

АНАЛИЗ НА МЕТОДИТЕ ЗА ИЗСЛЕДВАНЕ НА ИНЕРЦИОННА СЕИЗМИЧНА УСТОЙЧИВОСТ НА ПОЧВЕНИ ОТКОСИ

Николай Керенчев¹, Лена Михова²

¹ УАСГ, кат. Геотехника, София, България

² УАСГ, кат. Геотехника, София, България

DISCUSSION OF METHODS FOR INERTIA SEISMIC SLOPE STABILITY ANALYSIS

Nikolay Kerenchev¹, Lena Mihova²

¹University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria

²University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria

***Abstract:** The analysis performed here includes the geotechnical considerations and the methodology of the pseudostatic and the permanent displacement methods of evaluation of the seismic slope stability. The pseudostatic seismic coefficient and the critical coefficient are defined and the methods of their calculation are shown. The application of FEM for the seismic slope stability analysis is discussed.*

***Key words:** seismic slope stability, pseudostatic analysis, seismic coefficient, FEM*

1. Въведение

Анализите на сеизмична устойчивост на откоси се делят на следните два типа: (I) Инерционна устойчивост вследствие на действието на земетръсните инерционни сили – прилага се при почви, които не променят якостта си на срязване вследствие на земетръсното въздействие; (II) Устойчивост при отслабване на почвата вследствие на редукция на якостта на срязване при земетръсното въздействие.

Първият тип анализ е подходящ за твърди и слабо чувствителни свързани почви и добре уплътнени несвързани почви, както и за почви, залягащи над нивото на почвените води. Вторият тип анализ е подходящ за чувствителни глини, които редуцират якостта си на срязване, за меки глини и органични почви, които проявяват пластично течение, и за неуплътнени почви под нивото на почвените води, които проявяват тенденция за втечняване или индуциране на значителен порен натиск.

Тук ще бъде направен анализ на съществуващите методи за инерционна устойчивост на откоси. Методите за изследване на инерционната сеизмична устойчивост на откоси се делят на следните три основни категории:

- (1) Псевдостатични методи;
- (2) Методи за анализ на перманентните премествания;
- (3) Методи за динамичен анализ на напреженията и деформациите.

¹ Николай Керенчев, ас. инж., УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ 1, София, e-mail: kerenchev@abv.bg

² Лена Михова, доц. д-р инж., УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ 1, София, e-mail: l_mihova@yahoo.com

2. Псевдостатични методи за сеизмична устойчивост на откоси

Основна предпоставка на тези методи е представянето на сеизмичното въздействие чрез квазистатични инерционни сили в хоризонтално и вертикално направление, съответно F_h и F_v , които действат в центъра на тежестта на хлъзгащото се тяло, и определят по следния начин:

$$(2.1) F_h = k_h \cdot W; F_v = k_v \cdot W,$$

където: $k_h = a_h/g$ и $k_v = a_v/g$ са бездимензионни сеизмични коефициенти; a_h, a_v – хоризонталното и вертикалното сеизмично ускорение на земната основа; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ – земното ускорение; W – собственото тегло на хлъзгащата се маса.

2.1 Дефиниране на сеизмичните коефициенти k_h и k_v

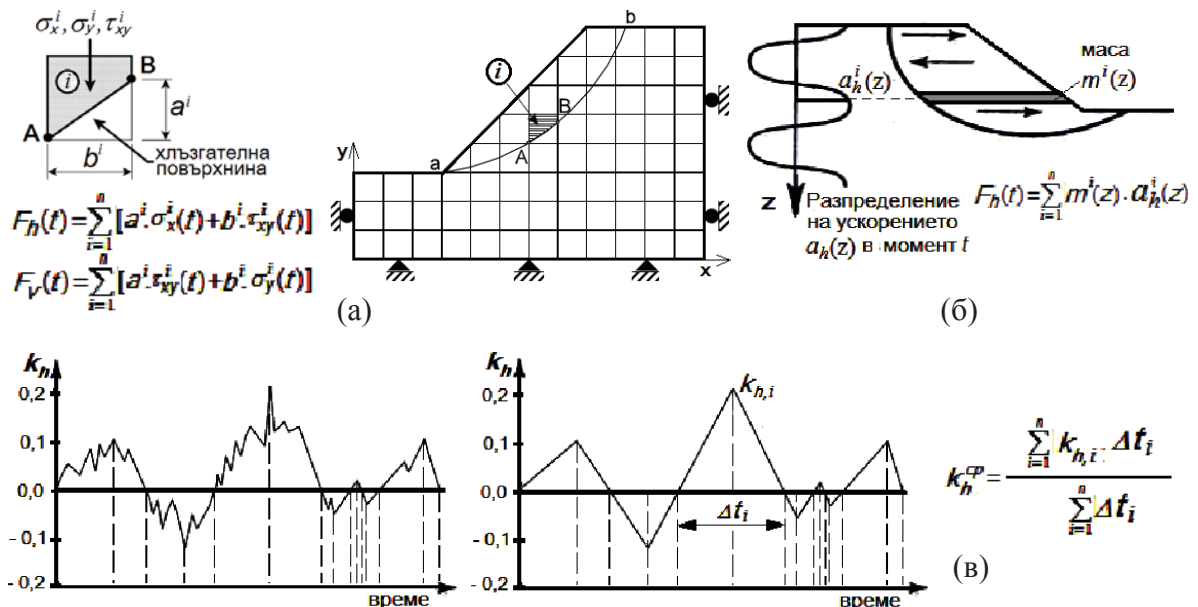
Стойностите на сеизмичните коефициенти k_h и k_v зависят от факторите максимално ускорение на земната основа от сеизмичното въздействие, височина на откоса, допустими премествания на съоръжението.

а) Определяне на k_h и k_v по емпирични данни

Различни източници дават препоръчителни стойности, които варират в диапазона $k_h = (0,05 - 0,50)$, обобщени в [11] и [15].

б) Определяне на k_h и k_v от динамичен анализ

Първото решение, в което се определя хоризонтален сеизмичен коефициент k_h от динамичен анализ, е направено за насипна стена [3], като е приложен 1D „shear beam” моделът и спектралната теория за сеизмично въздействие.



Фиг. 1 Определяне на сеизмичните коефициенти k_h и k_v [11], [15]

При 2D модели по МКЕ решението за определяне на k_h и k_v се провежда в следната последователност:

(1) Извършва се динамично решение за откосния почвен масив, резултатите от което са функциите във времето на ускорения, премествания, напрежения и т.н.;

(2) Трасира се хлъзгателна повърхнина и за стъпки по времето за хлъзгащото се тяло се определят коефициентите $k_h(t) = F_h(t)/W$ и $k_v(t) = F_v(t)/W$, където инерционните сили $F_h(t)$ и $F_v(t)$ се получават от интегрирането на напреженията по цялата хлъзгателна повърхнина (фиг. 1а). Като алтернативен начин силите $F_h(t)$ и

$F_v(t)$ могат да се определят чрез стойностите на ускоренията $a_h(t)$ и $a_v(t)$, получени от земетръсното въздействие (фиг. 1б);

(3) Извършва се „заглаждане“ на функциите $k_h(t)$ и $k_v(t)$ и се определят осреднени стойности за k_h и k_v за периода на земетресението (фиг. 1в).

2.2. Ламелни и блокови методи по теория на граничното равновесие

Ламелните и блоковите методи по теорията на граничното равновесие обикновено се прилагат за 2D решения. При тези методи не се отчитат деформациите в почвения масив и хлъзгащата се маса е кораво тяло. Използват се уравненията на статиката и на якостта на срязване на Mohr-Coulomb за получаване на обобщени стойности на съпротивителните и активните сили по протежение на хлъзгателната повърхнина, от отношението на които се дефинира коефициентът на сигурност F_s срещу загуба на устойчивост на откоса.

От ламелните методи по-точни са тези, при които се използва както моментното, така и силовото равновесно условие за хлъзгащото се тяло и при които се отчитат междуламелните сили. Това са методите на Spencer, Morgenstern-Price, Fredlund, Sarma. В метода на Bishop се пренебрегват срязващите междуламелни сили и се решава само моментното равновесно условие. Най-опростен е методът на Fellenius, при който не се отчитат междуламелни сили. Анализ на тези методи е направен в [1]. Първото решение за сеизмична устойчивост на откос по псевдостатичен ламелен метод е извършено от Tezaghi [22].

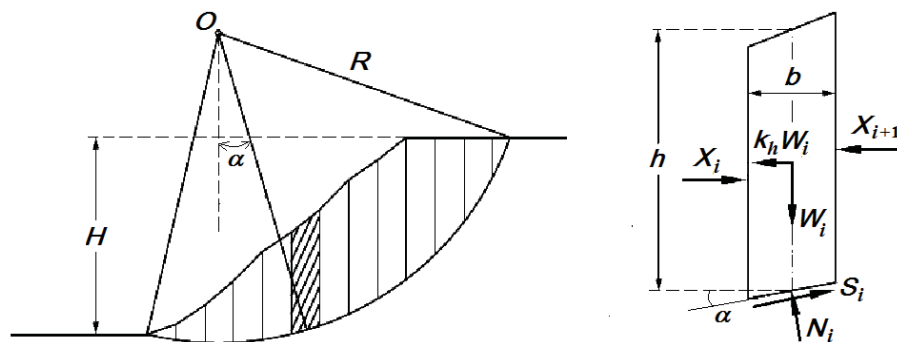
Блоковите методи, като например методът на Шахунянц [2], се базират на силовото равновесие на кинематически съвместими корави елементи (блокове), получени от дискретизацията на едно хлъзгащо се недеформируемо тяло.

2.3. Критичен сеизмичен коефициент k_c

Хоризонталният сеизмичен коефициент k_h , който съответства на коефициент на сигурност за откоса $F_s = 1$, се нарича критичен сеизмичен коефициент k_c . Чрез него се получава критичното ускорение на земната основа $a_c = k_c \cdot g$ и при стойности на хоризонтално ускорение, по-големи от a_c , ще настъпи разрушение на откоса.

Методите по теория на граничното равновесие са едни от най-удобните за определяне на критичния сеизмичен коефициент k_c . Извършват се итеративни решения с различни стойности на коефициента k_h , докато за устойчивостта на откоса се получи коефициент на сигурност $F_s = 1$. По някои от ламелните методи са получени директни уравнения за k_c , като авторите са елиминирали итерациите [10], [17], [18], [21]. По метода на Bishop (фиг. 2) се получава следният израз за k_c

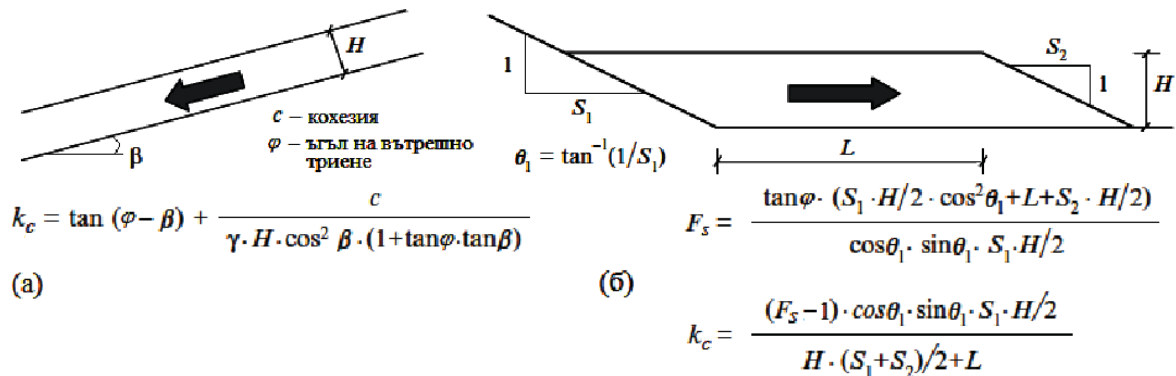
$$(2.2) \quad k_c = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \frac{h_i}{2R}} \left\{ \sum_{i=1}^n \left[cb_i + W_i \tan \varphi \left(\frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \varphi \tan \alpha_i} \right) \right] - \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \right\}$$



Фиг. 2 Означения за ламелен метод на Bishop

В израза за k_c (2.2), както и в други, получени по ламелните методи, се съдържат ограниченията и апроксимациите на тези методи. За преодоляване на недостатъците на ламелните методи в трудовете [5], [12] е използвана вариационна формулировка на теорията на граничното равновесие и са получени графики за оценка на устойчивостта на хомогенни откоси.

Едно съвременно опростено решение за k_c се дава в [6], представено на фиг. 3.



Фиг. 3 Опростено решение за критичния сеизмичен коефициент k_c :
(а) при плитко хлъзгане; (б) при дълбоко хлъзгане [6]

2.4. Методи на граничен анализ за долна и горна граница на критичен товар

По методите на граничен анализ се определят долната и горната граница на критичния сеизмичен коефициент k_c , които дефинират диапазона, в който попада неговата точна стойност. Те се установяват по теореми за долна и горна граница на критичен товар. Долната граница на критичния товар се определя от условието за статическа съвместимост – получените напрежения в почвения масив са в равновесие с натоварването и във всички точки те са по-малки от стойността на критичния товар. Горната граница на критичния товар се определя от условието за кинематическа съвместимост – механизмът на разрушение е съвместим с получените от натоварването премествания (или техните скорости).

Този анализ е приложен в трудовете [7], [8] за определяне на горната граница на критичния коефициент на еднороден откос, а за определянето на долната граница се извършва комбиниран анализ с МКЕ [13], [19], [20].

2.5. Псевдостатичен анализ по МКЕ

При псевдостатичния анализ по МКЕ се провежда решение със следните фази: (1) формиране на начално напрегнато състояние от геоложки товар; (2) промяна в геометрията на числения модел в случай, че откосът се формира след изкопаване; (3) решение с прилагане на постепенно нарастващи квазистатични инерционни сили до достигане на състояние на $F_s = 1$, съответстващо на критичния сеизмичен коефициент k_c . Отношението между критичния коефициент k_c и коефициента на сеизмичното въздействие k_n определя потенциала на откоса срещу загуба на устойчивост.

Анализът по МКЕ има предимствата, че моделира почвата като деформируема среда и трасира хлъзгателната повърхнина чрез зоните с най-голяма скорост на деформациите на срязване.

2.6 Критика на псевдостатичния модел за устойчивост на откоси

Псевдостатичният модел борави с обобщен коефициент на сигурност F_s и получаването на $F_s < 1$ означава загуба на устойчивост на откоса. При сеизмично въздействие инерционните сили и коефициентът на сигурност F_s не са константни

величини, те са функция на времето и е възможно в периода на земетресението да получи $F_s < 1$. Тъй като реално това състояние се случва в рамките на много кратко време, то може да доведе до акумулиране на премествания в масива без да се достигне до състояние на разрушение.

При псевдостатичния модел коефициентите k_h и k_v са единствените параметри, описващи сеизмичното въздействие, и като скаларни величини те твърде грубо представят това въздействие. Освен това, в методите по теория на граничното равновесие не се отчита деформируемостта на хлъзгащата се маса.

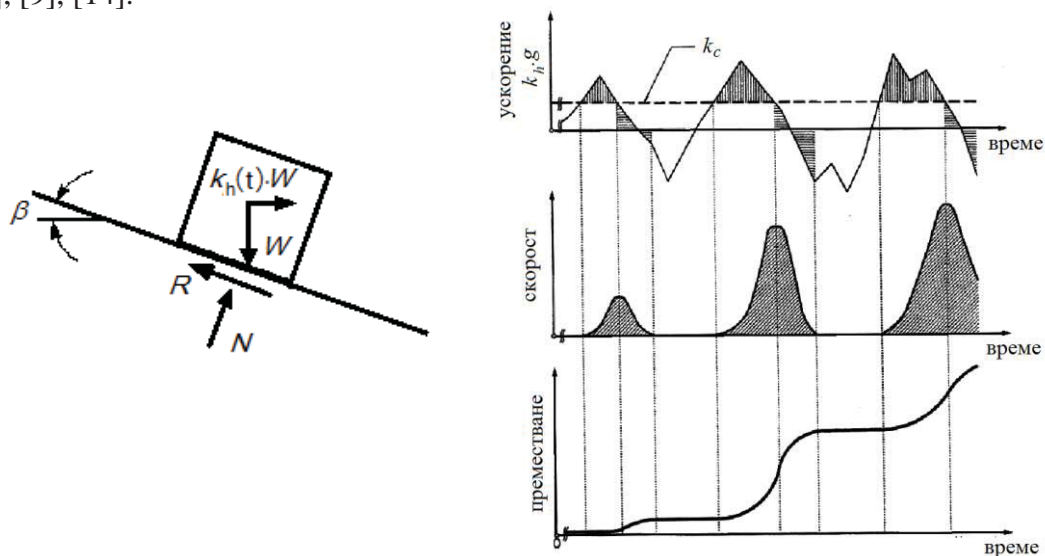
Въпреки посочените недостатъци, псевдостатичните методи са най-често използваните в практиката, поради възможността им за лесна числена реализация.

3. Методи за анализ на перманентните премествания

Тези методи определят акумулираните премествания в почвения масив в периода на земетресението, които се оценяват според нормативните критерии за гранични деформации на съоръжението.

Предпоставките за тези методи са въведени от Newmark [16]. Потенциалната хлъзгащата се почвена маса се моделира като корав блок, който се хлъзга върху равнинна основа от почва в гранично състояние. Съпротивлението на срязване между блока и основата се оценява чрез критичното ускорение на земната основа $a_c = k_c \cdot g$, съответстващо на коефициент на сигурност при псевдостатичен анализ $F_s = 1$. Когато ускоренията на коравия блок превишат критичното ускорение, в почвения масив се натрупват премествания, които се определят чрез двойно интегриране на съответните участъци от функцията „ускорение/време“ (фиг. 5).

Изследвания на откосни съоръжения с помощта на този метод са представени в [4], [9], [14].



Фиг. 4 Модел на Newmark [16] за перманентните премествания при земетръс

4. Методи за динамичен анализ на напреженията и деформациите

Чрез 1D, 2D и 3D числени модели се извършва динамичен анализ на почвения масив, като сеизмичното въздействие се представя най-често с акселерограма или спектър на реагиране. Оценката за устойчивостта на откосния терен се извършва по деформационен критерий въз основа на получената функция на преместванията във времето. Решенията позволяват използването на сложни конститутивни модели за почвите и отчитането на различни геотехнически условия. Анализът се извършва с подходящ софтуер, например Plaxis и GeoStudio, разработени по МКЕ.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Михова, Л. Анализ на методите за устойчивост на почвени откоси по теорията на граничното равновесие. Сп. „Строителство“, Бр. 5, 2011.
- [2] Шахунянц, Г. М. Железнодорожный путь, Москва, 1969.
- [3] Ambraseys, N. N. The seismic stability of earth dams. Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Eng., Vol. 2, Japan, 1960.
- [4] Ambraseys, N. N., Menu, J. M. Earthquake-induced ground displacement. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp. 985-1006, 1988.
- [5] Baker, R., Shukha, R., Operstein, V., Frydman, S. Stability charts for pseudostatic slope stability analysis. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26(9), pp. 813-823, 2006.
- [6] Bray, J. D., Rathje, E. M., Augello, A. J., Merry, S. M. Simplified seismic design procedures for geosynthetic-lined, solid waste landfills. Geosynthetics International 5(1-2), pp. 203-235, 1998.
- [7] Chang, C. -J., Chen, W. F., Yao, J. T. P. Assessment of seismic displacements of a submarine slope by limit analysis, Report No. CE-STR-81-14. West Lafayette, IN: School of Civil Engineering, Purdue University, 1981.
- [8] Chang, C.-J., Chen, W. F., Yao, J. T. P. Seismic displacements in slopes by limit analysis. J. Geotech. Engng, ASCE 110, No. 7, 860-874, 1984.
- [9] Franklin, A. G., Chang, F. K. Permanent displacement of earth embankments by Newmark sliding block analysis, Report 5, Miscellaneous Paper S-71-17, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1977.
- [10] Kim, J., Sitar, N. Direct estimation of yield acceleration in stability analyses. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(1), pp. 111-115, 2004.
- [11] Kramer, S. L. Geotechnical Earthquake Engineering, University of Washington, William J. Hall, 1996.
- [12] Leshchinsky, D., San, K. Pseudo-static slope stability analysis: Design charts. Journal of Geotechnical Engineering, 120(9), pp. 1514-1531, 1994.
- [13] Loukidis, D., Bandini, P., Salgado, R. Stability of seismically loaded slopes using limit analysis. Geotechnique 53, No. 5, pp. 463-479, 2003.
- [14] Makdisi, F. I., Seed, H. B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp. 849-867, 1978.
- [15] Melo, C., Sharma, S. Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis. 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004.
- [16] Newmark, N. M. Effect of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique, 15(2), pp. 139-159, 1965.
- [17] Sarma, S. Stability analysis of embankments and slopes. Geotechnique, 23(3), pp. 423-433, 1973.
- [18] Sarma, S. Seismic stability of earth dams and embankments. Geotechnique, 25(4), pp. 743-761, 1975.
- [19] Sloan, S.W. Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 12, pp. 61-77, 1988.
- [20] Sloan, S. W., Kleeman, P. W. Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields. Comput. Methods Applied Mech. Engng 127, pp. 293-314, 1995.
- [21] Spencer, E. Earth slopes subjected to lateral acceleration. Journal of Geotechnical Engineering, 104(12), pp. 1489-1500, 1978.
- [22] Terzhagi, K. Mechanism of landslides. In: Paige, S. (Ed.), Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume). Geological Society of America, New York, NY, pp. 83-123, 1950.