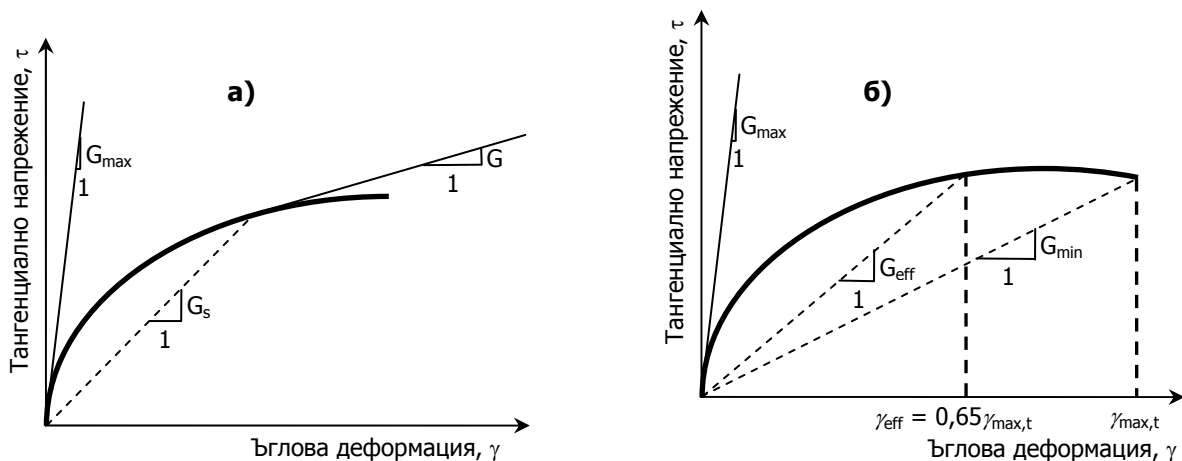
Основната конститутивна зависимост за почвите е тангенциално напрежение  $\tau$  – ъгловата деформация  $\gamma$ . Тази зависимост е представена на фигура NA.3.3.4a). Зависимостта е нелинейна и решенията се провеждат в инкрементална форма, като за всеки инкремент (нарастване на натоварването) се провежда линеаризация и се подбират характеристики, валидни само в разглеждания интервал. Грешките от линеаризацията се минимизират чрез итерации в рамките на интервала. Основната характеристика, която се променя, е тангенциалният модул на ъгловите деформации  $G$ . При монотонно статично натоварване се работи със секущ модул  $G_s$ . Началната стойност на тангенциалния модул на ъгловите деформации е  $G_{max}$ .





**Фигура NA.3.3.3 - Модел на почва – конструкция: а) геометрия, размери и подпиране на земния масив; б) симулиране на ротационна компонента чрез вълново синусоидално движение на скалния пласт**

За извършване на динамичен анализ се използва ефективен секущ модул на ъгловите деформации  $G_{eff}$  (виж фигура NA.3.3.4b)). Той се определя въз основа на зависимостта  $\gamma_{eff} = 0,65\gamma_{max,t}$  където  $\gamma_{max,t}$  е максималната стойност на ъгловата деформация на почвения пласт при движение в условията на свободна повърхност по време на сеизмичното въздействие. Тези параметри са онагледени на фигура NA.3.3.4b). За практически приложения е целесъобразно почвеният масив да се линеаризира и хомогенизира, като двете му основни характеристики са  $G_{eff}$  и коефициентът на Poisson  $\nu$ . Определянето на ефективната стойност на коефициента на Poisson се извършва, като се извършат измервания на място за скоростта на надлъжната вълна  $V_p$  и скоростта на напречната вълна  $V_s$ .

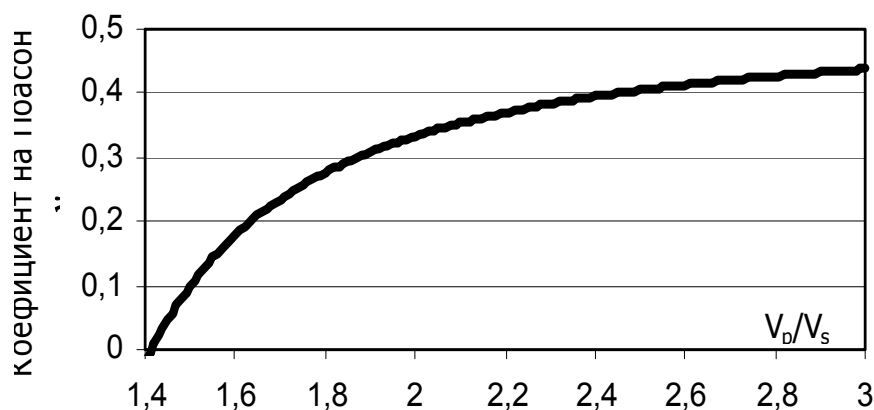


**Фигура NA.3.3.4 - Зависимост тангенциално напрежение – ъглова деформация: а) модул на ъгловите деформации – начална стойност  $G_{max}$ , секуща стойност  $G_s$  и тангенциална стойност  $G$ ; б) определяне на ефективните стойности  $G_{eff}$  и  $\gamma_{eff}$ ;  $G_{min}$  и  $\gamma_{max,t}$**

На основата на двете замервания стойността на коефициента на Poisson е

$$\nu = \frac{1}{2} \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad (\text{NA.3.3.1}).$$

На фигура NA.3.3.5 е представена графически зависимостта на  $\nu$  от отношението  $V_p/V_s$ . При почви, които не променят обема си, отношението приема големи стойности и тогава  $\nu$  клони към стойността 0,5.



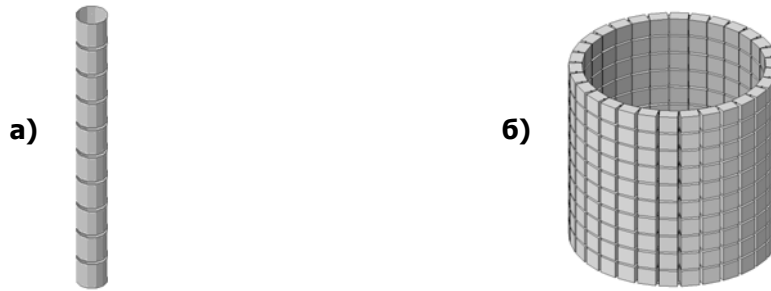
**Фигура NA.3.3.5 - Определяне на ефективната стойност на коефициента на Poisson  $\nu$  в зависимост от отношението на скоростите на надлъжната ( $V_p$ ) и напречната ( $V_s$ ) вълна**

#### **NA.3.4 Към приложение D (информационно): Брой степени на свобода и форми на трептене**

При проектирането на конструкциите на кули, мачти и комини се използват два вида динамични модели.

Първият вид (виж фигура NA.3.4.1a)) представлява конзолен модел на конструкцията с концентрирани маси. При този модел се използват прътови (рамкови) елементи. Поради неголемия брой динамични степени на свобода в анализа се включват приносите на всички форми на трептене. Мотив за това е, че при използване на ротационна компонента най-големите ординати в спектъра се намират в зоната на малките периоди (високите честоти) и не е основателно техните приноси да бъдат пропускани.

Вторият вид (виж фигура NA.3.4.1b)) са пространствени модели, базиращи се на метода на крайните елементи. Характерно за тях е използването на голям брой динамични степени на свобода. Използването на всички форми на трептене за получаване на спектралното решение води до големи затруднения от изчислителен характер. Необходимо е да се определи броят на формите, след включване на които може да се получи желаната точност в спектралното решение. За тази група динамични модели е от особена важност определянето на минималния брой необходими форми, с които се свързва ефективността на решението.



**Фигура NA.3.4.1 - а) Конзолен модел с прътови крайни елементи; б) пространствен модел с черупкови крайни елементи**

При определяне на минималния брой на включените в анализа форми с отчитане само на трансляционната компонента на движението се стига до идеята за апроксимиране на преносното движение с достатъчен брой модални вектори. Така минималният брой на формите се определя еднократно за всички ефекти от въздействието. При отчитане на повече от едно преносно движение (транслационно и ротационно) определянето на минималния брой достатъчни форми трябва да се извърши поотделно за всеки ефект от въздействието. Това се налага поради необходимостта от комбиниране на ефектите с цел отчитане на съвместното действие на компонентите на сеизмичното въздействие. Компонентите на движението на основата – транслационна и ротационна – са представени със своите спектри на реагиране, определени в точка NA.3.1.

На фигура NA.3.1.5a) е представена конструкцията на кула с височина 60 m със стоманено тръбно сечение с диаметър 1,20 m и дебелина на стената 30 mm. Конструкцията е дискретизирана с линейни рамкови крайни елементи, като във всеки възел е съсредоточена маса 1 t. Кулата се разглежда чрез метода на спектрите на реагиране поотделно за всяка една от двете компоненти на сеизмичното въздействие. При всяко от двете решения се определят максималният момент и максималната напречна сила в основата чрез модално комбиниране. След това се пристъпва към обединяване на резултатите от двете решения, като се използва комбиниране по компоненти.

В разглеждания случай произведението  $a_g S$  надвишава стойността 0,25g (виж точка 3.1(1) от БДС EN 1998-6:2005), което е повод в анализа да бъде включена ротационната компонента на въздействието и да бъде оценен нейният принос. Изпълнено е само второто от посочените в точка 3.1(1) изисквания за включване на ротационната компонента в изчисленията, докато височината на кулата е по-малка от приетата чрез първото изискване долна граница. Обект на изследването е да се оцени какво е увеличението на огъващия момент след включване на ротационната компонента на движението.

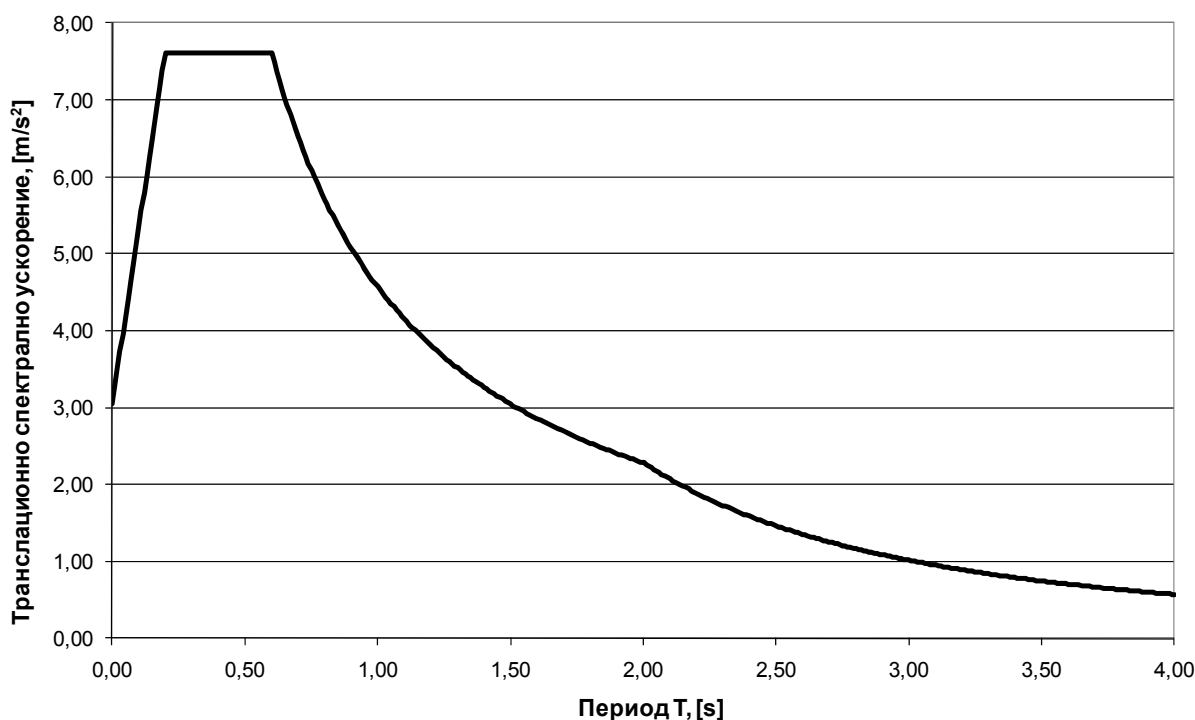
На фигури NA.3.4.2 и NA.3.4.3 са показани спектрите на реагиране за транслационните и ротационните ускорения съгласно БДС EN 1998-1:2004 и БДС EN 1998-6:2005 за приетата в примера почвена група C. Спектърът на ротационните ускорения се получава чрез еластичния спектър на транслационните ускорения. Характерно за него е, че много коравите конструкции с  $T \rightarrow 0$  получават големи стойности на ускоренията и това води до очаквано усилване на приноса на висшите форми.

На фигура NA.3.4.4 е показан резултатът от изследването с цел определяне на необходимия брой на формите за провеждане на анализа и достигане на по-висока точност на спектралните резултати. Обект на анализа е само огъващият момент като меродавен за този вид конструкции. Показаният подход може да се приложи за всеки от ефектите на сеизмичното въздействие.

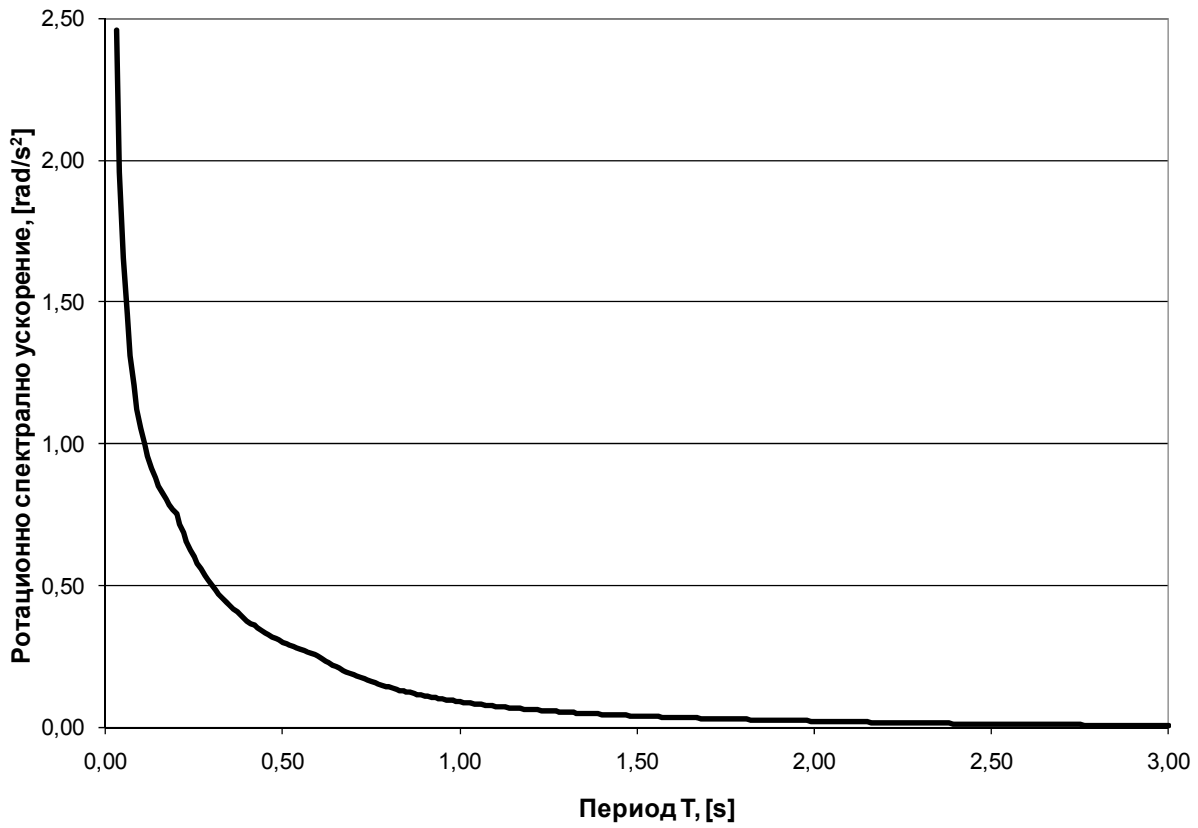
От графиката се вижда, че приносът на първа форма в коефициента на ефективната маса при анализ на ротационната компонента е 97 %, а приносът на първа форма при анализа на транслационната компонента е 63 %. Причината за това е във факта, че транслационното движение (виж фигура NA.3.1.5b)) се апроксимира в по-ниска степен само чрез първа форма, отколкото ротационното преносно движение (триъгълникът на фигура NA.3.1.5c)). Приносът на висшите форми (формите с номер, по-висок от 1) при ротационната компонента е само 3 %, докато при транслационната компонента достига 37 %; това е ясно изразено на графиката.

За съоръжения като кули, мачти и комини обект на вниманието е огъващият момент в основата, като максималната му стойност е много важна за правилното проектиране. На фигура NA.3.4.5 се разглеждат модалните компоненти на момента за всяка форма поотделно, като едната графика показва стойностите на модалните моменти при използване на транслационна компонента, а другата графика се отнася за модалните моменти при използване на ротационна компонента. Вижда се, че като цяло модалният принос на огъващите моменти от транслационно движение преобладава над модалния принос на огъващите моменти от ротационно движение. Тази констатация обаче се отнася само за разглеждания пример на кула с височина 60 m. Въпреки че приносът на ротационното движение остава по-малък от този на транслационното, ясно се вижда, че те са съизмерими. От фигура NA.3.4.5 може да се направи изводът, че приносът на формите с номер над 6 е нищожно малък и за двете компоненти и може да се пренебрегне.

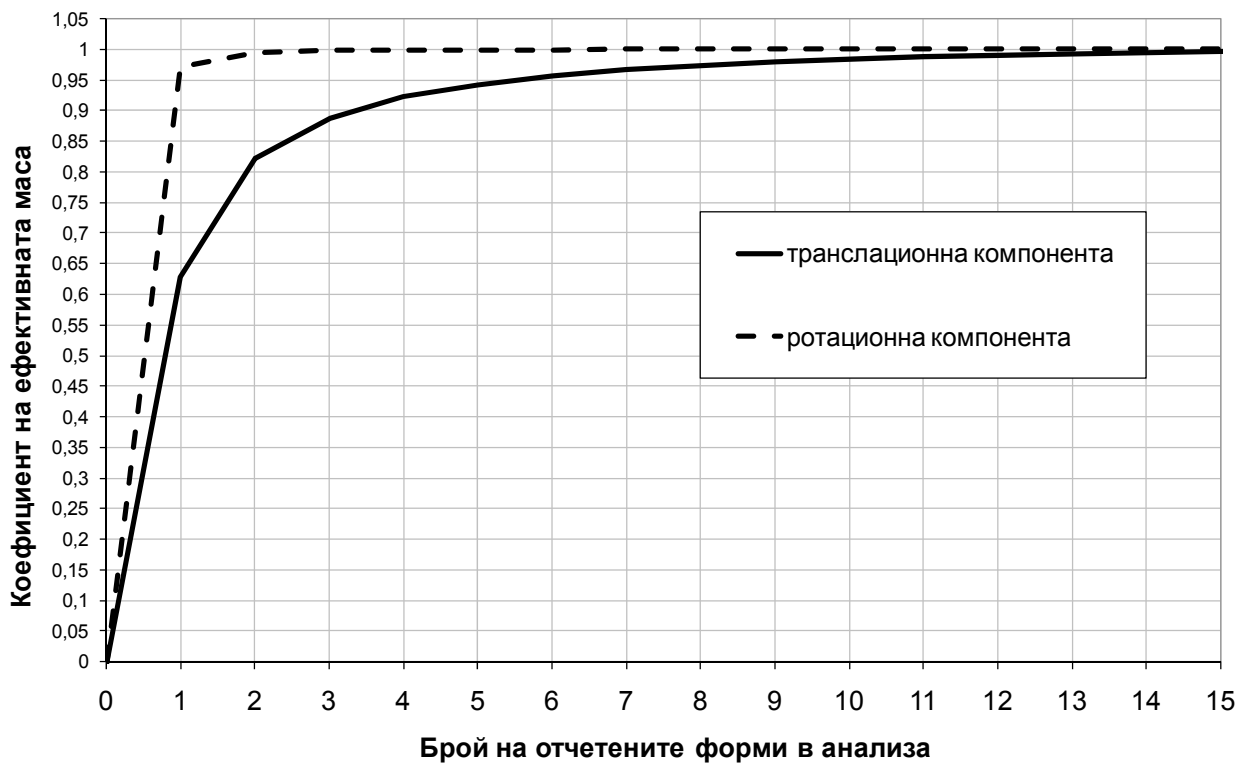
На фигура NA.3.4.6 е показан крайният резултат след извършване на модално комбиниране на резултатите и комбинирането им по компоненти за двата случая: отчитане само на транслационната компонента и отчитане на съвместно действащи транслационна и ротационна компонента. От сравнението се вижда, че след форма номер 6 резултатът за максималния момент практически се стабилизира към една постоянна стойност и включването на нови, по-висши форми не води до уточняване на резултата. Вижда се, че включването на ротационната компонента води до стойности на огъващия момент, по-големи с 11 % от стойността на момента, получена при отчитане само на транслационната компонента. Трябва да се уточни, че е изследвана примерна кула, чиято височина е под долната граница от 80 m. При използване на по-високи съоръжения (над 80 m) се очаква по-голям принос на ротационната компонента към максималната стойност на огъващия момент в основата.



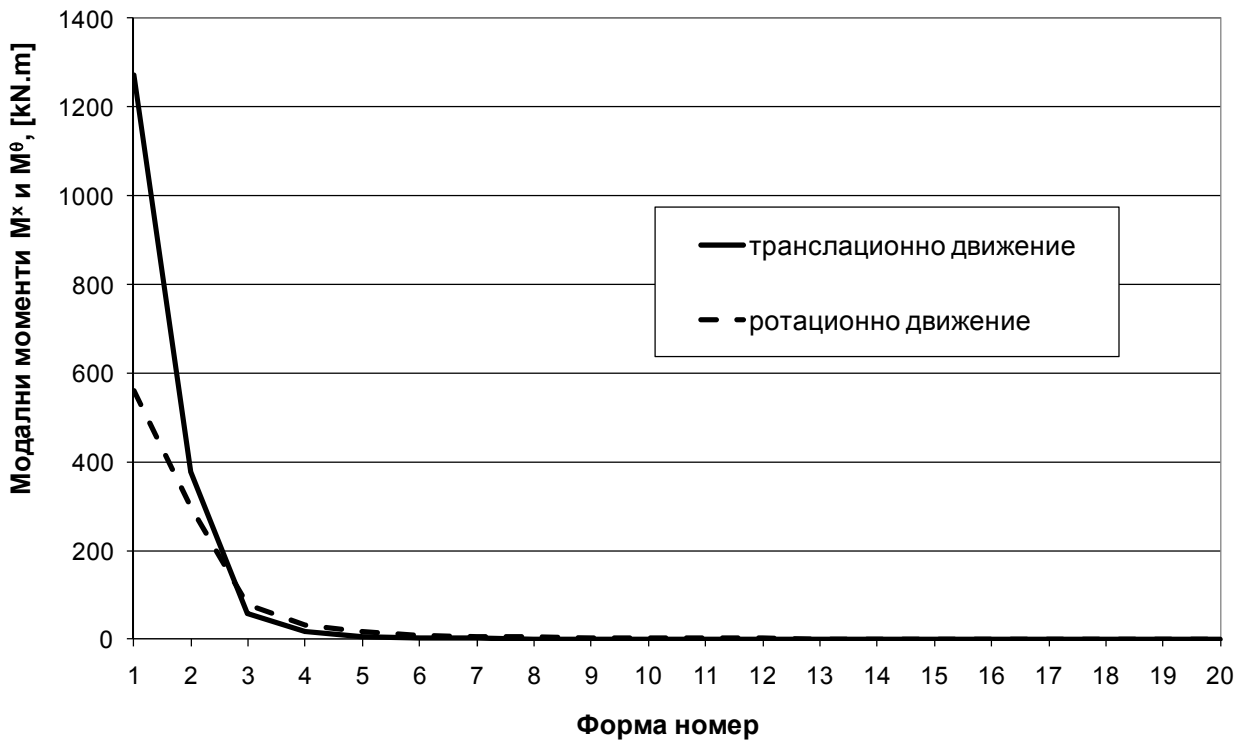
**Фигура NA.3.4.2 - Еластичен спектър на транслационните ускорения за почва тип C според БДС EN 1998-1:2004, скалиран към изчислително почвено ускорение 0,27 g и затихване 5 %**



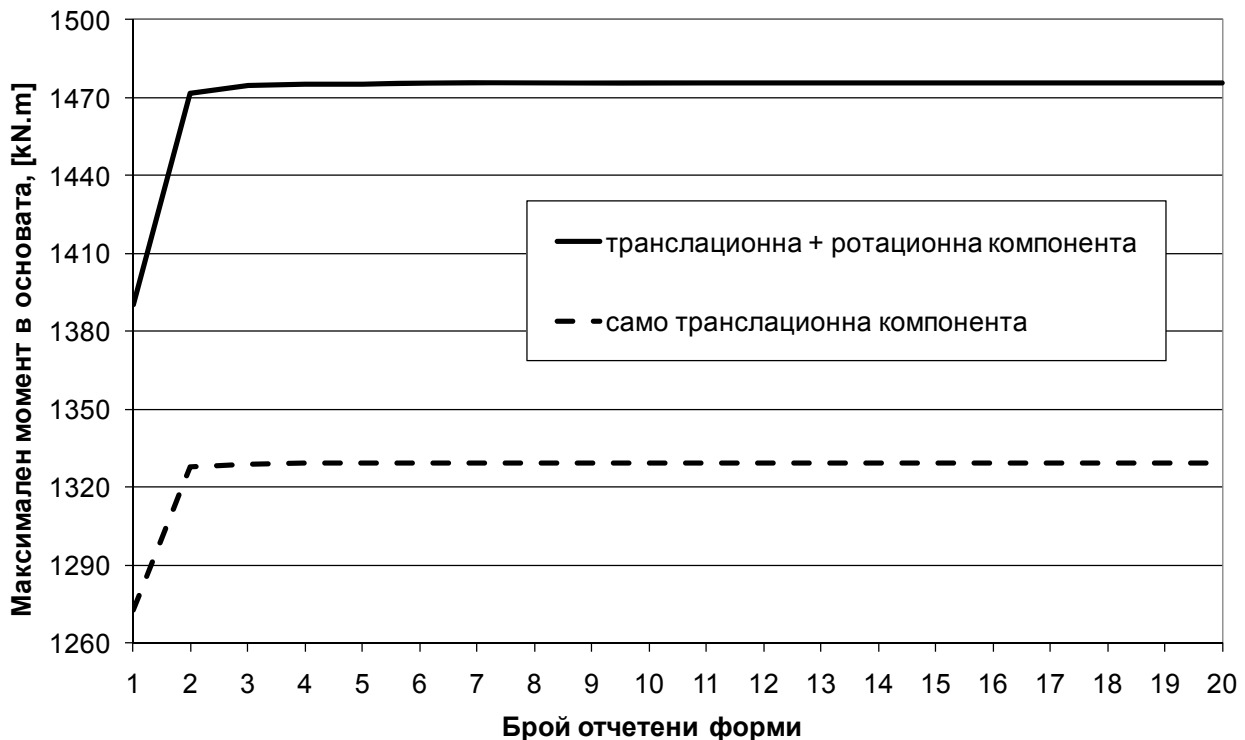
**Фигура NA.3.4.3 - Еластичен спектър на ротационните ускорения за почва тип С според БДС EN 1998-1:2004, скалиран към изчислително почвено ускорение 0,27g и затихване 5 %**



**Фигура NA.3.4.4 - Коефициент на ефективната маса в зависимост от броя на включените в анализа форми: плътна линия – изследване за транслационната компонента; прекъсната линия – изследване за ротационната компонента**



**Фигура NA.3.4.5 - Модален огъващ момент в основата на кулата (за всяка от двайсетте форми): плътна линия – при действие само на транслационната компонента на ускоренията в основата; прекъсната линия – при действие само на ротационната компонента на ускоренията в основата**



**Фигура NA.3.4.6 - Зависимост на максималния момент в основата на кулата от броя на включените в анализа форми: прекъснатата линия – отчетена е само транслационната компонента на сеизмичното въздействие; плътна линия – отчетени са транслационната и ротационната компонента на сеизмичното въздействие**

В заключение може да се каже, че за конкретния случай висшите форми имат малък принос върху крайния резултат и той може да се пренебрегне. От графиките се вижда, че практически са необходими 3 форми за отчитане на съвместното действие на двата вида компоненти на сеизмичното въздействие. Дори когато е изпълнено само едно от изискванията, посочени в точка 3.1(1) от БДС EN 1998-6:2005, включването на ротационната компонента води до по-неблагоприятен резултат за огъващия момент в основата. Не е възможно да се направи обща препоръка за минималния брой необходими за анализа форми, тъй като той зависи от вида на конструкцията, типа на почвата, броя на транслационните и ротационните компоненти и т.н. Във връзка с това се препоръчва за всеки конкретен случай оценката за достатъчност на формите да се извършва чрез анализ, илюстриран с числения пример по-горе.

### **NA.3.5 Към точка 3.5 Дългопериодни компоненти на движението в точка, алинея (2)**

Дългопериодните компоненти на почвеното движение влияят най-силно върху гъбквите и стройните конструкции като кули, мачти и комини. Следвайки формата на спектъра на реагиране, изчислителното сеизмично натоварване за тях има малки стойности. Меродавни за тяхното изчисляване и проектиране са преместванията. Критериите имат характер на условия за ограничаване на повредите и са изразени в премествания. Увеличаването на ниските спектрални стойности на ускоренията чрез въвеждане на прагови ускорения (чрез коефициента  $\beta$ ) води до увеличаване на преместванията като последица от това. Стойността на праговия коефициент  $\beta$  трябва да се съгласува с критериите за ограничаване на повредите. В БДС EN 1998-1:2004 долната граница за изчислителните ускорения се определя чрез стойността  $\beta = 0,2$ . При кули, мачти и комини се определя прагова стойност на ускоренията чрез  $\beta = 0,1$ .

Изследванията за определяне на стойността на  $\beta$  са извършени за  $\beta = 0,1$  и  $\beta = 0,2$ . Изчислителните спектри на реагиране за хоризонталните ускорения и хоризонталните премествания са получени за коефициенти на поведение  $q = 1,5$  и  $q = 3,5$ . За кули, мачти и комини тези стойности са препоръчани

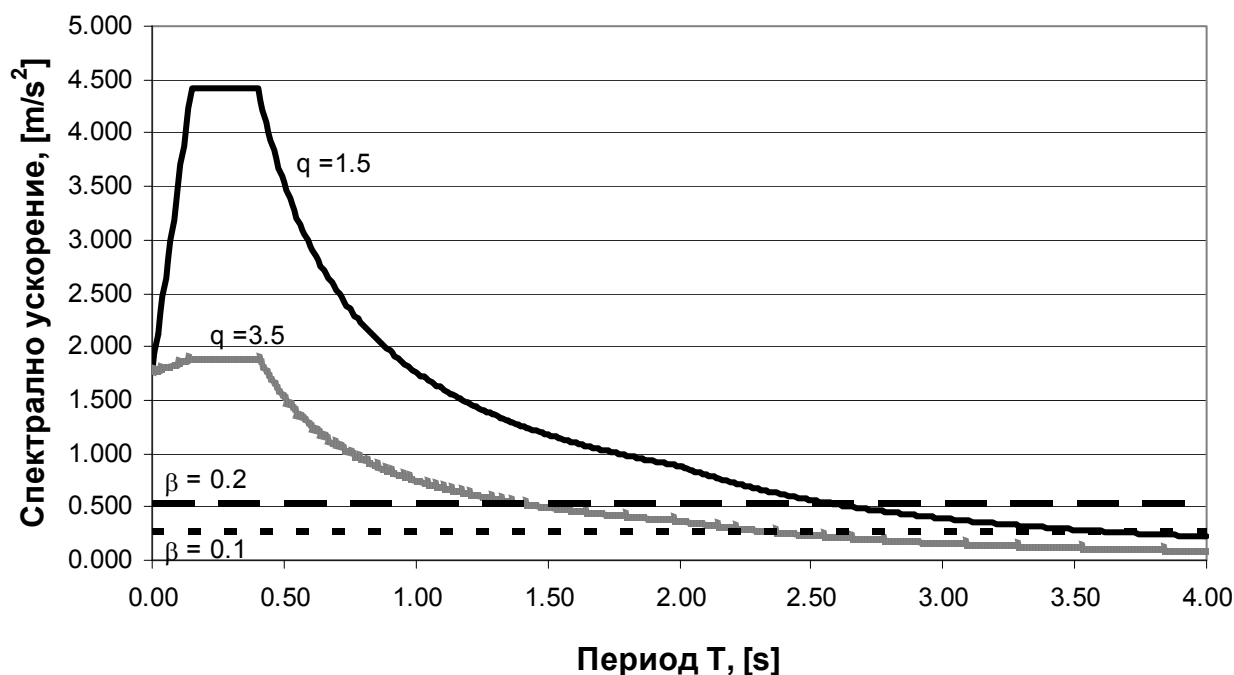
като гранични. Изключение от тези стойности е стойността  $q = 4$ , която може да се използва за далекосъобщителни кули. За стойности на коефициента на поведение  $1,5 < q < 3,5$  изчислителните спектри на реагиране получават междинни стойности.

Чрез  $\beta$ -линията се променят стойностите на изчислителните спектри на ускоренията и преместванията в областта на големите периоди. Тези промени довеждат до по-голямо инерционно натоварване и по-големи премествания в сравнение със случая, когато  $\beta$ -линия не се използва. За да се определи точно областта на влияние на  $\beta$ -линията в периодите, се търси пресечната точка на  $\beta$  с изчислителния спектър на ускоренията. След намиране на пресечната точка тя се проектира върху изчислителния спектър на преместванията и оттам до  $T = 4$  s се извършват необходимите промени в изчислителния спектър на преместванията. След това се оценява нарастването на преместванията и спазването на критериите в премествания, отнасящи се до граничното състояние на ограничени повреди. Преместванията, ограничаващи повредите, се изчисляват по формули (5.5) и (5.6) от БДС EN 1998-6:2005.

Изчислителните спектри на ускоренията за петте типа почви – А, В, С, D и Е – са показани на фигури NA.3.5.1, NA.3.5.3, NA.3.5.5, NA.3.5.7 и NA.3.5.9, а съответстващите им изчислителни спектри на преместванията – на фигури NA.3.5.2, NA.3.5.4, NA.3.5.6, NA.3.5.8 и NA.3.5.10.

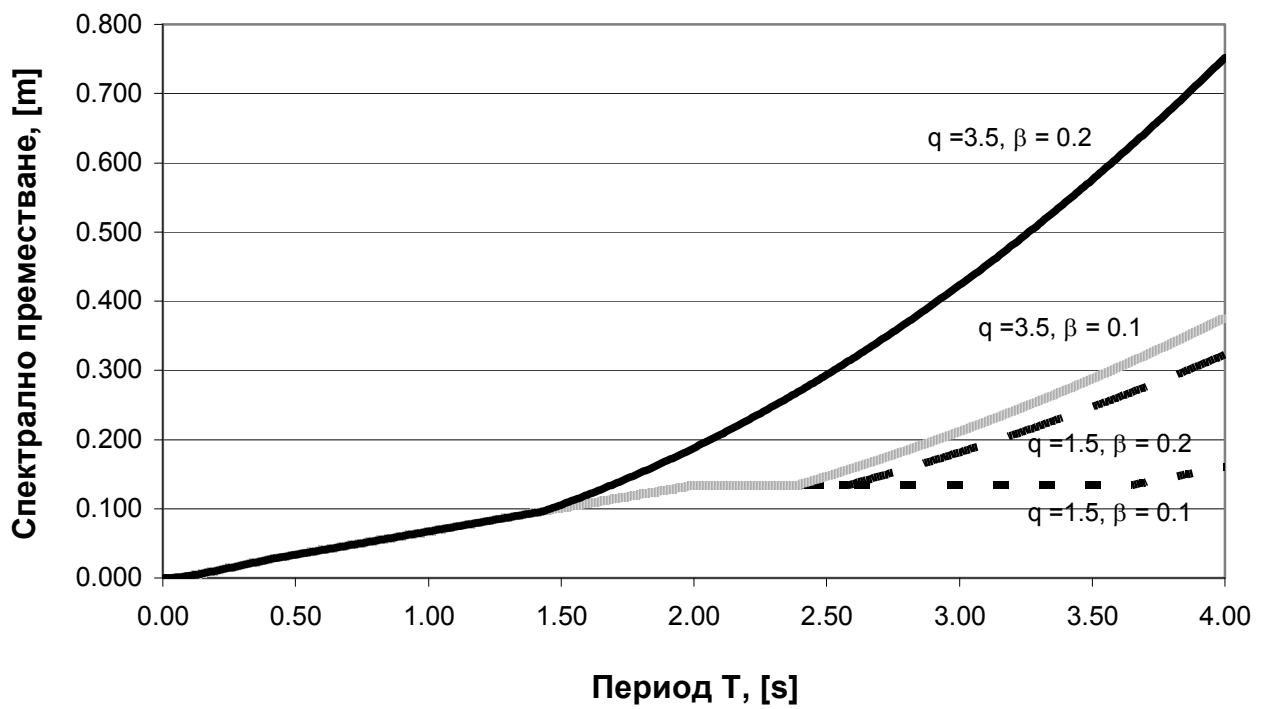
По-строг за удовлетворяване е вторият критерий (5.6), при който граничното състояние на ограничени повреди настъпва при по-малки взаимни премествания. При конструкции със сглобяеми секции се допускат по-големи взаимни премествания на ниво закрепвания и граничното състояние на ограничени повреди настъпва при по-големи взаимни премествания.

За да бъде удовлетворен по-строгият от двата критерия (5.6), след извършени числени експерименти с изчислителните спектри на реагиране за ускоренията и преместванията е прието  $\beta = 0,1$  за този вид съоръжения.

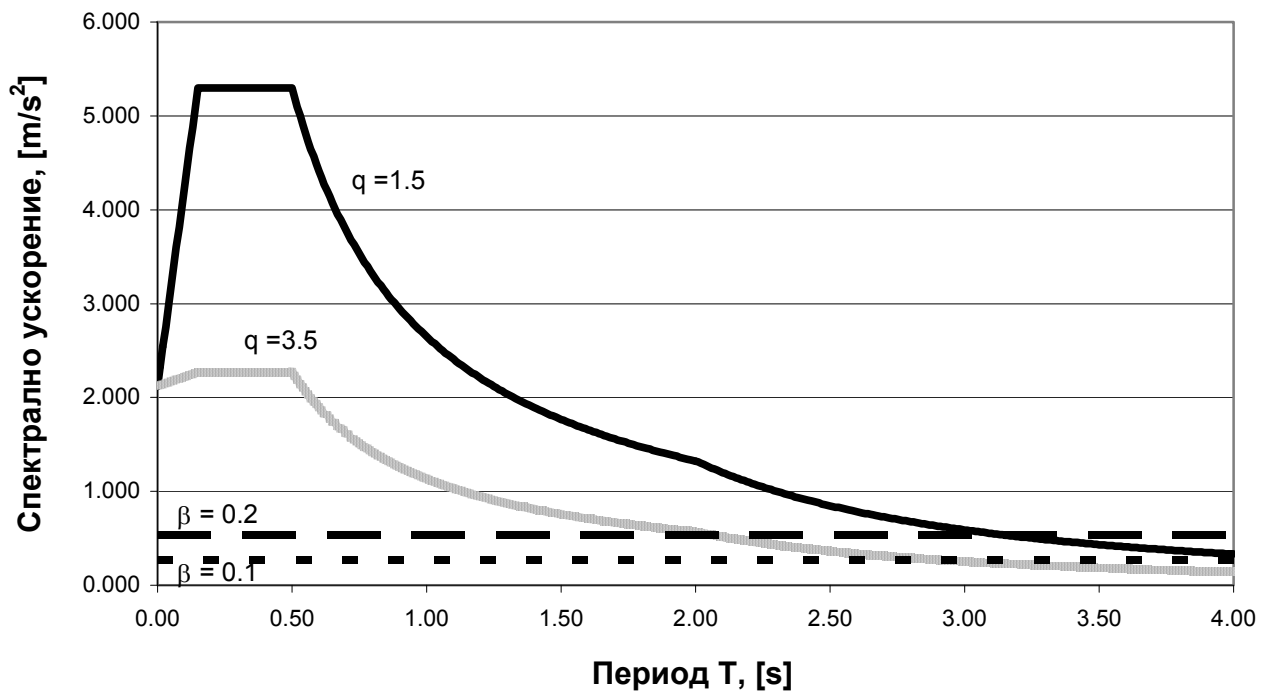


**Фигура NA.3.5.1 - Изчислителен спектър на ускоренията за почва тип А**

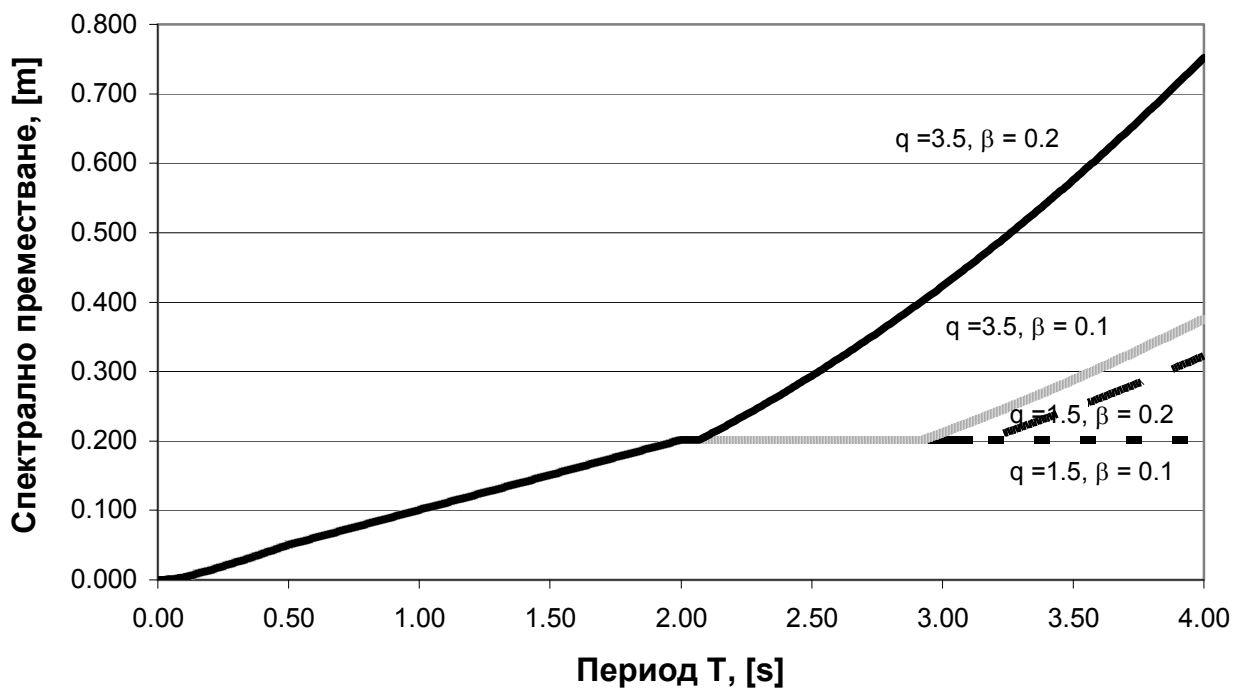




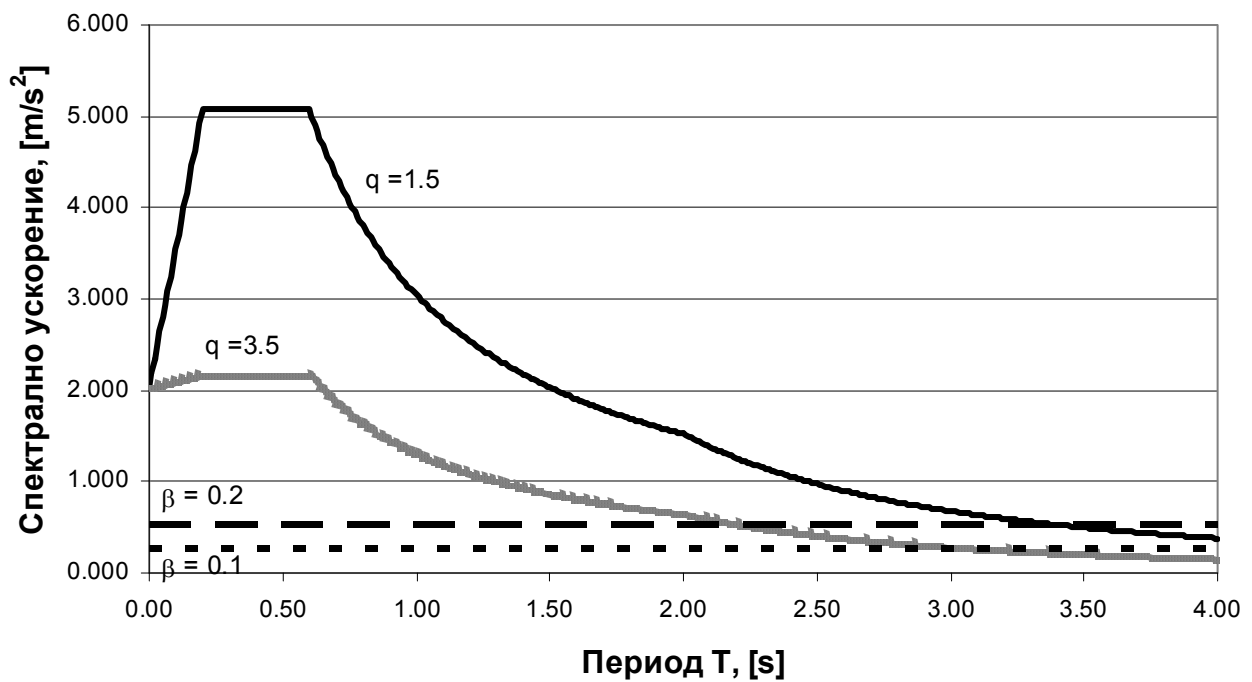
Фигура NA.3.5.2 - Изчислителен спектър на преместванията за почва тип А



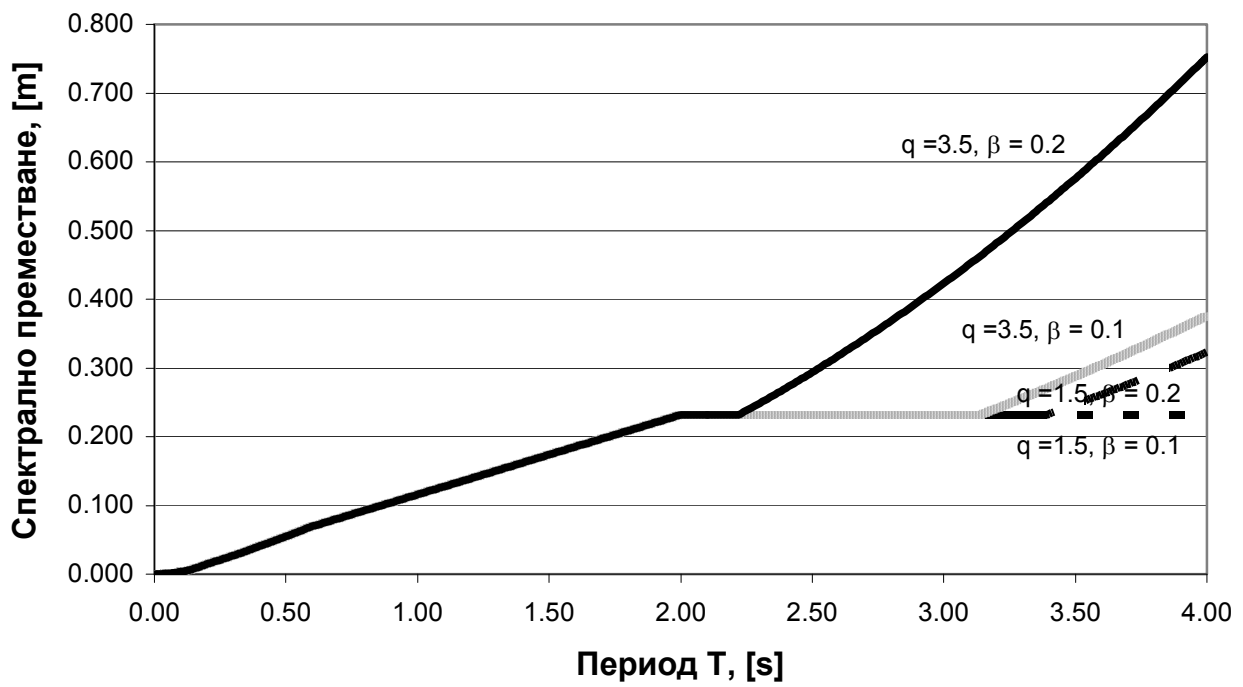
Фигура NA.3.5.3 - Изчислителен спектър на ускоренията за почва тип В



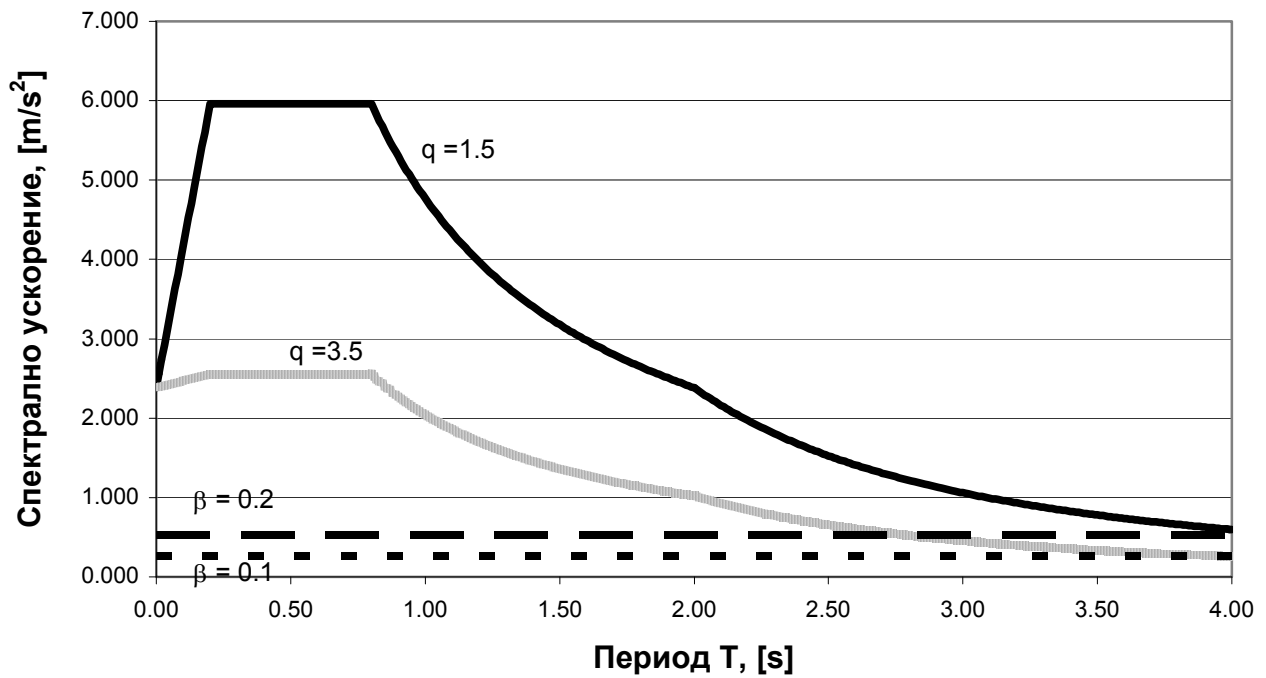
Фигура NA.3.5.4 - Изчислителен спектър на преместванията за почва тип В



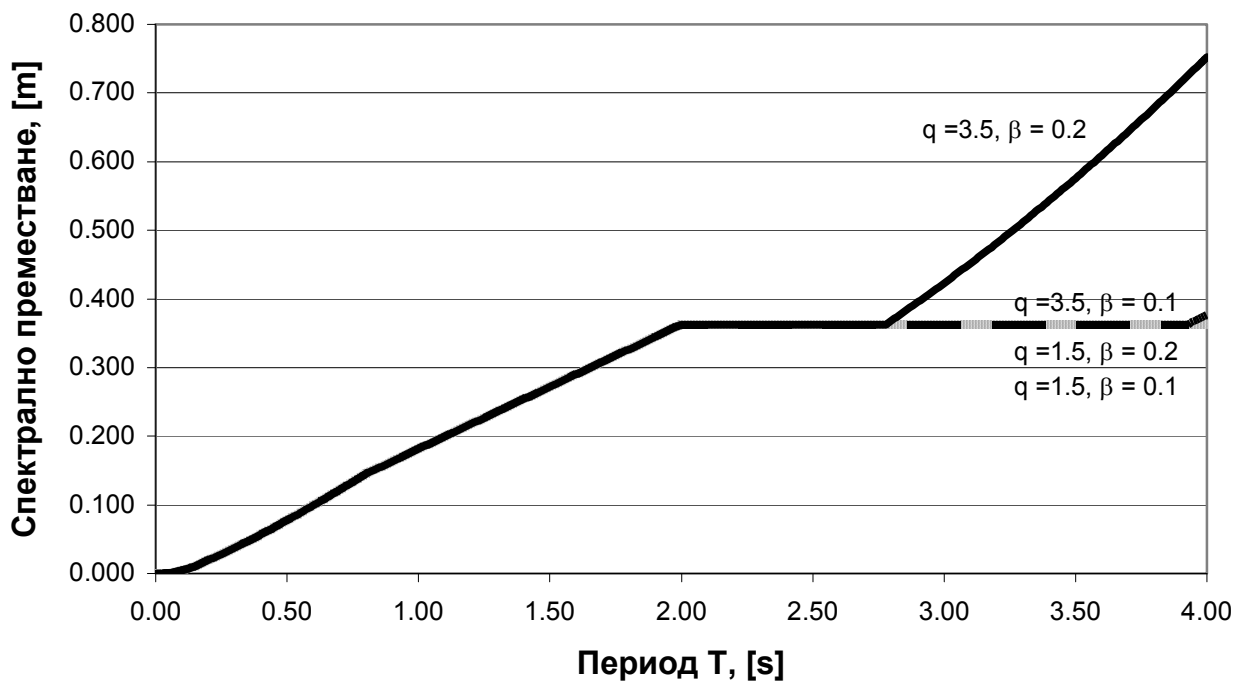
Фигура NA.3.5.5 - Изчислителен спектър на ускоренията за почва тип С



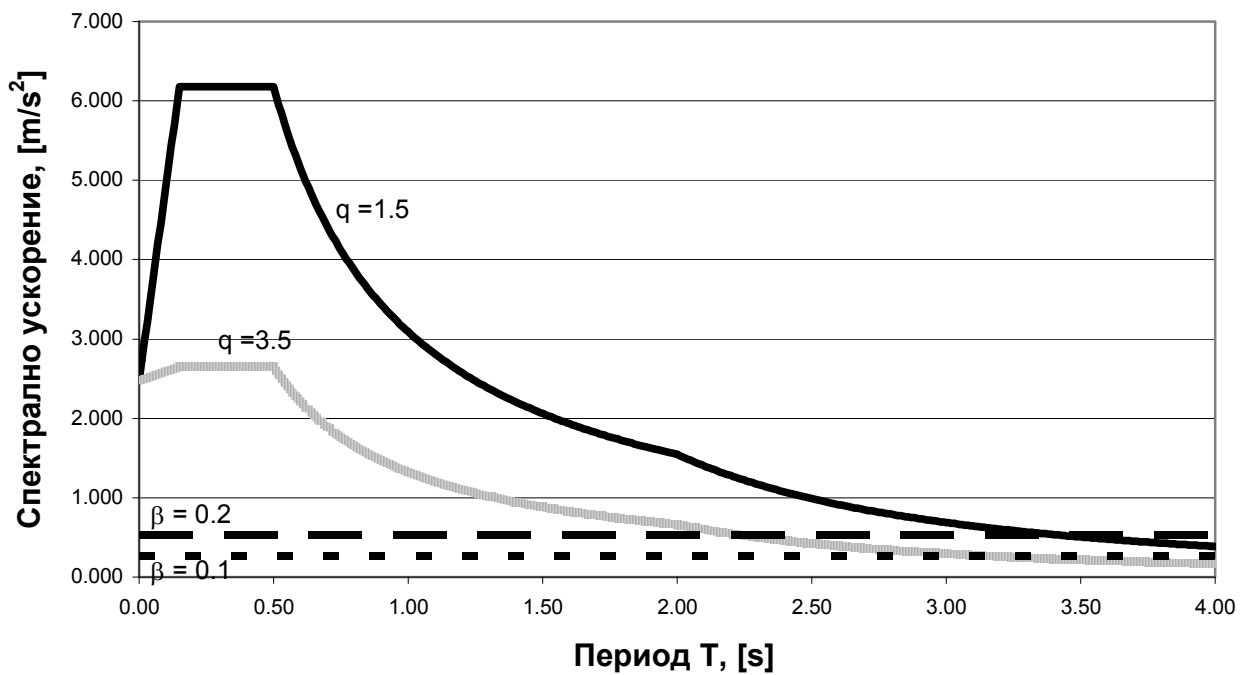
Фигура NA.3.5.6 - Изчислителен спектър на преместванията за почва тип C



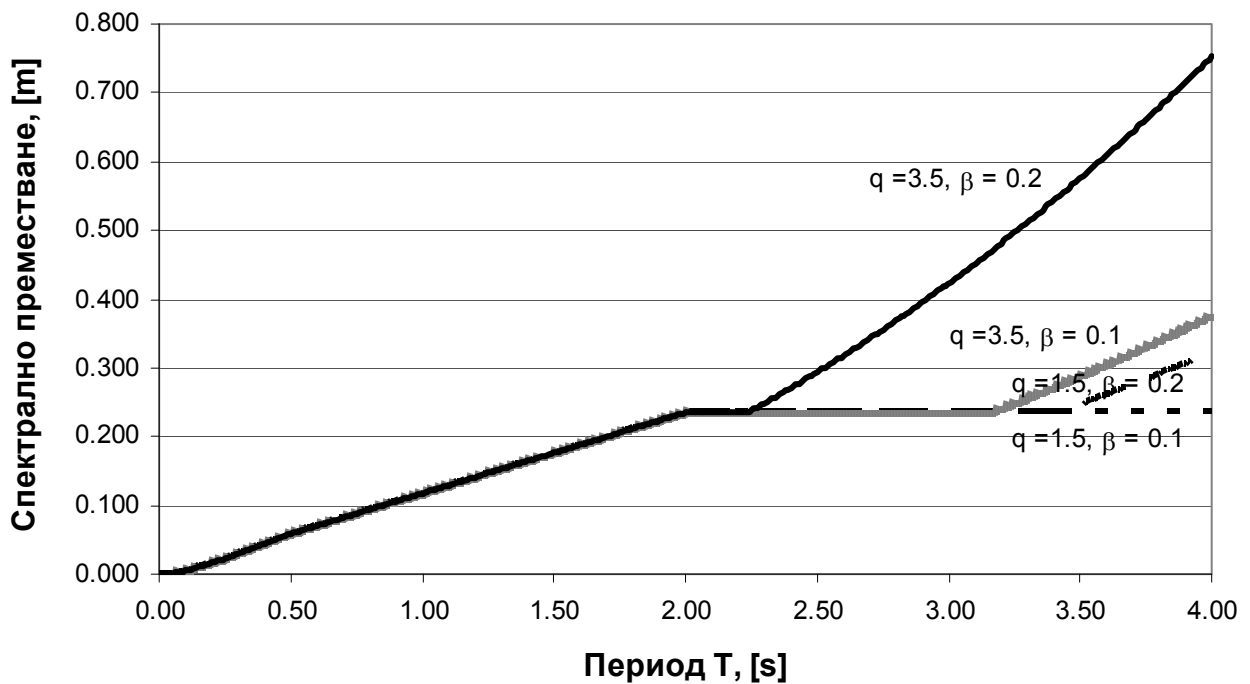
Фигура NA.3.5.7 - Изчислителен спектър на ускоренията за почва тип D



Фигура NA.3.5.8 - Изчислителен спектър на преместванията за почва тип D



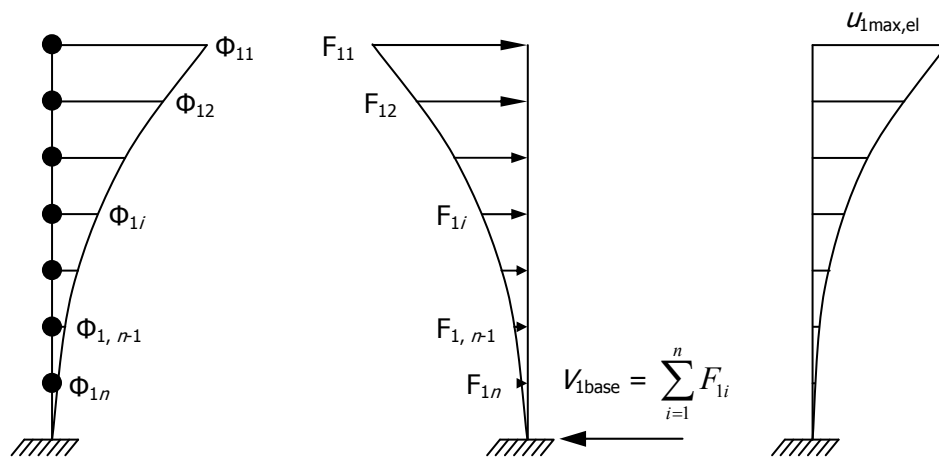
Фигура NA.3.5.9 - Изчислителен спектър на ускоренията за почва тип E



Фигура NA.3.5.10 - Изчислителен спектър на преместванията за почва тип E

**NA.3.6 Към точка 4.3.2.1 Метод на хоризонталните сили, алинея (2)**

Методът на хоризонталните сили е приблизителен метод за получаване на оценка на ефектите от сеизмичното въздействие, като се използва само първият модален вектор за апроксимиране на хоризонталните премествания. Методът се използва за конструкции с височина до 60 m и класове на значимост I и II.



Фигура NA.3.6.1 - Последователност на стъпките за реализиране на метода на хоризонталните сили

Методът на хоризонталните сили се прилага съгласно следните стъпки:

Стъпка 1: Изчисляване на вектора на хоризонталните сили

Векторът на хоризонталните сили  $\{F_1\}$  за форма 1 се изчислява на основата на модалния вектор  $\{\Phi_1\}$  и еластичния спектър на реагиране за ускоренията  $S_e(T_1)$  по формулата:

$$\{F_1\} = \alpha_1 S_e(T_1) [M] \{\Phi_1\} \quad (\text{NA.3.6.1}),$$

където  $[M]$  е диагоналната матрица на концентрираните маси, асоциирани към хоризонталните степени на свобода, а  $T_1$  е основният (фундаменталният) период на конструкцията.

Коефициентът за участие на първа форма  $\alpha_1$  се получава, както следва:

$$\alpha_1 = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{m_1^*} \quad (\text{NA.3.6.2}),$$

където модалната маса за първа форма е:

$$m_1^* = \{\Phi\}^T [M] \{\Phi\} \quad (\text{NA.3.6.3}).$$

В някои софтуерни продукти (SAP 2000, ETABS)  $m_i^* = 1$  ( $i = 1 \div$  брой отчетени форми в анализа).

Частта от тоталната маса на конструкцията  $M_{\text{total}}$ , която участва в трептенията по първа форма, се определя по формулата:

$$EMMPR(\text{форма } 1) = \frac{(\alpha_1)^2 m_1^*}{M_{\text{total}}} \quad (\text{NA.3.6.4}).$$

Колкото този коефициент е по-близък до единица, толкова методът на хоризонталните сили е по-точен. Стойност на  $EMMPR$ , близка до единица ( $0,90 \div 0,95$ ), може да се постигне при добавяне на приносите на висшите форми. При този метод се отчита натоварването, определено само по първа форма.

Стъпка 2: Определяне на преместванията в приложните точки на масите (виж фигура NA.3.6.1).

Векторът на еластичните премествания при първа форма се получава след решение на системата уравнения, представена във вида:

$$[K] \{d_1\} = \{F_1\} \quad (\text{NA.3.6.5}),$$

където  $[K]$  е матрица на коравината на конструкцията.

Стъпка 3: Контрол на преместванията чрез еластичния спектър на преместванията  $S_{De}(T_1)$ .

Получените резултати в стъпка 2 за вектора  $\{d_1\}$  може да се проверят, като се използват спектралните ординати от спектъра на еластичните премествания, по следния начин:

$$\{d_1\} = \alpha_1 S_{De}(T_1) \{\Phi_1\} \quad (\text{NA.3.6.6}).$$

Стъпка 4: Преместването на върха на конструкцията, определено чрез формула (NA.3.6.6), е:

$$d_{1,\text{roof}} = \alpha_1 S_{De}(T_1) \Phi_{11} \quad (\text{NA.3.6.7}),$$

където  $\Phi_{11}$  е първата ордината (на върха) от първия модален вектор  $\{\Phi_1\}$ . Ординатата  $d_{1,\text{roof}}$  се получава и от решение на системата уравнения (NA.3.6.5).

За изчисленията е по-удобно да се представят диаграмите на срязващите сили между две съседни маси по височина и съответните взаимни премествания. При използване на конзолен модел на конструкцията срязващите сили в участък  $j$  се определят по формулата:

$$\{\Delta d_1\} = \alpha_1 S_{De}(T_1) \{\Delta \Phi_1\} \quad (\text{NA.3.6.8}),$$

където символът  $\Delta$  се поставя за обозначаване на разликата между две стойности от съответния вектор.

Стъпка 5: Определяне на срязващите сили в участъците между две съседни маси и взаимните хоризонтални премествания в краищата на участъците.

Общият вид на срязващите сили и взаимните премествания при първа форма е показан на фигури NA.3.6.2 и NA.3.6.3. За участък  $j$  срязващата сила е постоянна и има стойност:

$$V_j = \sum_{i=1}^j F_i \quad (\text{NA.3.6.9}).$$

За последния вертикален участък (при основата) срязващата сила  $V_{\text{base}}$  е равна на сумата от всички хоризонтални сили в масите:

$$V_{\text{base}} = \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{NA.3.6.10}).$$

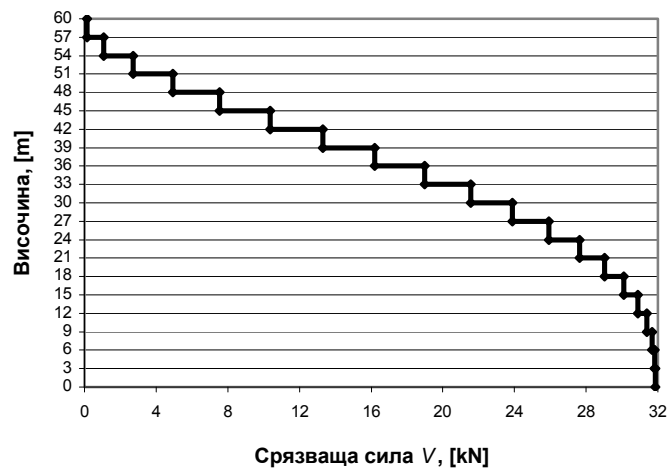
За изчисленията по-удобна е следната формула:

$$V_{1j} = \frac{\left( \sum_{i=1}^j m_i \Phi_{1i} \right)^2}{m_1^*} S_e(T_1) \quad (\text{NA.3.6.11}).$$

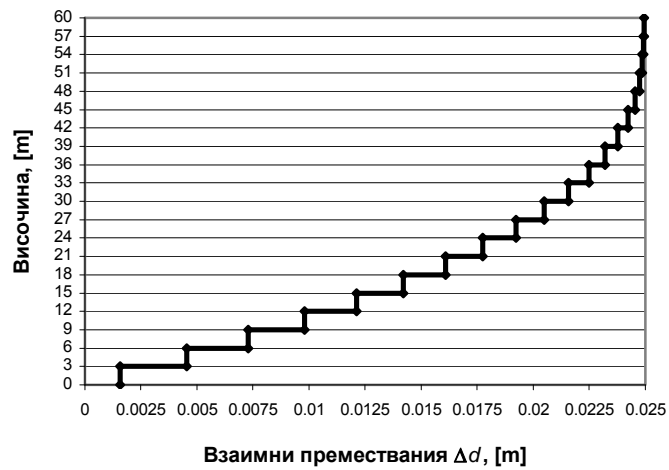
Във всички формули при номерацията на степените на свобода на конзолната конструкция се спазва принципът първата степен на свобода да бъде на върха. В случай че  $j = n$  ( $n$  – брой степени на свобода), по формула (NA.3.6.11) се получава срязващата сила при основата:

$$V_{1,\text{base}} = \frac{\left( \sum_{i=1}^n m_i \Phi_{1i} \right)^2}{m_1^*} S_e(T_1) \quad (\text{NA.3.6.12}).$$

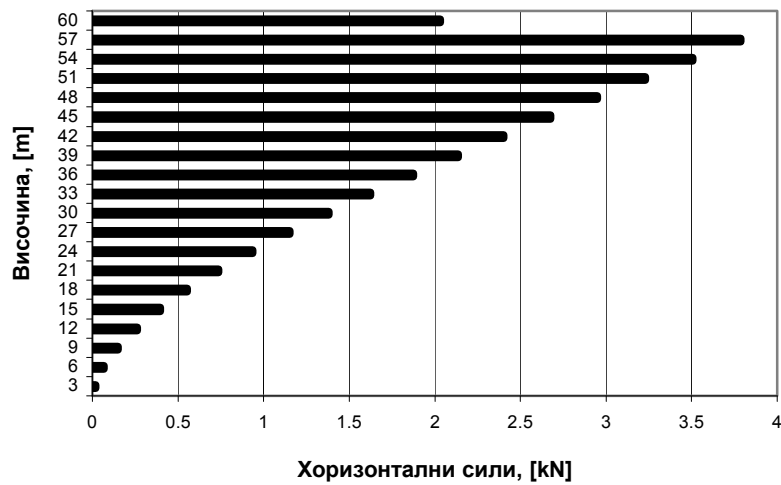
За модел на конструкция с височина 60 m и 20 концентрирани маси през равни разстояния е приложен методът на хоризонталното натоварване. Чрез него са определени разпределенията на напречните сили и взаимните хоризонтални премествания.



Фигура NA.3.6.2 - Разпределение на срязващите сили по височина при форма 1



Фигура NA.3.6.3 - Разпределение на взаимните премествания по височина при форма 1



Фигура NA.3.6.4 - Разпределение на хоризонталните сили по височина при форма 1





**Фигура NA.3.6.5 - Хоризонтални премествания на приложните точки на масите при натоварване със силите от фигура NA.3.6.4**

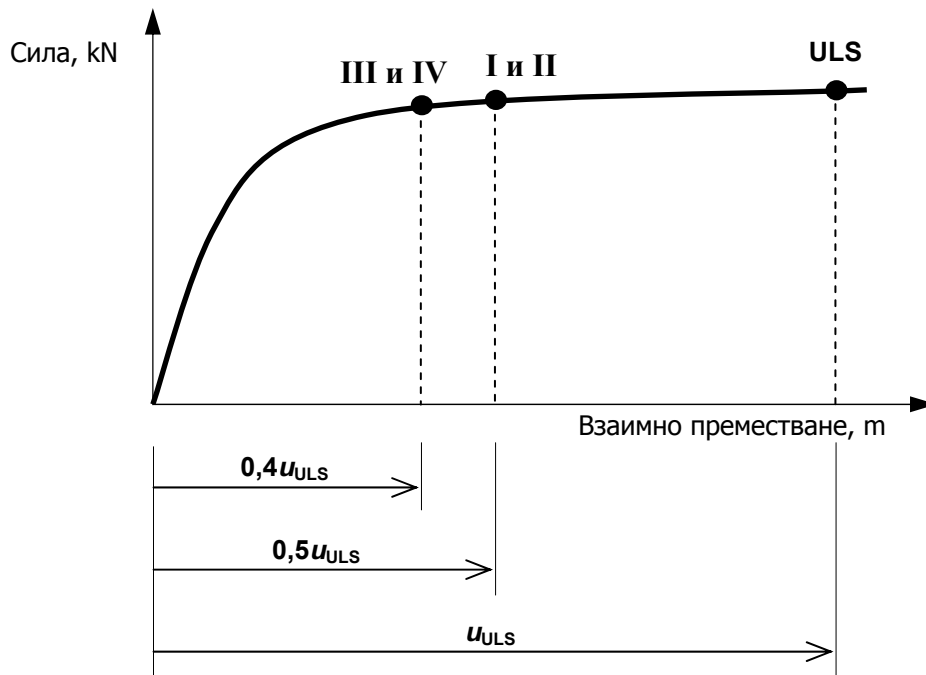
Разглежданата конструкция е непрекъсната (монолитна) и няма междинни подпирания по височина. За нея граничното състояние на ограничени повреди се достига при стойност на взаимното преместване между върха и основата  $0,012 H = 0,72 \text{ m}$  ( $H = 60 \text{ m}$  – височина на конструкцията). От графиката на фигура NA.3.6.5 се вижда, че достигнатото хоризонтално преместване на върха след натоварване на конструкцията с товара от фигура NA.3.6.4 и извършване на линеен анализ е  $0,36 \text{ m} < 0,72 \text{ m}$ . Изчислението е направено за почва тип C. За почва тип D същото изчисление води до хоризонтално преместване на върха  $0,57 \text{ m}$ . Налице е тенденция за доближаване на границата  $0,72 \text{ m}$  при слаби почви.

При метода на хоризонталното натоварване приносът на висшите форми не се отчита, а той може да бъде много съществен. По тази причина методът не се използва при конструкции с височина над  $60 \text{ m}$  и класове на значимост III и IV.

### NA.3.7 Към Точка 4.9 Гранично състояние на ограничени повреди, алинея (4)

На фигура NA.3.7.1 е показана обобщена крива на поведението на конструкцията, подложена на хоризонтални сили. В точката ULS е достигнато крайно гранично състояние, при което взаимното преместване достига стойността  $u_{ULS}$ . Граничното състояние на ограничени повреди се определя чрез преместването  $\nu \cdot u_{ULS}$ , където стойността на коефициента  $\nu$  зависи от класа на значимост на конструкцията. Графически преместването  $\nu \cdot u_{ULS}$  и преместването  $u_{ULS}$  са показани върху кривата на глобалното поведение на конструкцията сила – взаимно преместване.

При конструкции с класове на значимост I и II граничното състояние на ограничени повреди се достига при взаимно преместване  $0,5u_{ULS}$  ( $\nu = 0,5$ ). В този случай критерият има смекчена форма, защото допуска по-голямо преместване при определяне на граничното състояние. При конструкции с класове на значимост III и IV граничното състояние на ограничени повреди настъпва при по-малко взаимно преместване –  $0,4u_{ULS}$  ( $\nu = 0,4$ ). Това означава, че критерият за конструкциите с по-висока значимост (класове III и IV) е по-строг, защото се определя с по-малки премествания.



**Фигура NA.3.7.1 - Избор на коефициентите  $\nu$  за определяне на граничното състояние на ограничени повреди за конструкции с различни класове на значимост**