



ОСОБЕНОСТИ ПРИ ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА ПОДПОРНИ СТЕНИ НА ЗЕМЕТРЪС СПОРЕД ЕВРОКОД 8 И БЪЛГАРСКИТЕ НОРМИ

Стойна Любенова Костова
kostova.stoyna@gmail.com

*Висше транспортно училище „Тодор Каблешков“,
гр. София, ул. Гео Милев № 158
РЕПУБЛИКА БЪЛГАРИЯ*

Ключови думи: *подпорни стени, Еврокод 8, земетръс, втечняване, земен натиск.*

Резюме: *В статията са дадени особеностите на изчисляване на подпорните стени на земетръс. Засегнати са стандарти и принципи за изчисляване на подпорни стени според българските норми. Показано е каква е изискуемата височина на подпорната стена, в зависимост от материала и сеизмичността на района, в който се изгражда тя според „Наредба № 2 за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони“ [1]. Дадени са изискванията и основните правила и принципи на европейските стандарти при изчисляване на подпорните стени на земетръс. При изчисляването на подпорни стени на сеизмични въздействия се прилагат съвместно Еврокод 7 част 1 и Еврокод 8. Разгледано е определянето на динамичния земен натиск при хоризонтално и вертикално сеизмично въздействие и коефициентите на страничен земен натиск при земетръс. Отделено е внимание на определяне на коефициентите при активен и пасивен земен натиск с формулите на Мононобе - Окабе. При изчисляване на подпорни съоръжения на земетръс може да се използват опростени методи. Посочено е влиянието на „втечняването“ на потенциално опасни почви при сеизмично натоварване. В зависимост от способността на водата да се движи спрямо почвения скелет по време на динамично въздействие почвените условия се определят като динамично водонепропускливи и динамично водопропускливи. Важно е да отбележим, че не трябва да се фунда на водонаситени пясъци склонни към „втечняване“.*

I. УВОД

При изчисляване на подпорни стени на земетръс се прилагат изискванията на всички части на Еврокод 8 и по-конкретно на Еврокод 8-5 [2]. В Еврокод 8-5 са дадени принципи и правила за проектиране на подпорни стени в сеизмични райони. В „Наредба №2 за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони“ [1] са дадени общи препоръки за проектиране на подпорни стени. Като се вземат предвид последните промени в нашите норми имаме следните основни изисквания:

Височината на стени от бетон, бутобетон или каменна зидария на разтвор за райони с $K_s > 0,15$ е до 5 m, а за райони с $K_s < 0,15$ до 10 m.

Суха каменна зидария се използва за стени с височина до 3 m, като не се допуска суха каменна зидария при стени за жп линии с $K_s > 0,10$, и при автомобилни пътища в райони с $K_s > 0,15$.

Когато имаме по-висока сеизмичност се използват стоманобетонни стени. Препоръчително е подпорните стени да се разделят с вертикални фуги през разстояния не по-големи от 12 m. Стъпките на всяка секция трябва да попадат в еднородна земна основа.

II. ПРОЕКТИРАНЕ НА ПОДПОРНИ СТЕНИ СЪГЛАСНО ЕВРОКОД 8-5

Подпорните стени се проектират така, че да запазват своите функции преди и след земетресението. Ако по време на земетресение се получат премествания и завъртания, те трябва да бъдат в границите на допустимото за нормална експлоатация и функционална годност, т.е. не трябва да се преминават крайните гранични състояния.

При проектиране за земетръс, може да се наложат промени в размерите, формата и материала, а също и в конструкцията, които са били предварително избрани при проектиране по Еврокод 7-1 [3]. За по-добро дрениране на водите зад подпорната конструкция се използва засипка от несвързани почви с подходяща зърнометрия. За отвеждане на водите се проектират дренажи в насипа зад стената и тръби (барбакани). Барбаканите преминават през подпорната стена от гърба към въздушната страна и отвеждат водата извън основната плоскост. Това предпазва от събиране на вода в насипа зад стената. Почвата в зоната на основната плоскост се подбира, така че да не се втечнява при земетресение.

При проектиране на подпорни конструкции се използват изчислителни методи, методи, основани на предишен опит и наблюдения и др. При динамични натоварвания се отчита нелинейното поведение на почвата спрямо конструкцията. Вземат се под внимание инерционното действие на почвата, хидродинамичен натиск и други товари. Допустимо е да се използват опростени методи. Земетръсното движение може да се представи чрез история във времето с акселерограми. При псевдостатичен анализ, динамичното натоварване се представя като еквивалентно статично с подходящи коефициенти или формули. При псевдостатичния анализ почвеният клин зад стената натоварва стената с активен земен натиск в гранично равновесие, а почвата пред стената е в състояние на пасивно равновесие. Тези гранични състояния настъпват при достатъчно големи премествания на стената. Когато подпорната стена е тежка, се получават премествания и/или завъртания, а когато е огъваема, може да възникне и огъване в стената. При неотместваеми конструкции и анкерирани стени се приема действие на пасивен земен натиск.

Сеизмичното въздействие се получава от гравитационните сили умножени със сеизмичен коефициент. То се представя с вертикална и хоризонтална компонента. Вертикалното сеизмично въздействие се приема, че действа двупосочно, така че да се получи най-неблагоприятно състояние.

Вертикалната и хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие се получава от всички маси умножени с коефициентите k_v и k_h :

$$(1) \quad k_h = \alpha \frac{S}{r}$$

$$(2) \quad k_v = \pm 0,5k_h \quad \text{ако } a_{vg} / a_g \text{ е по-голямо от } 0,6$$

$$(3) \quad k_v = \pm 0,33k_h \quad \text{в другите случаи.}$$

Почвеният коефициент S , е определен в Еврокод 8-1 [4] и Националното приложение към него [5]. В нашата страна са разпространени само почви тип B , C , D , E , S_1 и S_2 . Почви тип A със сеизмични ускорения по-малки от $0,08g$, не се срещат у нас. Стойностите на S при еластични спектри на реагиране вид 1 са в границите от 1,20 до

1,40. Спектър на реагиране тип 2, препоръчан от Еврокод 8-1, не е типичен за нашата територия. Приет е допълнителен еластичен спектър на реагиране 3, съобразен със земетресенията във Вранча, които имат значително влияние върху територията на Североизточна България.

(4) $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ е изчислително ускорение на земна основа тип А;

a_{gR} е референтно максимално ускорение за земна основа тип А;

a_{vg} е изчислително ускорение на земната основа във вертикално направление;

d_r е преместване на подпорни стени;

α е отношение на изчислителното ускорение a_g на земна основа тип А, към земното ускорение g ;

k_h и k_v са сеизмични коефициенти за хоризонтална и вертикална компонента на сеизмичното въздействие;

γ_1 е коефициент за значимост.

Коефициентът r за изчисляване на коефициента за хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие, се приема в зависимост от вида на подпорните стени и преместването им даден в табл. 7.1. на [2]. Например за свободни масивни стени, за които се допуска преместване $d_r = 300\alpha \cdot S$ (mm), $r = 2$, а при допустимо преместване $d_r = 200\alpha \cdot S$ (mm), $r = 1,5$. За огъваеми подпорни стени, устои на мостове, анкерирани стени, сутеренни стени, укрепителни стени фундаирани на вертикални пилоти $r = 1,0$. За стени по-високи от 10 m, коефициентът r се приема константен по цялата височина на стената. При водонаситени несвързани почви склонни към втечняване, r се приема най-много равен на 1. Коефициентът на сигурност срещу втечняване трябва да бъде ≥ 2 . При леки подпорни стени усилията от вертикално ускорение могат да се пренебрегнат.

Изчислителния земен натиск E_d , който действа върху подпорната конструкция от страната на земния масив, се дава с израза:

$$(5) \quad E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd},$$

$$(6) \quad \gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

където:

H е височината на стената;

E_{ws} е статичният воден натиск;

E_{wd} е хидродинамичният воден натиск;

K е коефициентът на статичен + динамичен земен натиск.

С γ^* в Еврокод 8-5 е означено обемното тегло на почвата, а в нашите норми това е обемно тегло на почвата под вода γ' , т.е $\gamma' = \gamma^*$, а обемното тегло на водонаситената почва $\gamma_r = \gamma$ във формула (6);

Коефициентът на земен натиск може да се изчисли по формулата на Monobe и Okabe. Като коефициентът за активен земен натиск при $\beta \leq \varphi'_d - \theta$ е:

$$(7) \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

ако $\beta > \varphi'_d - \theta$:

$$(8) \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

За пасивен земен натиск (без триене между почва и стена $\delta_d=0$):

$$(9) \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

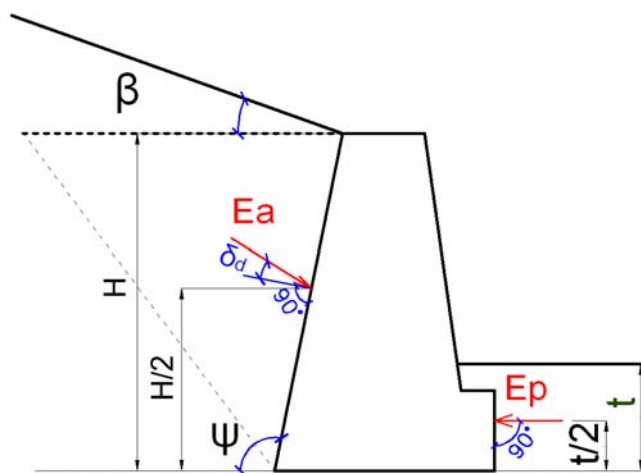
$$(10) \quad \operatorname{tg} \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$(11) \quad \phi'_d = \operatorname{arctg} \left(\frac{\operatorname{tg} \phi'}{\gamma_\phi} \right) \text{ изчислителен ъгъл на вътрешно триене на почвата зад стената;}$$

$$(12) \quad \delta_d = \operatorname{arctg} \left(\frac{\operatorname{tg} \delta}{\gamma_\phi} \right) \text{ е изчислителен ъгъл на триене между почва и бетон;}$$

β е наклонът на терена зад гърба на стената (Фиг.1),

ψ е наклонът на гърба на стената (Фиг.1).



Фиг.1. Схема на разположение на земен натиск при динамично въздействие според Еврокод 8-5

Приложната точка на резултантата от земен натиск при сеизмично въздействие е в средата на височината на стената (Фиг.1).

Изчислителната сила от активен земен натиск, е резултантна сила от статичния и динамичния земен натиск. Приложната точка на динамичния земен натиск е в средата на височината на стената (Фиг.1). Приема се, че динамичния активен земен натиск действа под ъгъл не по-голям от $\delta_d=(2/3) \cdot \phi'$, а пасивния под ъгъл 0° .

Според Еврокод 8-5 от голямо значение е съставът на почвата и дали тя е в състояние да се дренира по време на сеизмичното въздействие. За почви под водното ниво с филтрация, по-малка от 5×10^{-4} m/s, водата в порите не може да се движи по отношение на твърдия скелет на почвата и тогава почвените условия са наречени динамично водонепропускливи. В останалите случаи, условията са динамично водонепропускливи. За водонаситени пясъци с невъзможност за дрениране при

земетресение може да се получи „втечняване” на пясъка. При динамични въздействия такива почви започват да се държат като течност. Това е изключително опасно състояние, на което трябва да се обръща специално внимание от специалистите в областта на строителството. Фундирането в такива пясъци трябва да се избягва, за да не се получат разрушения на сградите и съоръженията от динамични въздействия.

Към хидростатичния воден натиск трябва да се добави хидродинамичният воден натиск. Приложната му точка се приема на 60 % от височината водонаситения пласт. Ако от свободната (въздушната) страна на подпорното съоръжение има вода, се отчита динамичен воден натиск по формула (13). Същата формула се използва и при динамично водопрпусклива почва под нивото на почвените води.

$$(13) \quad E_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Като H е височината от нивото на почвените води до основата на стената.

При динамично водонепрпусклива почва под нивото на почвените води $E_{wd}=0$.

При динамични въздействия е необходимо да се направят следните проверки:

- за обща устойчивост;
- за хлъзгане и разрушаване на почвата.

За корави конструкции, които са непреместваеми, при вертикална стена с височина H и ъгъл $\beta = 0$, нарастването на динамичния земен натиск се получава по опростената формула:

$$(14) \quad \Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Приложната точка се приема в средата на височината на стената.

Анкерирането се изчислява за постоянни и краткотрайни изчислителни ситуации. Разстоянието L_e от анкера до стената трябва да превишава разстоянието L_s , изисквано за статични товари. Разстоянието L_e се определя с израза:

$$(15) \quad L_e = L_s \cdot (1 + 1,5 \alpha \cdot S).$$

Сеизмичното въздействие се комбинира с други товари E_d , като не трябва да се превишава изчислителната носимоспособност R_d , определена в несеизмична ситуация, по равновесното условие:

$$(16) \quad R_d > E_d,$$

III. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В статията са дадени особеностите на изчисляване на подпорни стени по Еврокод 8-5. Обърнато е внимание на особеностите на фундиране в почви, склонни към втечняване. Обобщени са правилата за изчисляване на подпорни стени на земетръс.

ЛИТЕРАТУРА:

- [1]. В Наредба №2 за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони, ДВ 68, 2007
- [2]. БДС EN 1998-5:2005 (Еврокод 8-5), Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия Част 5: Фундаменти, подпорни конструкции и геотехнически аспекти, БИС, 2007
- [3]. БДС EN 1997-1 (Еврокод 7-1): Геотехническо проектиране. Част 1: Основни правила, БИС, 2005
- [4]. БДС EN 1998-1:2005 (Еврокод 8-1) Част 1: Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради, БИС, 2005
- [5]. БДС EN 1998-1/NA Национално приложение (NA) към Еврокод 8-1: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия Част 1: Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради, БИС, 2012

FEATURES OF EARTHQUAKE CALCULATION OF RETAINING WALLS ACCORDING TO EUROCODE 8 AND BULGARIAN STANDARDS

Stoyna Kostova

kostova.stoyna@gmail.com

*Todor Kableshkov University of Transport,
158 Geo Milev str. Sofia,
THE REPUBLIC OF BULGARIA*

Key words: retaining walls, Eurocode 8, earthquake, liquefaction, earth pressure.

Abstract: The article presents the peculiarities of earthquake retaining walls calculation. Standards and principles for calculating retaining walls according to Bulgarian standards are discussed. It is shown which is the required height of the retaining wall, depending on the material and the seismicity of the area in which it is built according to Regulation No. 2 for the design of buildings and facilities in earthquake regions [1]. The requirements and basic rules and principles of the European standards for calculation of retaining walls on earthquake are given. Eurocode 7 part 1 and Eurocode 8 are applied together in the calculation of retaining walls for seismic effects. The determination of the dynamic earth pressure during horizontal and vertical seismic force and the coefficients of lateral earth pressure during an earthquake are given. Attention is drawn to determining the coefficients for active and passive earth pressure with the Mononobe - Okabe formulas. Simplified methods can be used for calculating retaining walls on earthquake. The influence of the "liquefaction" of potentially dangerous soils under seismic loading is shown. Depending on the ability of water to move through the soil skeleton during dynamic action, soil conditions are defined as dynamically impermeable and dynamically permeable. It is important to note that it should not put foundations in water-saturated sands prone to liquefaction.