

G. Плов. Seismic loads and seismic shear strength of soils, used for flat foundation, slopes and retaining walls design. Stroitelstvo,4/2004.

Сеизмични товари и сеизмични якостни параметри на почвите при проектиране на фундаменти, укрепителни конструкции и откоси

Доц. д-р инж. Г.Илов

Сеизмичните въздействия на почвите върху строителните конструкции, както и сеизмичните натоварвания от конструкциите върху почвената (земната) основа са въпроси, които са важни и значими при проектиране на конструкции в сеизмични условия. Проблемите, се свързват най-общо от една страна с допълнително (по същество динамично натоварване) - от и върху конструкциите и от друга - до изменение на свойствата на почвената среда. Всяко едно от двете заедно или по отделно може да доведе до разрушения - както на конструкцията, така и на земната основа.

В тази статия ще бъдат коментирани два аспекта на проблема: сеизмично натоварване от почвата върху конструкцията, или **въпросът за сеизмичните сили** и изменението на якостните свойства на средата при сеизмични въздействия или **въпросът за изменението на якостта на срязване**.

1. Сеизмични сили

Известно е, че сеизмичните въздействието върху конструкциите се изразява чрез трептенията на земната среда, които в различна степен и вид се предават върху конструкцията. Това динамично въздействие има вълнов характер с надлъжно и напречно разпространение.

По време на земетресение параметрите на вълните се менят постоянно и всяко нетрадиционно земетресение има своята времева характеристика, изразяваща се чрез акселограма. Акселограмата, като характеристика на ускоренията е най-важната информация за земетресенията, защото именно ускоренията предизвикват силовите въздействия и обратното - те от своя страна са продукт на статични или динамични сили.

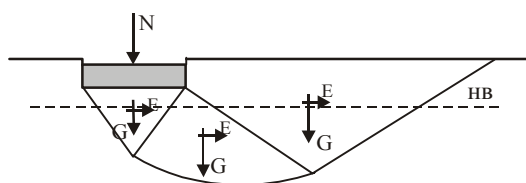
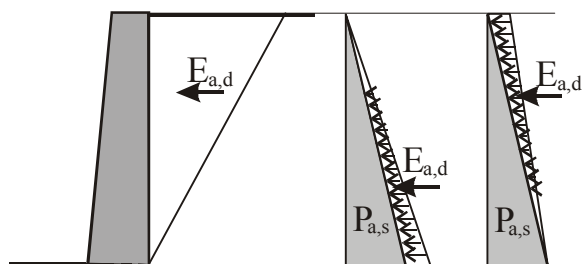
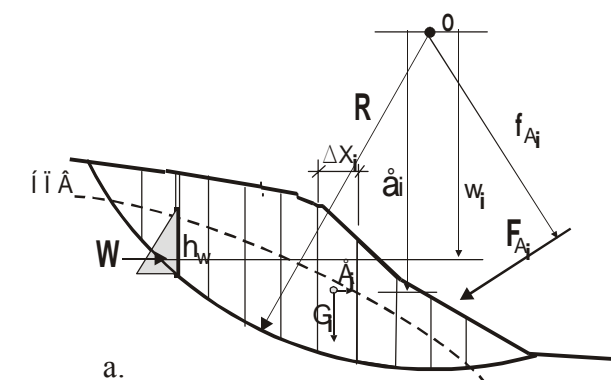
От практическа гледна точка източникът на сеизмични колебания има свои геометрично място - хипо- и епицентър или положение спрямо обекта на изследване. Освен това, също от приложно-практическа гледна точка в зоната на обекта сеизмичното въздействие се изразява **чрез относителното ускорение в трептенията на земната кора**. Това относително ускорение

$$k_c = a/g$$

(а – сеизмичното, g – земното укорение)

се нарича коефициент на сеизмичност и в тривиалния случай се приема за известен (предписан или приет от сеизмични карти). Приема се [8] равен на 0.1, 0.15 и 0.27 за последните реалистични степени на земетръс - VII, VIII и IX. Този коефициент, представящ сеизмичното въздействие, може да се представи със своите две компоненти K_v и K_h , като въздействия в двете основни посоки. Стойностите на тези компоненти зависят основно от положението на хипоцентъра спрямо обекта и интензивността на земетресението.

При избора на метода на анализ в [3], т. 4 е записано, че “условията за гранично състояние може да се провери чрез изчисляване по **опростен динамичен модел - корав блок, плъзгащ се с триене по наклон**”. Тогава сеизмичното въздействие се приема на основата на изчислителното ускорение, без редукция”.



Фиг.1. Три задачи на земната механика. а - устойчивост на откоси, б - земен натиск, в - носеща способност на земна основа

Съгласно този модел, кораво тяло, поставено в “сеизмично активна (трептяща) среда” ще получи инерционни сили E_S , пропорционални на неговата маса и големината на принудителните трептения, т.е. принудителни ускорения или по известния закон на Нютон:

$$E_S = m \cdot a \quad (m - \text{масата на тялото}).$$

Ако двете страни се разделят на земното ускорение g се получава:

$$E_S/g = m \cdot a/g \quad \text{или}$$

$$E_S = m \cdot g \cdot a/g = G \cdot k_c.$$

Полученият резултат е известен като начин за псевдо-статично отразяване на сеизмичното въздействие и се свързва с т.нар. “статична теория на земетръс”.

За огъваеми конструкции пълната форма на израза за сеизмичната сила се представя като:

$$E_S = C \cdot R \cdot K_c \cdot \beta_i \cdot G_k \cdot \eta_{ik}, \quad (1)$$

където: β_i е динамичният коефициент, съответстващ на i -тата форма на собствени трептения на сградата. Той зависи от периода на собствени трептения на конструкцията T и разбира се от вида на основата (почвата или групи почви). Коефициентът на динамичност е по-голям, колкото почвата като основа е по-слаба;

R - коефициента на реагиране със стойност около 0.25 за всички конструкции с много малки изключения.

C - коефициентът на значимост, чиято средна стойност е логичната 1-ца.

η_{ik} - коефициентът на разпределение за i -тата форма за k -ниво на конструкцията.

1.1. Устойчивост на откоси и склонове

Формула (1) е предназначена за определяне на сеизмичните сили при различни форми на трептения по нива за конструкцията. Прилагането на тази формула за решаване на геотехнически проблеми, например при изследване на устойчивостта на откоси, може да стане само при някои условия. Например да се приеме $\eta_{ik}=1$ (за неогъваеми конструкции) и коефициентът β_i – около 2-2,5. Това може да стане по две причини: първо, че няма влияние на някаква друга основа върху земната основа и второ защото периодите на принудителните трептения за земетресенията у нас са $T < 0.5$ s и те практически не могат да се различават от периода на собствените трептения на “геотехническата конструкция” - наречена откос. Освен това, ако се приеме, че периодът на принудителните трептения е по-малък от периода на собствените трептения, то може да се предположи, че коефициентът на динамичност от горната формула е 2.

Коефициентът R отразява реагирането на “откосната конструкция” (почвена конструкция или почвен обем). Съгласно правилника R може да се приеме 0.25 (за земнонаситни язовирни стени, като геотехнически конструкции (подобни и на откосните - фиг.1,а) правилникът [8] препоръчва 0.25). Приетите условия дават примерна стойност на сеизмичната сила за почвени обеми във вида

$$E_S = C \cdot R \cdot K_c \cdot \beta_i \cdot G_k \cdot \eta_{ik} = 1 \cdot 0.25 \cdot 2 \cdot k_c \cdot G \cdot 1 \text{ или} \\ E_S = 0.5 \cdot k_c \cdot G = k_s \cdot G, \quad (2)$$

където обобщеният (наречен така тук) коефициент на сеизмичност е:

$k_s = 0.05; 0.075$ и 0.135 за VII, VIII и IX степен на сеизмичност.

В [5] за земни откоси тези коефициенти са съответно 0.05, 0.075 и 0.15. За скални откоси в [1] те са съответно 0.025, 0.05 и 0.1. В някои английски публикации [2] тези обобщени коефициенти за скални откоси се приемат 0.03, 0.06 и 0.12 съответно за VII, VIII и IX степен на сеизмичност.

Без да се прави заключение по въпроса приемаме, че сеизмичните въздействия върху почвени обеми, изразяване чрез статично действащи сили се определят по формулата

$$E_S = k_S \cdot G = C \cdot R \cdot k_C \cdot G.$$

Стойности на E_S в наши и други норми

Съгласно т. 4.1.2.3 на ЕС[3] изчислителните сеизмични инерционни сили (при използване на псевдо-статичен анализ) са :

$$E_H = 0.5 \cdot k_C \cdot G \text{ в хоризонтално направление,} \quad (2')$$

$$E_V = 0.5 \cdot E_H \text{ във вертикално направление,}$$

като евентуалната корекция за k_C се приема =1-1.2.

В Нормите за Плоско фундиране, 1996 год.[4] инерционните сили при се определят по:

$$E_S = R \cdot k_C \cdot G, \text{ като}$$

$$R = \text{се приема } 0,40-0,5, \text{ т.е.}$$

$$E_S = (0.4-0.5) \cdot k_C \cdot G. \quad (2'')$$

Ако трите формули могат да се приемат за еднозначни, то коефициентът на реагиране съгласно нашите норми не може да бъде 0.4-0.5, понеже за земно-насипни язовирни стени този коефициент е 0.25. Стойността 0.4-0,5 може да се приеме, но без да се нарича “коефициент на реагиране”.

1.2. Определяне на земен натиск

В българските норми [6] (Норми за проектиране на подпорни стени, 1986 г.) е записано, че Земяният натиск (фиг.1,б) при сеизмични въздействия (чл.35) се определя за коригирани стойности на характеристиките на триене, като ъгълът на триене стена-почва $\delta = 0$, ъгълът на вътрешно триене φ се намалява с $\Delta\varphi = 2^0, 4^0$ и 7^0 съответно за VII, VIII и IX степен на сеизмичност.

Вероятно се има предвид схема, подобна на изложената в [7], където пише, че: “Отчитането на сеизмичната сила при определяне на земяния натиск се извършва (косвено) чрез намаляване на ъгъла на вътрешно триене с $\Delta\varphi$, където

$$\Delta\varphi = \arctan(R \cdot C \cdot k_C) \text{ и е определено на } 2^0, 3^0 \text{ и } 5^0.$$

$$(R \text{ се приема } 0.40 \text{ и } C=1.0 (0.75-1.5) .$$

Подобна трактовка, сеизмичността косвено да се отрази чрез намаляване на φ , не е приемлива по две причини: първата е, че за свързани почви зад стената това не следва да става (а това много често е при укрепителни щпунктови, шлицови или пилотни стени) и второ - поради това, че въздействието е различно (фиг.1,б). При корекцията на φ в същност се увеличава пропорционално триъгълната диаграма на статичния земен натиск и се приема за динамична, а в действителност динамичната съставка на земяния натиск – следствие на инерционната (в случая сеизмична) сила е обрънат триъгълник (фиг.1,б).

Разликата е очевидна.

В част 5 на ЕС [3] силите от земен натиск са равни на произведението от силата на теглото и сеизмичния коефициент.

$$E_S = k_C \cdot G.$$

Тези сеизмични коефициенти са представени като хоризонтални и вертикални:

$$k_H = k_C/n \text{ и } k_V = 0.5 \cdot k_H,$$

като $n = 1$ (за свободни масивни стени),

$n=2$ (за огъваеми, анкерирани или подпрени) в зависимост от подпорната конструкция.

При свободни масивни стени силите на земен натиск са:

$$E_H = k_H \cdot G = k_C/2 \cdot G = 0.5 \cdot k_C \cdot G \text{ и}$$

$$E_V = 0.5 \cdot E_H.$$

При пасивният земен натиск нещата са по-сложни. Ако по-същият начин коригираме ϕ , то големината на пасивният земен натиск (за IX степен) би намалел с около 40%. а, ако бъде прието и нулево триене между стената и масива, то вече разликата би била повече от 50%. Т.е. при земетръс, пасивният земен натиск намалява наполовина. Прекалено много!

Като заключение по отразяване на натоварването от земен натиск върху подпорни стени според нас няма причини големината му да не се определя на базата на изложеното за откоси. Частта от масива, която ни интересува (например клина на Кулон), е носител на същите инерционни сили както на земната среда въобще, т.е. формулата (2) е отново

$$E_S = k_S \cdot G = C \cdot R \cdot k_C \cdot G = 0,5 \cdot k_C \cdot G.$$

В забележка отбелязваме, че въпросът за взаимодействието между клина на Кулон и самата подпорна стена е по-сложно и би зависило от периодите или честотите на трептене на всеки един от двата елемента. Със сигурност обаче може да се твърди, че при разлики в честотите на трептене, сеизмичните сили, като сили на взаимодействие между почвения клин и тези от стената като въздействие се сумират.

1.3. Носеща способност на почвата под фундаменти

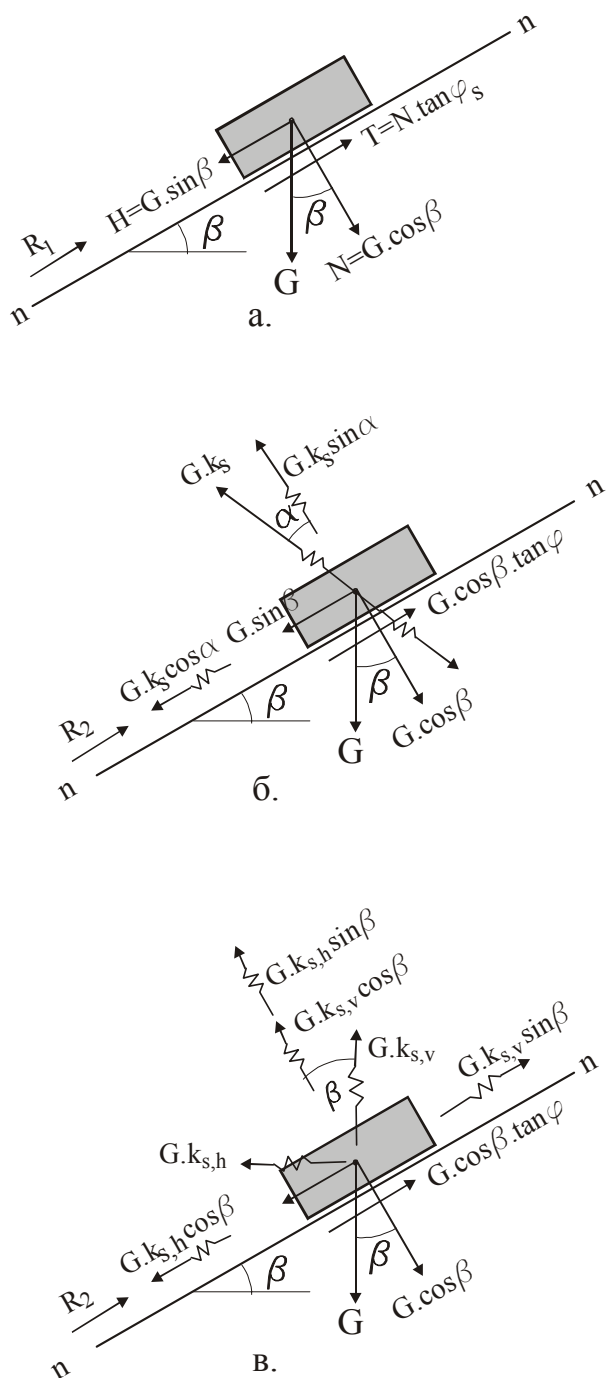
Въпросът е неизяснен. Българските норми [4] и ЕС [3] не предлагат формула за носеща способност (фиг.1,в) на почвата под плоски фундаменти, отчитаща сеизмични въздействия. И на двете места правилно се препоръчва при изчисляване на **носещата способност** се отчитат всички възможни ефекти, вкл. и от инерционните сили, възникващи в самите земни маси. Без да се посочат изчислителни схеми и методи за изследване.

Действително Методът на КЦПП (на Фелениус) “може” да реши проблема, но само за общата устойчивост на сгради и съоръжения. Но много ясно следва да бъде казано, че разликата между оценката на устойчивостта “по Бринч Хансен” (основа на Еврокода и НиП [4]) в сравнение с метода на КЦПП за плоски фундаменти е такава, че вторият метод не може да реално да отчете влиянието на сеизмичните товари върху устойчивостта.

2. Косвен подход за отразяване на сеизмичните въздействия

При избора на метода на анализ (сеизмичен) в ЕС [3] е записано, “че при реагиране на почвата се използват установени методи, вкл. модели корави блокове или чрез опростени псевдо-статични методи”. О още “условието за гранично състояние може да се провери чрез изчисляване по **опростен динамичен модел - корав блок, плъзгащ се с триене по наклон**”. Тогава сеизмичното въздействие се приема на основата на изчислителното ускорение, без редукция”.

Тук, за целите на статията, се разглежда (фиг.2,а и 2,б) тяло, поставено върху наклонена равнина (например участък от плъзгателна равнина). Разглеждат се две състояния, които са равностойни по отношение на тяхното равновесие.



Фиг.2. Две възможности за отразяване на сеизмични въздействия.

В първото състояние (фиг.2,а) тялото се уравновесява (срещу плъзгане) от сила R_1 , действаща успоредно на равнината n-n с наклон β . Силата на собственото тегло G има две компоненти: плъзгаща $H=G.\sin\beta$ и създаваща сила на триене $N=G.\cos\beta$ (β - наклонът на плъзгателната равнина). Триенето в равнината n-n при това първо състояние се характеризира с ъгъл на триене φ_S . За това състояние

$$R_1 = G.\sin\beta - G.\cos\beta.\tan \varphi_S.$$

Във второто състояние (фиг.2,б) тяло се уравновесява от сила R_2 , действаща също успоредно на равнината n-n. Тялото е в условие на сеизмично въздействие, характеризирани с обобщен коефициент на сеизмичност k_S и под наклон α спрямо равнината n-n. Сеизмичната сила е $E=G.k_S$ с компоненти $G.k_S.\sin\alpha$ и $G.k_S.\cos\alpha$. Триенето при това второ състояние се характеризира с ъгъл на триене φ . За второто състояние

$$R_2 = G.\sin\beta + G.k_S.\cos\alpha - (G.\cos\beta - G.k_S.\sin\beta).\tan \varphi.$$

Ако се приеме, че двете равновесни състояния са равностойни, то по-простото първо състояние винаги може да замести по въздействие второто (сеизмичното), стига в първото триенето да се отчита с по-малък ъгъл на триене φ_S , който тук и нататък ще наричаме сеизмичен. **Т.е. чрез редукция на φ в φ_S равнозначно могат да се заместят двете състояния или иначе казано индиректно да се отразява сеизмичното натоварване в съответни изчислителни модели.**

Условието за равенство на състоянията $R_1 = R_2$ или

$$G.\sin\beta - G.\cos\beta.\tan \varphi_S = G.\sin\beta + G.k_S.\cos\alpha - (G.\cos\beta - G.k_S.\sin\beta).\tan \varphi$$

довежда до следният израз за определяне на сеизмичния ъгъл на вътрешно триене на появата:

$$\varphi_S = \arctan\left[\frac{(\cos \beta - k_S.\sin \alpha).\tan \varphi - k_S.\cos \alpha}{\cos \beta}\right]. \quad (3)$$

За частния случай на:

- тяло върху хоризонтална равнина и **хоризонтален зема̀трьс** ($\alpha=0^0$ и $\beta=0$)

$$\varphi_S = \arctan[\tan \varphi - k_S]; \quad (3')$$

- тяло върху хоризонтална равнина и **вертикален зема̀трьс** ($\alpha=90^0$ и $\beta=0$)

$$\varphi_S = \arctan[(1 - k_S).\tan \varphi]. \quad (3'')$$

Получена е (3) корекция на ъгъла на вътрешно триене φ в φ_S . Използването ѝ ни освобождава от необходимостта от директно отразяване на сеизмичните сили при решаване на някои задачи (например тази за земния натиск) в геотехниката.

В практиката по-често се работи с две съставки на сеизмичното въздействие - хоризонтален зема̀трьс (хоризонтална сила) $E_H = G.k_{S,h}$ и вертикален зема̀трьс (вертикална сила) $E_V = G.k_{S,v}$.

При тези условия на фиг 2,в е показано ще едно равновесно състояние, разглеждано отново успоредно с първото (фиг. 2,а). Уравновесяващите сили са съответно:

$$R_1 = G \cdot \sin \beta - G \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi_s$$

$$R_2 = G \cdot \sin \beta + G \cdot k_{S,h} \cdot \cos \beta - G \cdot k_{S,v} \cdot \sin \beta - (G \cdot \cos \beta - G \cdot k_{S,h} \cdot \sin \beta - G \cdot k_{S,v} \cdot \cos \beta) \cdot \tan \varphi$$

От същото условие ($R_1 = R_2$) следва

$$\varphi_s = \arctan[(1 - k_{S,h} \cdot \tan \beta - k_{S,v}) \tan \varphi + k_{S,v} \cdot \tan \beta - k_{S,h}] \quad (4)$$

В случай на:

- **хоризонтален земетръс**

$$\varphi_s = \arctan[(1 - k_{S,h} \cdot \tan \beta) \tan \varphi - k_{S,h}]; \quad (4')$$

- **вертикален земетръс**

$$\varphi_s = \arctan[(1 - k_{S,v}) \tan \varphi]. \quad (4'')$$

За определянето на φ_s по (4), (4') или (4'') следва да се знаят стойностите на $k_{S,h}$ и $k_{S,v}$. Коефициентът на хоризонтален земетръс $k_{S,h}$ обикновено се приема за нормираните стойности за k_S въобще (виж и по-горе). В [8] по повод проектиране на зидани и каменни конструкции (тук се прави аналогия с почвено съоръжение - например откос) вертикалният коефициент на сеизмичност $k_{S,v}$ се приема фактически равен на $k_S = k_C$ (виж чл. 16 в смисъл на чл. 80 на [8]). Тогава

$$E_V = k_C \cdot G \text{ (там вместо } G \text{ е записано вертикално статично натоварване).}$$

В ЕС [3] големината на вертикалната сеизмична сила (при липса на изследвания) се препоръчва

$$E_V = (0.5 \text{ до } 1) \cdot k_C \cdot G.$$

Ако се приеме интервала за обобщения коефициент на сеизмичност равен на 0.5 до 1 от сеизмичният коефициент или $k_S = (0.5 \div 1) k_C$, то за страната, изменението на ъгъла на вътрешно триене е съгласно Таблица 1.

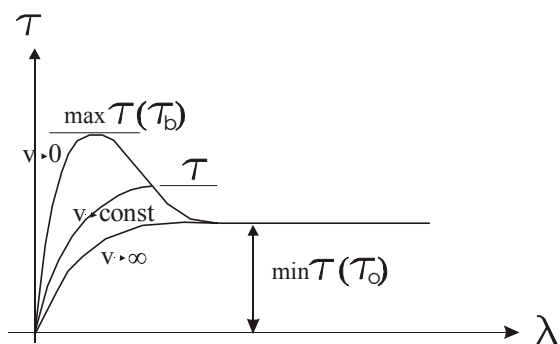
Таблица 1. Намаляване на φ до φ_s при вертикален земетръс.

φ	25^0	30^0	35^0	40^0
φ_s	22.0-18.80 ⁰	26.5-22.8 ⁰	31.2-27.1 ⁰	36.0-31.5 ⁰
$\Delta\varphi$	3.0-6.2 ⁰	3.5-7.2 ⁰	3.8-7.9 ⁰	4.0-8.5 ⁰

3. Сеизмични параметри на почвата

Въпросът е проблемен и в нашите норми не се разглежда. В [4] по този повод е записано “като за φ и c се използват изчислителните им стойности, определени при статични въздействия (чл. 129 (2))”. Не считаме, че това е позицията на практиката по въпроса - “изменят ли се и как се изменят якостните параметри (основни величини) по време на земетръс”. Ако се приеме, че почвата просто “трепти” с определена честота по време на земетръс, то не може една зърнеста среда да не променя своите параметри - например φ . И ако това не е много сигурно как и с колко това става за кохезията в

свързаните почви, то за несвързаните пясъци (например) безспорно φ пада бързо. (Представяме си един естествен откос от сух пясък подложен дори на много леки вибрации.). Това е едната страна на въпроса.



Фиг.3. Диаграма $\tau=f(\lambda)$ при срязване на почви

Другата страна на въпроса е свързана с уякчаването на почвата при бързо натоварване. Факт е, че при бързо натоварване почвите дават индикация на по-здрав материал. Това означава нищо друго освен, че съпротивлението на срязване зависи от скоростта на натоварване: висока скорост - голяма стойност на φ (фиг.3).

И наистина това е и причината за наличие на максимална и минимална (върхова и остатъчна) якост на срязване.

И двата факта (двете страни) са ясни и неоспорими. **И все пак изменя ли ъгъла на вътрешно триене при земетръс?** Има ли уякчаване на материала почва при динамични въздействия (така като това става при някои други материали) от една страна и “пада ли φ ” от друга? Според нас очевидно ефектът е двоен - и увеличава и намалява.

3.1. За уякчаването на почвата при натоварване

Ако приемем, че е налице известната диаграма “ τ - λ ” (фиг.3) и че тя е за пясъци, и че е в сила закона на Кулон за якостта на срязване, то върховата (максималната) якост ще даде стойност за

$$\varphi_{\max} = \varphi_b = \arctan (\tau_b / \sigma), \text{ а минималната стойност е}$$

$$\varphi_{\min} = \varphi_o = \arctan (\tau_o / \sigma).$$

И ако се приеме, че върховата стойност за ъгъла на вътрешно триене е този ъгъл, който характеризира якостно почвата по време на земетръс (в смисъла на бързо натоварване), то търсеното уякчаване става чрез ъгъл $\varphi_s = \varphi_b$ или

$$\varphi_s = \arctan (\tau_b / \sigma).$$

Изменението във φ е:

$$\Delta\varphi = \varphi_b - \varphi_o = \arctan (\tau_b / \sigma) - \arctan (\tau_o / \sigma). \quad (5)$$

За несвързани почви и при различни разлики $\Delta\tau$ между върховата и остатъчната якост на срязване нарастването (а от там и уякчаването), $\Delta\varphi$ е както това е показано в Таблица 2.

Таблица 2. Увеличаване на ϕ при земетръс (уякчаване на почвата).

Разлика $\tau_b - \tau_{b0}$ в%	При $\phi=20^\circ$	При $\phi=30^\circ$	При $\phi=40^\circ$
$\Delta\tau = 10\%$	1.8°	2.4°	2.7°
$\Delta\tau = 20\%$	3.6°	4.7°	5.2°
$\Delta\tau = 30\%$	5.3°	6.9°	7.5°

(При наличие на кохезия може да се приеме, че заздравяването е по причина основно на кохезията. Оценка, подобна на показаната по-горе е възможна, при условие че ϕ не се изменя).

Естествено тук е основен въпроса за големината на уякчаването. То може да бъде определено чрез бързо натоварване в касетата, сравнено с резултатите от “опита на бавно срязване”.

3.2. За намаление на якостта на срязване на почвата

Въпреки убедеността, че в сеизмични условия материалът почва променя своите якостни параметри в посока на тяхното влошаване (количествено намаляване), то по този въпрос няма никакви нормативни указания. Не може да се приеме, че корекцията на ϕ например с $2^\circ, 3^\circ$ и 5° (или $2^\circ, 4^\circ$ и 7°) или по-общото с $\Delta\phi = \arctan(CRk_C)$ е именно желаната корекция, която независимо и успоредно с това се въвеждат и сеизмични сили. Горните порядъци на коригиране на ϕ (например $2^\circ, 4^\circ, 7^\circ$ за VII, VIII и IX степен на земетръс) са тези, които се стремят косвено да отразят (т.2) динамични сили, но не и да коригират якостта на срязване следствие трептенето на средата.

Независимо от изследванията в тази област [7] за определяне на ϕ и c за почвите при ”вибрационни условия”, то нормативни препоръки по въпроса няма направени. (Тук следва да се правят разлики между определяне на якостта на срязване при динамични товари и определяне на якостните параметри на почвите при условия на трептене с определена честота.).

Каква може да бъде логиката за тяхната аналитична оценка?

Например косвена - като се приеме, че по-време на земетръс постоянно се променят контактните напрежения - от минимални до максимални. Интерес представлява критичния момент, т.е. на минималните напрежения, които създават и минималните якости за почвата. Тази логика ще бъде използвана при препоръките в т. 4.

4. Заключение

В тази статия са разгледани въпросите за сеизмичните силови въздействия и изменението на якостните параметри на почвите по време на земетръс. Това е извършено за три важни задачи на устойчивостта от Земната механика: устойчивост на откоси, земен натиск и носеща способност на почвата.

Основният извод е, че от гледна точка на нормативната практика няма пълна яснота по тези въпроси. При задачата за земния натиск е традиционно прието да се коригират ϕ и c за сметка на сеизмичните (инерционните сили) и това остава като принцип в решението.

При задачата за устойчивостта на откоси не се прави корекция на φ и c , а се приемат сеизмичните сили като част от собственото тегло на съответните обеми почва. В третата задача (за носещата способност на земната основа) има само препоръки “следва да се отразят сеизмичните въздействия ...” без това да е указано как следва да стане. И това не е само в НиП.

Формално погледнато (почти) едни и същи резултати по отношение решението на тези задачи могат да се получат и само по пътя на редукция на φ и c и само чрез вземане предвид на допълнителни (сеизмични) сили. В тази схема обаче не се прилага принципът за двойното влияние – корекция в φ и c от една страна и отразяване на сеизмичните (като инерционни) сили от друга.

На основата на изложеното се предлага:

1. Сеизмичната сила се взема предвид, като големината и се определя с общоприетата формула

$$E_S = k_S \cdot G = C.R.k_C.G = 0,5 \cdot k_C.G$$

(например $k_S = 0.05$; 0.075 и 0.135 съответно за VII, VIII и IX степен на сеизмичност е наречен обобщен коефициент на сеизмичност).

Така определената сеизмична сила е с хоризонтално действие и важи за всякакви почвени обеми - откоси в изкопи и насипи и за земетръсни клинове.

2. Извършва се корекция върху φ (за несвързани почви) в зависимост от степента на земетръс. Тази корекция (чрез $\Delta\varphi^I$) се извършва **само за параметрите на вертикален земетръс** като намалението на φ в φ_S да става съгласно изрази (3) или (4), например

$$\varphi_S = \arctan[(1 - k_{S,V}) \cdot \tan \varphi].$$

или

$$\Delta\varphi^I = \varphi - \arctan[(1 - k_{S,V}) \cdot \tan \varphi].$$

3. Уякчаването на почвата (чрез $\Delta\varphi^{II}$) по време на земетръс се отчита чрез нарастването на остатъчното (в смисъл минималното) във върхово триене., т.е. чрез

$$\Delta\varphi^{II} = \varphi_e - \varphi_o = \arctan(\tau_e/\sigma) - \arctan(\tau_o/\sigma).$$

При тези предположения, изчислителните ъгли на вътрешно триене на почвите по време на земетръс следва да се приемат по:

$$\varphi_S = \varphi + \Delta\varphi^I - \Delta\varphi^{II}. \quad (6)$$

Пример. За $\varphi=30^0$, $k_S=0.135$ и 10% разлика между върхова и остатъчна якост на срязване (чрез Таблица 1 и Таблица 2)

$$\varphi_S = \varphi + \Delta\varphi^I - \Delta\varphi^{II} = 30^0 + 2.40 - 3.50^0 (7.2^0) = 28.9^0 (25.2^0).$$

(Резултатите в скоби са за горните горната граница за стойността на вертикалния земетръс).

Нататък, съгласно направеното предложение следва да се отрази и сеизмичната сила като инерционна по:

$$E_{S,H} = E_S = k_S \cdot G. \quad (7)$$

Литература:

[1]. Газиев, Е. Современное состояние устойчивости откосов. Сп. Инже-нерная геология, 2/1984.

[2]. Стефанов Г, Н. Косев и др. Скални откоси, тема No.О-58 на НИПС при ВИАС, 1984-86 (непубликувана).

[3]. Еврокод 8. Проектни указания за сеизмично осигуряване на конструкциите. (ПрБДС 1998-5).

[4]. Норми за проектиране на плоско фундиране ДВ,бр.85/1996 г.

[5]. Справочник проектировщика, Стройиздат, Москва, 1985 г.

[6]. Норми за проектиране на подпорни стени, МСА, 1986 г.

[7]. Германов, Т. и колектив. Земна механика. УАСГ, 1999 год.

[8]. Норми за проектиране на сгради и съоръжения в сеизмични райони, 1987 год.

Seismic loads and seismic shear strength of soils, used for flat foundation, slopes and retaining walls design

G. Ilv

Summary

The problems of slope stability, behavior of retaining walls and flat foundation during earthquake are considered. The design rules for the reduction of angle internal friction angle and the determining of the seismic loads are analysed. The general conclusion is that there are not the correct principles to decide these problem.

Two ways for determination of the seismic effect are suggested. The first way - by means of reduction the angle of internal friction of soil continuum, and the second - to give independent (and additional) seismic load in the solutions. Also it is suggested the formulas for corrections of friction angle of soil in depending on earthquake degree and formulae to determinate seismic load.