



ОЦІНКА СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ДАМБ НА ОСНОВІ РОБІТ ІЗ СЕЙСМОРАЙОНУВАННЯ МАЙДАНЧИКА БУДІВНИЦТВА

УДК 699.841

АВТОРИ

МАР'ЄНКОВ М.Г., д.т.н., завідувач відділу, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ДОМБРОВСЬКИЙ Я.І., завідувач лабораторії, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ПАНЧИК О.В., інженер, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

АННОТАЦІЯ

В статті розглядаються методика та результати чисельних досліджень напружено-деформованого стану (НДС) ґрунту та стійкості дамби при дії статичних навантажень та сейсмічних впливів, заданих акселерограмами майданчику будівництва.

The method and the results of numerous studies stress-strain state (SSS) of soil and stability of the dam under the action of static loads and seismic effects that are given by accelerograms of construction site are considered in the article.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

гідротехнічна споруда, лінійна та нелінійна динамічна модель, сейсмічні впливи, акселерограми, сейсмостійкість

Відповідно до вимог [5], гідротехнічні споруди класу СС-3 розраховуються на сейсмічні впливи по прямому динамічному методу з врахуванням сейсмічного впливу у вигляді набору записів сейсмічного руху основи як функції часу. Для перевірки стійкості дамб розроблена методика, що дозволяє оцінити НДС дамб і їх коефіцієнта стійкості з врахуванням сейсмічних впливів, заданих акселерограмами.

Характерною особливістю поведінки ґрунтових дамб є те, що практично у всій області зміни напруг спостерігаються пластичні деформації [1 - 4]. В умовах сейсмічних впливів у водонасичених укосах виникають значні зсувні зусилля, що приводять до перерозподілу зусиль між скелетом ґрунту та водою у порах, росту порового тиску, що сприяє до переходу ґрунту в граничний стан.

Необхідно відзначити, що локальне руйнування ґрунту на окремих ділянках дамби не призводить до руйнування споруди в цілому. Руйнування дамби можливе лише за умови, коли зона, що починається від вільної поверхні на одній ділянці та виходить на вільну поверхню на іншій ділянці, перейде у граничний стан, тобто пластичні деформації будуть накопичуватись безмежно [9, 10].

Під локальною міцністю ґрунту розуміють таку комбінацію значень напруг, після досягнення якої ґрунт втрачає свою суцільність, у ньому утворюються тріщини розриву або поверхні зрушення і він розпадається на окремі частини.

У глинистих ґрунтах граничні навантаження, що характеризують втрату міцності, викликають необмежене пластичне деформування матеріалу без видимого порушення суцільності, що переходить у текучий стан. Стосовно піщаних ґрунтів встановлено, що їх руйнування відбувається за рахунок зрушення однієї частини ґрунту по іншій. Опір зсуву піщаних і великоуламкових ґрунтів виникає в основному в результаті тертя між частками, що переміщуються та зачеплення між ними. Опір розтягу в цих ґрунтах практично відсутній.



В пілувато-глинистих ґрунтах процес руйнування відбувається значно складніше. Найвні в них водно-колоїдні та цементаційні зв'язки забезпечують пілувато-глинистим ґрунтам деякий опір розтягу.

Опір зсуву ґрунтів дуже сильно залежить від їхньої щільності, вологості, гранулометричного та мінерального складу, напруженого стану. Характеристики опору зсуву ґрунтів розглядаються як показники міцності і завжди визначаються експериментально.

ПРЯМИЙ ДИНАМІЧНИЙ МЕТОД ВРАХУВАННЯ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ

Сейсмічне прискорення ґрунтів задається розрахунковою акселерограмою землетрусу, що у загальному випадку являє собою трикомпонентну ($j = 1, 2, 3$) функцію прискорення коливань у часі $\ddot{U}_0(t)$. При цьому зміщення (деформації, напруження і зусилля) визначаються на всьому часовому інтервалі сейсмічного впливу на споруду.

Розрахункові акселерограми, на додаток до параметру a_{II} , повинні також відповідати всім іншим параметрам, що характеризують розрахункову сейсмічну дію. Якщо наявних сейсмологічних даних недостатньо для установлення пікових значень розрахункових прискорень a_{II} , то на попередній стадії проектування допускається приймати, що значення a_{II} визначається відповідно до табл. 6.5 [5].

Розрахунок на проектний землетрус (ПЗ) здійснюється, як правило, із застосуванням лінійного спектрального методу або часового динамічного аналізу, а на дію максимального розрахункового землетрусу (МРЗ) – нелінійного або лінійного часового динамічного аналізу.

Часовий динамічний аналіз (лінійний і нелінійний) здійснюється із застосуванням покрокового інтегрування диференціальних рівнянь, лінійний динамічний аналіз також допускається виконувати методом розкладення рішення в ряд за формами власних коливань.

Значення максимального пікового прискорення в ґрунтах схилу визначаємо за формулою 9.2 [5]:

$$a_{II} = \max \left| \ddot{U}_0(t) \right|,$$

що повинно бути не менше прискорень, які визначаються при відповідній розрахунковій сейсмічності за картами сейсмічного зонування території країни або з використанням карт загального сейсмічного районування.

Розрахунок зсувонебезпечних масивів виконується на спільну дію трьох компонент акселерограми. Результати розрахунку (зміщення, деформації, напруження, зусилля) визначаються для всіх моментів часу періоду дії акселерограми і з них вибираються екстремальні значення. При цьому отримані величини, що характеризують стан схилу при коливаннях за напрямками осей X, Y, Z, підсумовуються за формулою 6.8 [5].

Число форм власних коливань n , що врахову-

ються у розрахунках із застосуванням розкладення рішення за вказаними формами, вибирається таким чином, щоб виконувались умови:

$$\omega_n \geq 3\omega_I,$$

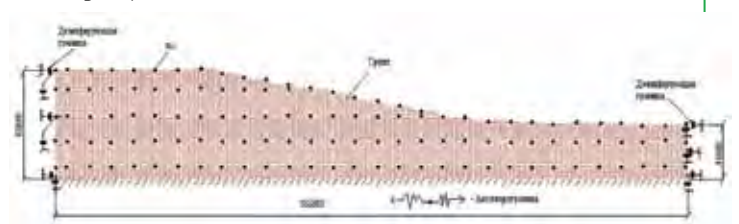
$$\omega_n \geq 2\omega_c,$$

де ω_n – частота останньої форми власних коливань, що враховуються;

ω_I – мінімальна частота власних коливань;

ω_c – частота, що відповідає піковому значенню на спектрі відгуку розрахункової акселерограми. При цьому число використаних форм коливань повинно складати не менше трьох.

На рис. 1 наведено розрахункову модель для виконання розрахунків по визначенню коефіцієнта запасу стійкості при прямому динамічному методі врахування сейсмічних впливів.



m_i – маса ґрунту, зосереджена у кожному вузлі розрахункової схеми

Рис. 1. Динамічна модель по розрахунковому перерізу схилу.

Диференціальні рівняння руху ґрунту в матричному вигляді за наявності сил в'язкого тертя (гіпотеза Фойгта) мають вигляд:

$$[M]\{\dot{q}(t)\} + [C]\{\dot{q}(t)\} + [K]\{q(t)\} = \{P(t)\}, \quad (1)$$

де $[M]$, $[C]$, $[K]$ – відповідно матриця мас, затування й жорсткості ґрунтового масиву;

$\{\dot{q}(t)\}$, $\{q(t)\}$ і $\{q(t)\}$ – відповідно вектор швидкості й прискорення переміщення ґрунту;

$\{P(t)\}$ – вектор сейсмічних сил (кінематичний вплив на схил).

Слід зазначити, що матриця затування обчислюється з урахуванням в'язкої границі. З цією метою на нижній і бічних границях розрахункової області встановлюються демпфери, що дозволяють поглинати енергію відбитих хвиль у межах до 96%.

Матриця жорсткості при нелінійному динамічному розрахунках обчислюється на кожному кроці розрахунків, що відповідає кроку дискретизації акселерограми.

Коефіцієнти в'язкості демпферів визначалися по наступних формулах:

$$C_{P(S)} = V_{P(S)} * a * b * \rho, \quad (2)$$

де $C_{P(S)}$ – коефіцієнт в'язкості демпфера, що відповідає поздовжньої (поперечної) хвилі в ґрунті;

$V_{P(S)}$ – швидкість поздовжньої (поперечної) хвилі в ґрунті м/с;

a – довжина сторони прямокутного або трикутного кінцевого елемента розрахункової схеми, м;



b – товщина кінцевого елемента, м;
 ρ – щільність ґрунту т/м³.

При розв'язку диференціальних рівнянь руху (1) у програмних комплексах застосований метод прямого крокового інтегрування.

Програмний комплекс «ЛІРА-САПР» [8] має розвинену бібліотеку скінченних елементів (СЕ), включаючи нелінійні СЕ ґрунту, сучасні швидкодіючі алгоритми розв'язку рівнянь руху й визначення власних чисел при виконанні динамічних розрахунків ґрунту й конструкцій.

При розв'язку плоскої задачі методом скінченних елементів в ґрунтовому півпросторі виділяється обмежена розрахункова область. Для моделювання області призначені граничні умови, що дозволяють проходити хвилям межі без відбиття. Реакція відкинутої частини півплощини замінюється введенням в'язких демпферів у вузлах сітки на границі.

Установлені демпфери (у горизонтальному й вертикальному напрямку) поглинають енергію поперечних і поздовжніх хвиль і тим самим інтерпретують її проходження через границю.

Для моделювання поведінки ґрунту використовувалися СЕ фізично нелінійної балки стінки для моделювання одnobічної роботи ґрунту на стиск із урахуванням зсуву за схемою плоскої деформації. Під фізично-нелінійною поведінкою ґрунту мається на увазі не прямо пропорційна залежність між напругами й деформаціями.

У якості вихідних даних для фізично нелінійного СЕ 281-284 (ПК ЛІРА) входять наступні параметри: E – модуль деформації ґрунту по області первинного навантаження; ν – коефіцієнт Пуассона; ke – коефіцієнт переходу до модуля деформації ґрунту по гілці вторинного навантаження $Ee = ke * E$; C – зчеплення; Rt – гранична на-

пруга при розтяганні; φ – кут внутрішнього тертя в градусах, при цьому $\varphi < 90^\circ$; $C > = Rt * tg(\varphi)$; σ_p – гранична напруга стиску.

Опір зсуву ґрунтів сильно залежить від їхньої щільності, вологості, гранулометричного й мінерального складу, напруженого стану. Характеристики опору зсуву ґрунтів розглядаються як показники міцності і завжди визначаються експериментально.

У процесі аналізу стану ґрунту необхідно розглянути міцність ґрунту в умовах складного напруженого стану. Для цього використовується теорія міцності Кулона-Мора.

Для практичного проведення прямих динамічних розрахунків моделей ґрунту ділянки схилу згенеровано розрахункові акселерограми, відповідно до землетрусів із зони Вранча. У таблицях позначене: T , R і Z – відповідно, тангенційна, радіальна (обидві горизонтальні компоненти) і вер-

тикальна компонента.

Основні параметри пакетів з п'яти трикомпонентних розрахункових акселерограм, що моделюють 8-ми бальний максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ) із зони Вранча, наведені в табл. 1. При їхній генерації (виконувались в Інституті геофізики НАН України [7]) використовувалися різні комбінації теоретичних огинаючих спектрів розрахункових акселерограм, нормованих частотних характеристик середовища й фазових спектрів, отриманих по різних записах реальних землетрусів із зони Вранча.

РОЗРАХУНОК НА СЕЙСМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ, ВИЗНАЧЕНІ ЗА СПЕКТРАЛЬНИМ МЕТОДОМ [5] ТА НА ВПЛИВ АКСЕЛЕРОГРАМ МАЙДАНЧИКА БУДІВНИЦТВА

Сейсмичні горизонтальні та вертикальні навантаження, що діють на зосереджені у вузлах маси розрахункової динамічної моделі дамби визначено згідно вимог [5].

Таблиця 1. Дані про розрахункові акселерограми, якими моделюється МРЗ на прикладі споруди м. Кривого Розу

№ п/п	Імя файлу	Компонента	a_m , см/с ²	Переважаючі частоти Гц	Тривалість коливань в сек $a > 0.9a_m$	Тривалість коливань в сек $a > 0.5a_m$	К-сть точок в аксел.	Крок Δt в сек
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	ААМ10С Т	Т	154.9	0.5- 4.8	8.3	49.6	16384	0.025
	ААМ10С R	R	137.9	3.0- 4.8	4.1	20.7	16384	0.025
	ААМ10С Z	Z	113.1	3.0- 5.2	4.1	33.1	16384	0.025
2	ААМ11С Т	Т	153.7	0.7- 5.2	1.7	21.5	16384	0.01
	ААМ11С R	R	136.8	2.6- 5.2	1.7	8.3	16384	0.01
	ААМ11С Z	Z	113.7	1.0- 8.1	3.3	8.3	16384	0.01
3	ААМ12С Т	Т	147.1	0.8- 4.8	4.1	29	16384	0.025
	ААМ12С R	R	130.9	0.8- 4.8	8.3	70.3	16384	0.025
	ААМ12С Z	Z	101.5	0.8- 5.2	4.1	86.9	16384	0.025
4	ААМ13С Т	Т	144.8	0.7- 4.8	3.3	9.9	16384	0.01
	ААМ13С R	R	120.2	0.7- 4.8	3.3	11.6	16384	0.01
	ААМ13С Z	Z	92.7	1.0- 5.2	1.7	13.2	16384	0.01
5	ААМ14С Т	Т	151.8	0.8- 1.3	4.1	8.3	16384	0.025
	ААМ14С R	R	124.5	0.8- 4.1	4.1	8.3	16384	0.025
	ААМ14С Z	Z	94.1	1.0- 4.8	4.1	41.4	16384	0.025

Розрахункова сейсмичність будівельного майданчику визначена за результатами виконаних робіт з сейсмичного мікрорайонування і прийнята рівною 8 балів за шкалою сейсмичної інтенсивності [6]. Ґрунти в основі дамби II-ї категорії за сейсмичними властивостями.

Згідно спектрального методу розрахункові сейсмичні навантаження S_{ik} у k -й точці дамби за прийнятим напрямком сейсмичного впливу та i -му тону власних коливань споруди визначались за формулою:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad S_{0ki} = Q_k a_0 k_{ip} \beta_i \eta_{ki},$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації и локальні пошкодження елементів споруди, прийнято рівним 0,5;

k_2 – коефіцієнт відповідальності споруди, прийнято рівним 1,0;



- k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість споруди, прийнято рівним 1,0;
- a_0 – відносне прискорення ґрунту, прийнято рівним 0,2 для сейсмічності 8 балів;
- k_{zp} – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунту основи споруди, прийнято рівним 1,0 для ґрунту II-ї категорії за сейсмічними властивостями;
- Q_k – вага ділянки дамби, зосереджений в точці k , що визначається з врахуванням щільності матеріалу дамби;
- β_i – коефіцієнт динамічності, що відповідає i -му тону власних коливань споруди і приймається згідно графікам, приведеним у [5];
- η_{ik} – коефіцієнт, що залежить від форми деформації дамби при власних коливаннях за i -м тоном та від місця розташування навантаження (маси ділянки дамби).

При виконанні розрахунків у програмних комплексах (ПК ЛІРА та ін.) маси формуються автоматично з вертикальних навантажень з врахуванням коефіцієнтів: 0,9 – для постійних навантажень; 0,5 – для короточасних.

Сейсмічні навантаження прикладалися до усіх мас споруди за напрямком осей X та Z.

Порівняння значень переміщень та прискорень для одного вертикального перерізу дамби з абсцисою 145,08 м та трьох відміток для варіантів лінійного та нелінійного розрахунків у ПК ЛІРА приведено у табл. 2. Аналіз розрахункових даних показав, що при впливах акселерограм майданчику будівництва переміщення більше до 2,4 рази у порівнянні з розрахунком за спектральним методом. Напруження також перевищують до трьох разів при лінійних розрахунках при впливах акселерограм у порівнянні зі спектральним методом (табл. 3).

Графіки горизонтальних прискорень мас дамби на різних відмітках при впливах акселерограм показано на рис. 2 та 3. Ізополі динамічних нормальних та дотичних напружень у масиві дамби при розрахунках лінійної моделі приведено на рис. 4 та 5.

Отримані дані підтверджують вимогу ДБН [5] щодо розрахунків відповідальних гідротехнічних споруд на вплив акселерограм майданчику будівництва, що сгенеровані за результатами робіт з сейсмічного мікрорайонування.

Таблиця 2. Розрахункові значення максимальних переміщень та прискорень мас дамби при розрахунках на вплив акселерограм та за спектральним методом [5]

№ вузла	Координата X, м	Координата Z, м	Розрахунок на вплив акселерограм		Розрахунок за спектральним методом	
			Переміщення динам. по осі X (Z), мм	Прискорення по осі X (Z), м/с ²	Переміщення динам. по осі X (Z), мм	Прискорення по осі X (Z), м/с ²
6740	145,08	2,85	103,0 та 94 (нелінійні) (24 нел.)	3,3 та 4,1(нел.) (4,5 нел.)	58,6 (12,4)	0,6 (0,3)
6764	145,08	26,85	241,0 и 305 (нел.) (88,0 нел.)	4,2 и 6,4(нел.) (6,2 нел.)	149,9 (33,2)	1,5 (0,9)
6782	145,08	44,85	241,2 и 424 (нел.) (190 нел.)	4,6 и 6,9 (нел.) (8,8 нел.)	180,0 (39,1)	1,9 (0,8)

Таблиця 3. Розрахункові значення максимальних динамічних напружень в масиві дамби при розрахунках на вплив акселерограм та за спектральним методом [5]

№ скінцевого елемента	Координата X, м	Координата Z, м	Розрахунок на вплив акселерограм			Розрахунок за спектральним методом		
			Напруження σ_x МПа (нел.)	Напруження σ_z МПа (нел.)	Напруження τ_{xz} МПа (нел.)	Напруження σ_x МПа	Напруження σ_z МПа	Напруження τ_{xz} МПа
6789	145,08	2,85	0,14 (0,2)	0,06 (0,19)	0,14 (0,15)	0,05	0,021	0,083
6813	145,08	26,85	0,11 (0,24)	0,08 (0,19)	0,07 (0,14)	0,034	0,038	0,053
6831	145,08	44,85	0,03 (0,07)	0,05 (0,07)	0,03 (0,04)	0,007	0,041	0,009

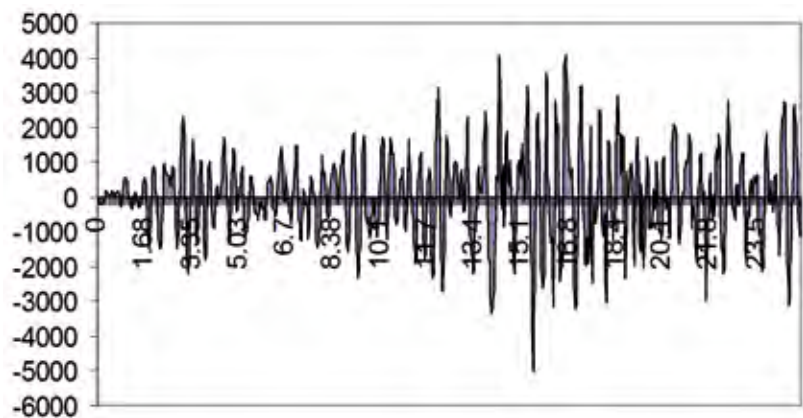


Рис. 2. Горизонтальні прискорення мас дамби на відмітці +2.850 (вузол № 6740) при впливах акселерограми землетрусу із зони Вранча інтенсивністю 8 балів (по осі ординат прискорення в мм/с², по осі абсцис час в секундах).

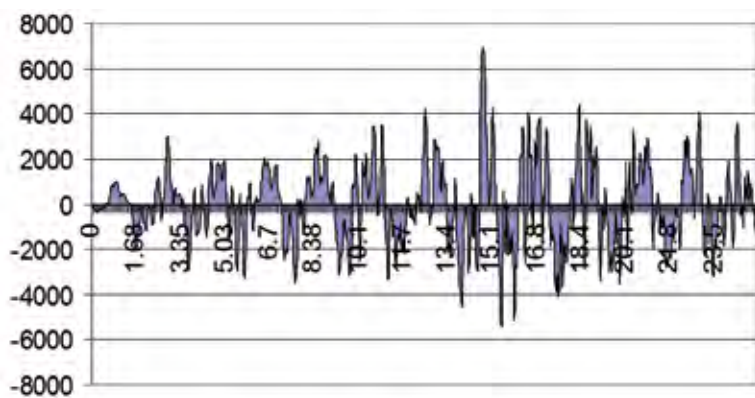


Рис. 3. Горизонтальні прискорення мас дамби на відмітці +44.850 (вузол № 6782) при впливах акселерограми землетрусу із зони Вранча інтенсивністю 8 балів (по осі ординат прискорення в мм/с², по осі абсцис час в секундах).

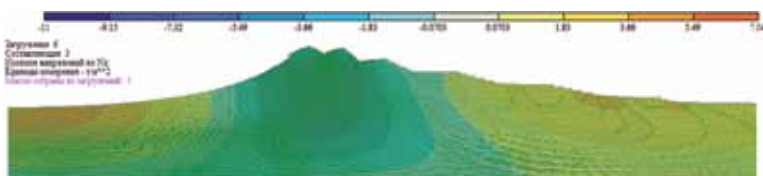


Рис. 4. Динамічні вертикальні напруження σ_z при розрахунку дамби за спектральним методом [5] (третя форма коливаль).

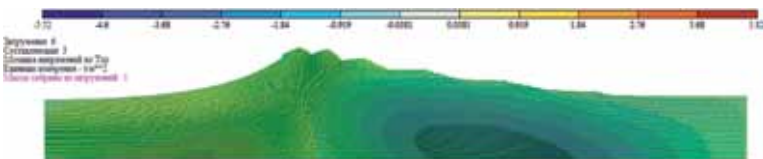


Рис. 5. Динамічні дотичні напруження τ_{xz} при розрахунку дамби за спектральним методом [5] (третя форма коливаль).

ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МАСИВУ ҐРУНТУ ПРИ СТАТИЧНИХ І СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВАХ

Граничний напружений стан ґрунту характеризується такою комбінацією напруг, при якому у випадку малого збільшення їх значень відбувається руйнування ґрунту. Зазвичай, руйнування ґрунту відбувається у вигляді втрати стійкості, утворення необоротних зсувів по сформованим при цьому поверхням ковзання.

Для аналізу зусиль у точці ґрунтового масиву використовується умова, по якій на ділянках можливого початку ковзання дотичні напруження τ пов'язані з нормальними напругами σ лінійною залежністю

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c,$$

де φ і c – кут внутрішнього тертя й питоме зчеплення.

Умова граничної рівноваги, виражена через параметри φ і c та компоненти напруг σ_x , σ_z і σ_{xz} у плоскій задачі можна записати в наступній формі

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_c)^2 \sin^2 \varphi,$$

де σ_x , σ_z , τ_{xz} – відповідно, нормальні, паралельні осям x і z , та дотичні напруги в точці аналізу; $\sigma_c = c/\operatorname{tg} \varphi$ – напруга всебічного стиску; φ і c – кут внутрішнього тертя й питоме зчеплення.

Головні напруги визначають за формулою

$$\sigma_{\max/\min} = \sigma_{1/3} = \frac{\sigma_x + \sigma_z \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2}.$$

Площинки, по яких діють головні напруги, визначаються кутом нахилу нормалей до головних площадок

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0 = -\frac{2\tau_{xz}}{(\sigma_x - \sigma_z)}.$$

Алгоритм визначення коефіцієнту запасу при аналізі міцності методом СЕ.

1. Визначається положення площадки ковзання – ділянки, по якій діє максимальна дотична напруга

$$\psi = \alpha + \alpha_0.$$

1.1. Максимальні дотичні напруги діють по площадках, нахилених до площадки з максимальною головною напругою φ_1 під кутом

$$\alpha = 45^\circ \pm \varphi/2.$$

1.2. Ділянки, по яких діють головні напруги, визначаються кутом нахилу нормалей до головних площадок

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0 = -\frac{2\tau_{xz}}{(\sigma_x - \sigma_z)}, \quad \alpha_0 = \frac{\operatorname{arctg}\left(-\frac{2\tau_{xz}}{(\sigma_x - \sigma_z)}\right)}{2}.$$

2. Визначається значення максимальної дотичної напруги, що діє по площадці ковзання

$$\tau_\psi = \frac{(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\psi}{2} - \tau_{xz} \cos 2\psi.$$

3. Визначається значення нормальної напруги, що діє перпендикулярно площадці ковзання

$$\sigma_\psi = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{(\sigma_x - \sigma_z) \cos 2\psi}{2} + \tau_{xz} \sin 2\psi.$$

4. Визначається граничне значення напруги, що зсуває, по цій площадці

$$\tau_{\psi \max} = \sigma_\psi \operatorname{tg} \varphi + c.$$

5. Визначається коефіцієнт запасу

$$k = \frac{\tau_{\psi \max}}{\tau_\psi}.$$

6. Для визначення коефіцієнту стійкості призначаються розрахункові вертикалі, по яких виконується аналіз напружено-деформованого стану. По кожній вертикалі визначаються зони, у яких коефіцієнт стійкості має мінімальне значення (визначається положення кривої ковзання). За коефіцієнт стійкості приймається мінімальне значення на

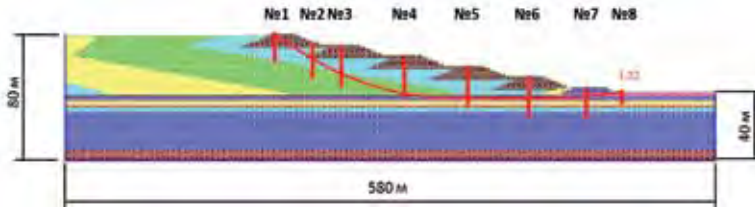


Рис. 6. Результати розрахунку по визначенню коефіцієнта стійкості $K^{3-3}_{st} = 1,32 > [K_{st}] = 1,13$ - нормативна стійкість забезпечена.

останній вертикалі кривої ковзання.

На рис. 6 наведено розрахункові вертикалі та положення кривої ковзання з мінімальним коефіцієнтом запасу.

ВИСНОВКИ

1. За результатами виконаних розрахунків можна зробити висновок про те, що розроблена методика дозволяє виконувати оцінку стійкості дамб і гребель при сейсмічних впливах по прямому динамічному методу.
2. Розрахункові переміщення верху дамби, отримані за прямим динамічним методом, більші до 2,4 рази у порівнянні з розрахунком за спектральним методом. Напруження також перевищують до трьох разів при лінійних розрахунках при впливах акселерограм у порівнянні зі спектральним методом.
3. Отримані дані чисельних досліджень підтверджують вимогу [5] щодо необхідності розрахунків гідротехнічних споруд за прямим динамічним методом.

ЛІТЕРАТУРА

1. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов / Хуан Я.Х.; пер. с англ. под ред. докт. техн. наук В.Г. Мельника. – М.: Стройиздат, 1988.
2. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. – М.: Министерство монтажных и специальных строительных работ УССР, 1986.
3. Ш. Окамото. Сейсмостойкость инженерных сооружений / Ш. Окамото. – М.: Стройиздат, 1980.
4. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
5. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1 – 14:2014 / науковий керівник Ю.І. Немчинов. - [Чинний від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. - VI, 110 с. – (Будівельні норми України).
6. Шкала сейсмічної інтенсивності: ДСТУ Б В.1.1 -28:2010. - [Чинний від 2011-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – III, 47 с. – (Національний стандарт України).
7. Получение расчетных акселерограмм и спектров реакции для расчета устойчивости

ограждающих сооружений хвостохранилища ПАО «АрселорМиттал Кривой Рог» при максимальных расчетных землетрясениях (МРЗ): научно-технический отчет ИГФ НАНУ по теме. - Киев-Львов, 2014.

8. Программный комплекс «ЛИРА – САПР» для расчета конструкций на прочность. Руководство пользователя. – Киев: НИИАСС, 1996. - Том 1-7.
9. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14:2009. - [Чинний від 2009-12-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. – (Будівельні норми України).
10. Рекомендации по комплексным мерам защиты зданий и сооружений на оползнеопасных склонах. - К.: НИИСК, 1989.

REFERENCES

1. Huang J.H. The stability of earth slopes (translated from the English edited by doctor of technical sciences V. G. Melnik). - Moscow: Stroyizdat, 1988.
2. Recommendations for choosing factor calculation methods of slope stability and landslide pressure. - Moscow: Ministry of installation and special construction works of the Ukrainian SSR, 1986.
3. Sh. Okamoto. Earthquake engineering structures. - M.: Stroyizdat, 1980.
4. Dynamic calculation of structures for special effects. Designer Directory. - M.: Stroyizdat, 1981. - 215 p.
5. DBN V.1.1-12: 2014. Construction in seismic regions of Ukraine. - [Valid from 2014-10-01]. – K.: Minregion of Ukraine, 2014. - VI, 110 p. – (Building norms of Ukraine).
6. DSTU V V.1.1 -28: 2010. The scale of seismic intensity. - [Valid from 2011-10-01]. – K.: Minregionbud of Ukraine, 2011. - III, 47 p. – (National standart of Ukraine).
7. Scientific and Technical Report The Institutes of Geofisics of the National Academy of Sciences of Ukraine on the topic: "Getting calculated accelerograms and response spectras for calculation of the stability of protecting facilities tailings pond PAO" ArcelorMittal Krivoy Rog "at the at the max design earthquake (MDE)". - Kiev-Lvov, 2014.
8. The software package "LIRA - CAD" for the calculation of the structures strength. User guide. - Kiev: NIASS, 1996, part 1-7.
9. DBN V.1.2-14: 2009. General principles of reliability and structural safety of buildings, structures and foundations. - [Valid from 2009-12-01]. – K.: Minregionbud of Ukraine, 2009. - 37 p. – (Building norms of Ukraine).
10. Recommendations on integrated measures to protect buildings and structures on landslide-prone slopes. - Kiev, NIISK, 1989.