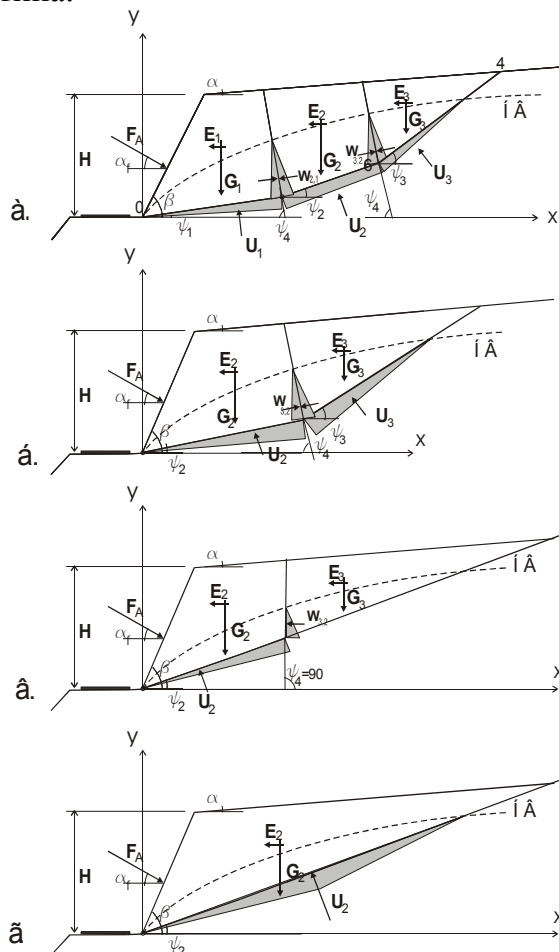


## G. Pov Investigation of Sliding Plan Failure on Rock slope, Patishta, 3/2005

### Едно изследване на равнинни схеми за оценка на устойчивостта на скални откоси срещу плъзгане

#### Г.Илов

Равнинните схеми за изследване на устойчивостта на скални откоси срещу плъзгане са възможни в случаите на приблизително равенство между посоката на потъване на пукнатинните равнини и тази на откоса, които като съвкупност формират модела на изследване. В зависимост от наличните пукнатинни системи в масива могат да се формират модели с една, две, три или повече равнинни съставки на начупената плъзгателна повърхнина или плъзгателна повърхнина с полигонално очертание. Тези модели (фиг.1) са известни като равнинни - “случай на едно-, дву-, три – или многоравнинно плъзгане”, като всеки участък на “начупената” повърхнина е част от скална пукнатина.



Фиг.1. Равнинни модели за изследване на устойчивостта срещу плъзгане на откоси в скални терени

Показаните на фиг. 1 схеми са резултат от комбинация между различни пукнатини в скалния масив и техните геометрични параметри. В този смисъл може да се приеме, че те всички са следствие (или частни случаи) на модела на “многоравнинното плъзгане”.

Решенията за оценка на устойчивостта по показаните изчислителни схеми (фиг. 1) се свеждат до определяне на активно действащите и съпротивителните сили върху последния (най-долен) скален клин, като отношението на техните проекции за началния участък от плъзгателната повърхнина (за моделите от фиг. 1,а и 1, б) или за плъзгателната равнина (моделите от фиг. 1,в и 1,г) се определя като коефициент на сигурност  $F_s$ .

По напълно аналогичен начин се определя и големината на външната укрепителна (например анкерна) сила, която гарантира необходим или избран коефициент на сигурност. В този случай и двете компоненти на силата  $F_a$  са съпротивителни. За схемата от фиг. 1,в, известна като изчислителна схема с вертикална пукнатина (open crack) големината на  $F_a$  се определя от израза за коефициента на сигурност:

$$F_s = \frac{[(G \cdot \cos \psi - E \cdot \sin \psi - W \cdot \sin \psi - U + F_A \cdot \sin(\alpha_f + \psi)] \cdot \tan \varphi + F_A \cdot \cos(\alpha_f + \psi)}{(G \cdot \sin \psi - E \cdot \cos \psi - W \cdot \cos \psi)} = F_{s, \min}.$$

### 1. За необходимостта от пълно изследване по всички възможни структурни модели

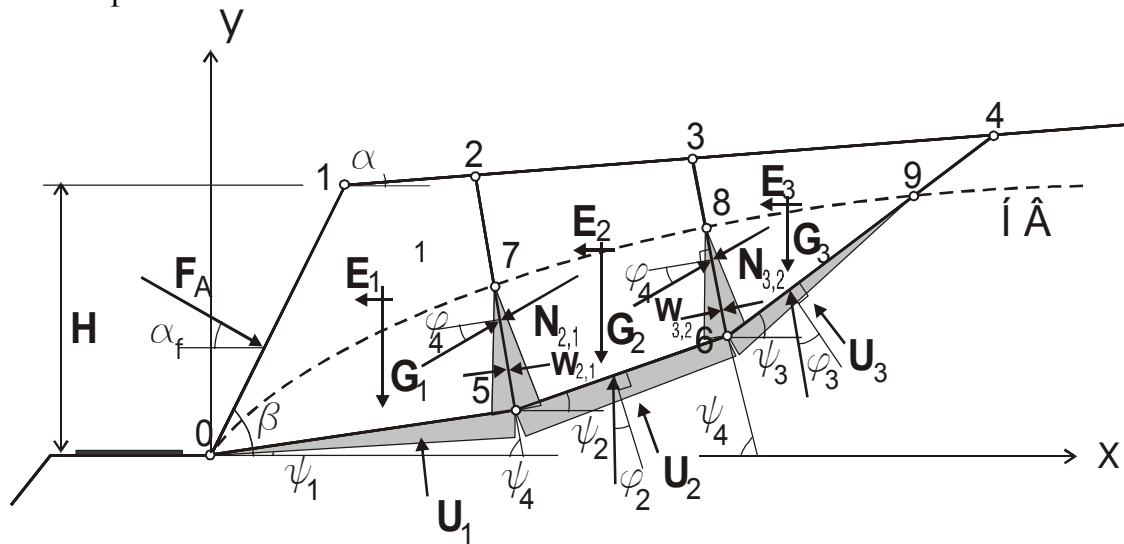
Приема се, че в скален масив са налице четири пукнатинни системи с подходящо разположение в пространството - с посоки на потъване съвпадащи приблизително с тази на равнината на откоса. Веднага може принципно да се появи съмнение по отношение на необходимостта от изследване на устойчивостта по различните схеми, вместо това да стане по “очевидно” най-неблагоприятната от фиг. 1,в или 1,г, особено ако се проверява устойчивостта по пукнатинна равнина от трета пукнатинна система. Тя е с най-голям наклон и би следвало схемата на едноравнинното плъзгане да даде най-малък коефициент на сигурност. И това е точно така, ако за необходимост от изследване не съществуваха две много важни причини. **Първата** е свързана с това, че в масива може да има скална вода и тя като въздействие се отразява по различен начин във всяка една от изчислителните схеми, което “на пръв поглед” не може да се оцени. **Втората е много важна.** Всяка една от схемите (след оптимизиране) ще даде коефициент на сигурност в неговия минимален размер. Истинската стойност на сигурността се оценява чрез коефициентът, който е най-малък от четирите изчислителни схеми. И ако това е ясно, не е много ясен факта, че големината на необходимата укрепителна сила ще бъде различна за

различните изчислителни схеми и то тя няма да бъде максимална като стойност за изчислителния модел (схема) който дава минимален коефициент на сигурност. Обикновено това се получава за изчислителни схеми, които мобилизират по-големи скални маси, т.е. по-големи активно действащи сили. По тази причина се приема изследването задължително да се извършва по всички кинематически възможни структурни модели (всички изчислителни схеми)..

## 2. Една програма за равнинни изчислителни схеми

Важно е при решаване на проектантски задачи проектантът да притежава усещането за влияние на параметрите на една задача върху крайните резултати. Такива са и задачите на устойчивостта на скални откоси.

Очевидно изчислителната схема от фиг. 1,а съдържа в себе си схемите на двуравнинно и едноравнинно плъзгане, т.е. те се явяват като частни случаи. Това е причината да бъде съставена една програма (развита в електронни таблици - Excel) за изследване на устойчивостта срещу плъзгане, алгоритмично базирана на изчислителната схема от фиг. 1,а и показана подробно на фиг. 2.



**Фиг.2.** Алгоритмична схема за програмна оценка на устойчивостта

За оценка на сигурността (чрез  $F_s$ ) и определяне на укрепителната сила ( $F_a$ ) са спазени предпоставките на инженерните “методи за изследване по плъзгателни равнини” като:

- телата (клиновете) на които се разделя потенциално неустойчивият скален масив са корави и водоплътни;
- моментите в силовото равновесие се пренебрегват;
- якостта на срязване се дефинира (за относително ниските строителни пътни откоси) по закона на Patton [1], т.е.

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi_o + i);$$

- съпротивителните сили се активизират изцяло и едновременно;
- коефициентът на сигурност се дефинира като отношение между съпротивителни и активно действащите сили в плъзгателната равнина.

При съставяне на алгоритмичното решение е спазена следната последователност: избира се начупена плъзгателна повърхнина, като всеки участък представлява част от пукнатина от съответната пукнатинна система и притежаваща нейните пространствени параметри – посока на потъване  $\alpha$  и  $\psi$  и характеристика на якостта на срязване  $\varphi = \varphi_o + i$ ; изследва се равновесието (чрез две проекционни условия) на най-горния “клин 3” и се определя въздействието на по-горния връху по-долния блок (клин)  $N_{3,2}$ ; от равновесието на втори блок, натоварен и със силата  $N_{3,2}$  определя въздействието  $N_{2,1}$  на втори връху първи блок (клин); с две проекционни уравнения се намират активните и съпротивителните сили за първият участък от повърхнинатра на плъзгане, чието отношение ( по аналогия на горната формула) се определя и коефициента на сигурност.

На фиг. 3 е показан тестов пример и резултати във формат на електронна таблица на Excel.

Разработената програма дава възможност за определяне и на външната укрепваща сила. Силата се избира с такава стойност, че да удовлетворява изискването за коефициента на сигурност  $F_S$ .

Програ ма за изследване на устойчивостта				
<b>Вход</b>			<b>Дължини</b>	
Височина на откоса	H, m	5.6	L01,m	5.6
Наклон на склона	$\alpha$ с [о]	10	L05,m	5.08
Наклон на откоса	$\beta$ [о]	70	L15,m	5.57
Обемно тегло	$\gamma$ [kN/m3]	25	L12,m	2.1
Общ коеф. на сеизмичност	$k_s$	0.1	L25,m	5.16
Наклон първа пук. система	$\psi_1$ [о]	10	L56,m	4.41
Наклон втора пук. система	$\psi_2$ [о]	25	L26,m	5.86
Наклон трета пук. система	$\psi_3$ [о]	45	L23,m	4.26
Наклон четвърта ПС	$\psi_4$ [о]	80	L36,m	4.02
Триене първа ПС	$\varphi_1$ [о]	32	L46,m	7.01
Триене втора ПС	$\varphi_2$ [о]	38	L34,m	5.74
Триене трета ПС	$\varphi_3$ [о]	35	P1A,m	8.3
Триене четвърта ПС	$\varphi_4$ [о]	28	P1B,m	6.41
Чупка плъзгателна повърх.	X5,m	5	P2A,m	7.72
Чупка плъзгателна повърх.	X6,m	9	P2B,m	7.07
<b>Укрепителна сила</b>	<b>Fa[kN]</b>	<b>0</b>		

Наклон на укрепителна сила $\alpha$ [o]	20	P3,m	8.38
Координати депрес. линия X7,m	4.5		
Y7,m	3.75	L69,m	3.99
X8,m	8.65	Pw5, kRa	28.7
Y8,m	5.1	Pw6,kRa	23.5
<b>Геометрия – Координати</b>		<b>Сили</b>	
X1, m	2.039	G1, kN	463
Ho, m	5.241	G2, kN	489
Y1, m	5.6	G3, kN	288
Y5,m	0.882	E1=ks.G1	46.3
Y6,m	2.747	E2=ks.G2	48.9
X4,m	13.95	E3=ks.G3	28.8
Y4,m	7.701	U1, kN	72.8
X2,m	4.103	U2, kN	115
Y2,m	5.964	U3, kN	47
X3,m	8.302	W12, kN	41.8
Y3,m	6.704	W23, kN	28
<b>Въздействие N32</b>			
A3	B3	C3	<b>N3,2</b>
250.3	-196	5.082	<b>87.7</b>
<b>Въздействие N21</b>			
A2	B2	C2	<b>N2,1</b>
436.4	663.6	-2.8	<b>81.2</b>
<b>Коефициент на сигурност</b>			
<b>N</b>	<b>H</b>	<b>Fa=</b>	
258.1	239.4	<b>Fs=</b>	<b>1.078</b>

Фиг.3. Общ вид на програмната таблица

#### 4. Анализ на устойчивостта с използване на програмата

Разработената програма предоставя много удобства за анализ на устойчивостта. Целта на подобен анализ е да се оптимизира проектирането от една страна, а от друга бързо да се достигне до най-неблагоприятното по отношение на сигурността състояние на откоса.

##### а. Влияние на наклона на външната укрепителна сила

На фиг. 4 е показана една зависимост за изменението на коефициента на сигурност като функция на наклона на анкерната сила. Прави впечатление нелинейната функция с изявен максимум, което означава, че съществува оптимален наклон на анкера за който коефициентът на сигурност е най-голям. Иначе казано съществува такъв наклон на анкериране при който ефектът е най-голям – необходимият коефициент на сигурност се достига чрез минимална укрепителна сила.

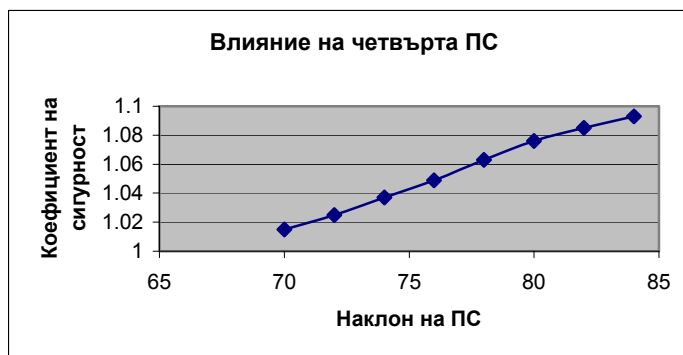


**Фиг. 4.** Изменение на коефициента на сигурност в зависимост от наклона на анкера спрямо хоризонта

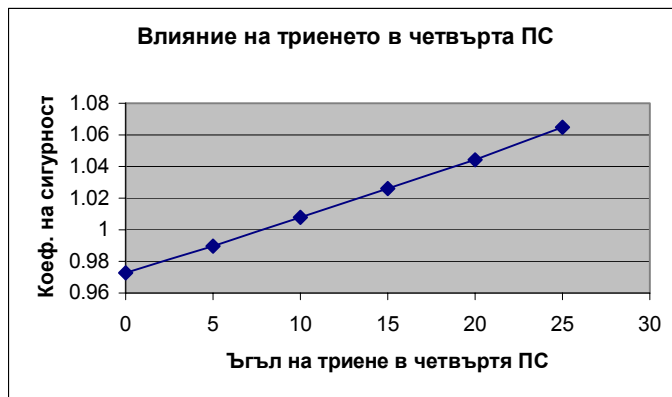
Другото, което прави впечатление е, че разликите в коефициентите на сигурност са малки – 2-3 стотни, което е точно така в случаите, когато необходимата укрепителна сила за достигане на коефициент на сигурност е сравнително малка, т.е. относителното влияние е малко. Тази разлика нараства за по-високи откоси до 8-10 стотни или около 12-14% изразена чрез укрепителната сила.

#### **б. Влияние на наклона на четвъртата пукнатинна система**

При изчисляване на коефициента на сигурност е разрешено приемане (например на изчислителни стойности) на занижени или завишени входни данни при оценка на устойчивостта. Тези разлики в същност отразяват възможни отклонения от истинските. На фиг.5 е показано изменението на коефициента на сигурност в зависимост от наклона на четвъртата (разделяща изследваната част от масива на отделни участъци или клинове - фиг.2) пукнатинна система.



**Фиг.5.** Влияние на наклона на четвърта пукнатинна система (ПС) върху коефициента на сигурност



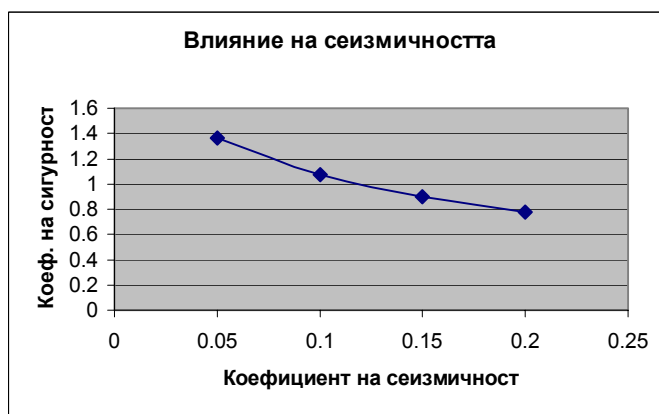
**Фиг.6.** Влияние върху коефициента на сигурност на триенето в четвъртата ПС, приета за вертикална.

Тенденцията е ясно изразена. Коефициентът на сигурност нараства с “изправяне” на пукнатинната система (ъгъл  $90^0$ ). В практиката за улеснение се приемат вертикални граници между отделните участъци в разглежданата изчислителна схема, но за сметка на това ъгълът на триене във вертикалните граници се приема равен на нула.

Показаното на фиг. 6 дава основание за това.

#### **в. Влияние на сеизмичността**

На фиг. 7. е показана зависимостта между коефициента на сигурност и големината на сеизмичния коефициент. Зависимостта е криволинейна и сигурността по-бавно пада при нарастване на обобщеният коефициент на сеизмичност.

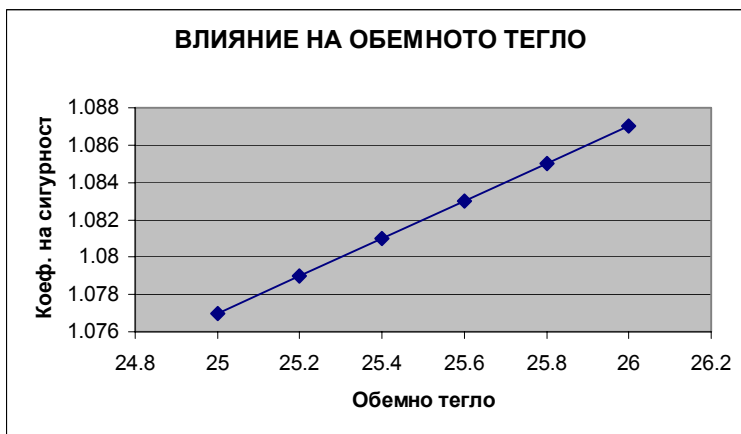
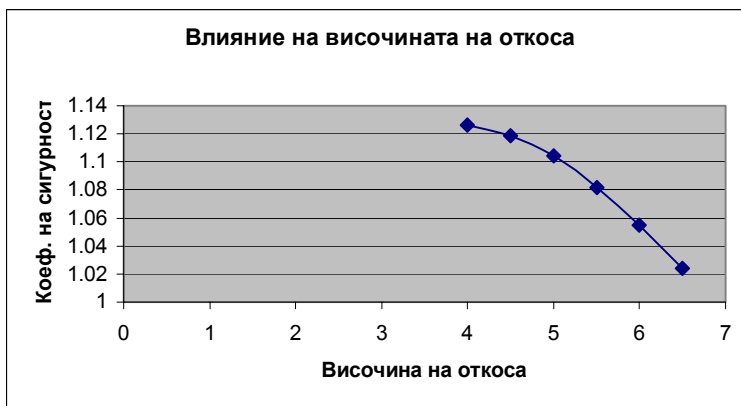


**Фиг.7.** Влияние на сеизмичността върху коефициента на сигурност

Показаното на фигурата е очаквано и логично, но отбелязваме, че промяната в сеизмичният коефициент води до значителни изменения в коефициента на сигурност, според фигурата за една сеизмична степен до 2 десети в сигурността.

#### г. Влияние на обемното тегло, височината на откоса и наклона на склона

И трите параметъра (фиг.8) дават логични влияния върху коефициента на сигурност. За обемното тегло и наклона на склона връзката е линейна, а криволинейността във влиянието на височината на откоса е поради това, че в показаната зависимост действието на водата остава константа.







**Фиг.8.** Влияние на височината на откоса (а), влияние на обемното тегло (б) и влияние на наклона на склона върху коефициента на сигурност на откоса

## 5. Коефициент на сигурност

Подобни на показаните зависимости на фиг.3 до фиг. 8 могат да се покажат и за други параметри с което ще се получи по пълна представа за влиянието им върху сигурността. Тук във връзка с коефициента на сигурност тези зависимости могат да бъдат използвани и за получаване на минималната стойност на коефициента на сигурност  $F_s$ .

Коефициентът на сигурност е функция на всички възможни отклонения от различните параметри, които влизат в изчисленията на устойчивостта, включително и влиянието на несъвършенството или приблизителността на модела с който се извършва изследването. Тези параметри са геометрични, якостни и параметри на товарите и въздействията. Приема се, че входните параметри (приети от проектанта в резултат от измервания) не са коригирани с коефициенти за натоварване, сигурност по материал и условия на работа и са нормативни параметри, като методът на изследване е “гранични състояния”. За анализ нататък се използва разработената програма и посочения по-горе пример, за който при  $\varphi_3=35^0$  притежаващ коефициент на сигурност 1.00. Входни параметри са коригирани с:

- 5% за геометричните размери;
- 10% за въздействия и товари;
- 15% за якостни параметри .

За допуснати грешки от 5% само за геометричните параметри, коефициентът на сигурност пада от 1.00 на 0.946 или с 5.4 %: за възможни грешки от 10% при определяне на въздействията и товарите – сигурността пада от 1,00 на 0.888 или с 11,2%; за отклонения в точността при определяне на якостните параметри от 15%, коефициентът на сигурност пада от 1.00 на 0.707 или с нови 29.3%. Общото отклонение в коефициента на сигурност  $\Delta F_s=45.9\%$ . В Таблица 2 са показани последователно как отклоненията в точността влияят върху стойността на коефициента на сигурност  $F_s$ .

Показаните в таблицата суми са само за оценка на тежестта на отделните групи параметри върху коефициента на сигурност. Механичният сбор на парциалните влияния не е коректно като числова оценка. Същото важи и за парциалните резултати по групи. Например ако в тестовият пример коефициентът на сигурност е 1.00, то след корекция на трите групи параметри с указния процент и то всички в посока на несигурността, то за коефициент на сигурност  $F_s$  се получава 0.56 или намаление от 44%.

**Таблица 1.** Влияние на отклоненията от геометричните и якостните параметри и товарите въздействия върху големината на коефициента на сигурност.

Величини	Озн.	Изменение в $F_s$
<b>Геометрични параметри – отклонение 5%</b>	5%	
• Височина на откос	H	0.16
• Наклон на откоса	$\beta$	3.42
• Наклон на склона	$\alpha_c$	0.53
• Наклони на пукнатинните системи	$\psi_1$	1.02
	$\psi_2$	1.20
	$\psi_3$	1.34
	$\psi_4$	0.84
<b>Общо:</b>		<b>8.5</b>
<b>Якостни параметри – отклонение 15%</b>		
• Ъгъл на триене в равнините	$\varphi_1$	15.5
	$\varphi_2$	7.9
	$\varphi_3$	3.5
	$\varphi_4$	1.6
<b>Общо:</b>		<b>28.5</b>
<b>Въздействия и товари – отклонения 10%</b>		
Действие на водата	W и U	10.1
Обемно тегло на масива	$\gamma$	4.7
Обобщен коефициент на сеизмичност	$k_s$	3.8
<b>Общо:</b>		<b>18.6</b>
<b>Всичко за сигурност:</b>		<b>55.6 %</b>

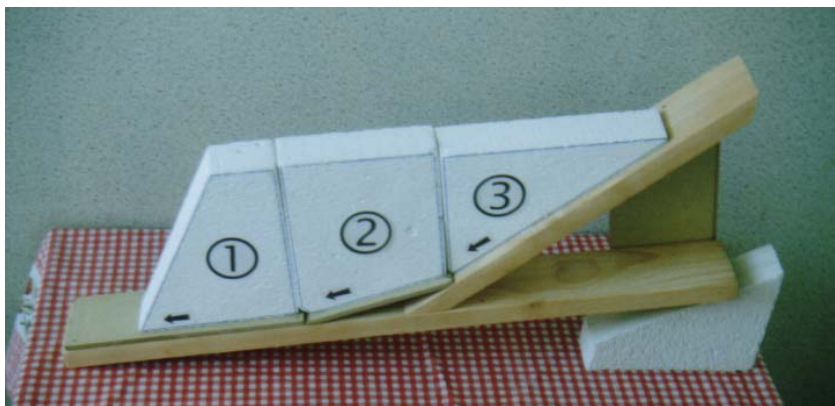
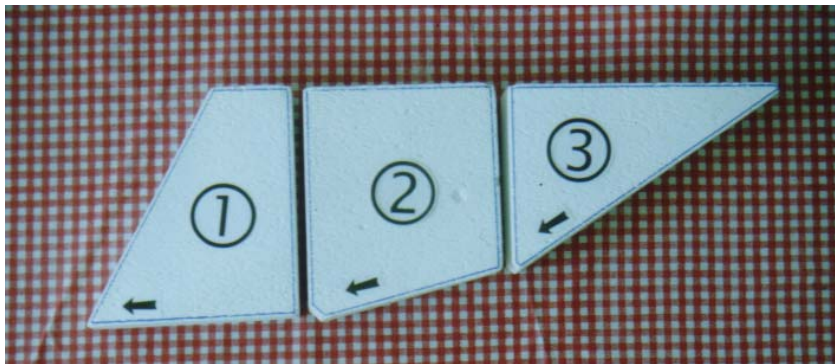
Извършване на анализи, подобни на изложените са полезни при проектирането, особено в предварителните проектни разработки. Те дават една добра препоръка в коя посока следва да се обърне особено внимание за точност на параметрите и за кои точността на определянето има по-малко влияние върху крайната стойност на коефициента на сигурност. Анализирайки резултатите по повод казаното, безспорно най-сериозна тежест върху точността на  $F_s$ , имат резултатите за якостните параметри ( в случая въпросът за ъгъла на триене  $\phi$ ) в пукнатинните равнини, които участват в стабилитетното изследване.

### 6. Моделни изследвания на триравнинно плъзгане

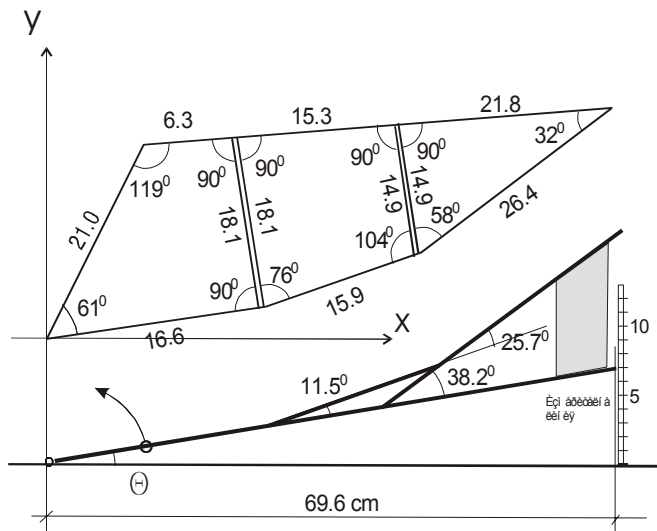
Проведените моделни изследвания целяха проверка на коректността на изчислителната схема от фиг. 2 за оценка на сигурността срещу плъзгане и влиянието върху нея на пренебрегнатите моменти (предпоставка за пренебрегване на моментите в статическото равновесие).

Моделното изследване беше в приблизително мащабно отношение 1:50-1:100. (По отношение на параметрите на триене бяха получени стойности, напълно съизмерими с тези при скалните пукнатини).

Трите клина (фиг.9,а) бяха изработени от газобетон с дебелина 5 см и размери, показани на фиг.10.



Фиг.9. Общ вид на отделните клинове (а) и опитната постановка (б).



Фиг.10. Геометрични параметри на трите клина

#### Подготовка и провеждане на опитите:

- Всички стени** бяха обмазани до получаване на равни повърхности със паста от латекс и фин прахов пясък, след което контактните повърхности отново бяха шлайфани с фина шкурка. Теглата на трите клиновидни тела бяха определени чрез претегляне. Получени бяха  $G_1 = 5.863 \text{ N}$ ;  $G_2 = 7.142 \text{ N}$  и  $G_3 = 4.595 \text{ N}$ .
- Опитната постановка** (фиг.9,б) за провеждане на опита наподобяваше начупена повърхнина и бе изработена от дърво. Първият и вторият участък (долният и средният) бяха покрити с ленти от ПДЧ, шлайфани с различна едрина на шкурката. Третият (горен) участък беше само шлайфан. При опит, конструкцията се накланяше чрез вмъкване на клинове с малко съпротивление за максимално елиминиране на сътресения и вибрации.
- Съпротивлението на триене** се характеризираше чрез ъгъл на триене по съответните повърхности. Определянето на  $\varphi$  се извърши за всички комбинации от контакти с използване на вече и така подготвените клинове. За целта бе използвана опитната платформа. Телата се довеждаха до гранично равновесие, за което състояние се изчисляваше (геометрично) наклонът, при който се достигаше това равновесие и този наклон (чрез ъгъл) се приемаше за ъгъл на триене. Това бе извършено по отделно за първи, втори и трети участък от плъзгателната повърхнина при използване на съответните клинове. Ъгълът на триене ( $\varphi_4$ ) бе определен по аналогичен начин и за контактните повърхности между клинове 1 и 2 и между клинове 2 и 3.

За определяне на ъглите на триене бяха извършени по 20 опита чрез накланяне на платформата. За изчисления бяха приети средноаритметични стойности след изключване на  $\frac{1}{4}$  от най-големите и най-малките стойности.

Получени и използвани бяха следните резултати: Ъгъл на триене в равнината на клин 1 -  $\varphi_1=23.1^0$ ; ъгъл на триене в равнината на клин 2 -  $\varphi_2=19.1^0$ ; ъгъл на триене в равнината на клин 3 -  $\varphi_3=40.2^0$ . За ъгъл на триене между блокове 1 и 2 и блокове 2 и 3 бе получен  $\varphi_4=40.5^0$ .

- **Основните опити** включваха триравнинни плъзгания по схемата на фиг. 2 и фиг. 9,б. В хоризонтално (ненаклонено) положение на платформата бяха подреждани плътно един до друг трите клина, като се съблюдаваше оставените прорези в клин 2 и клин 3 да бъдат на разстояние от съседните на тези клинове участъци от плъзгателните повърхности. Един опит се състоеше в завъртване чрез повдигане на платформата (фиг.9 и фиг.10) до достигане на гранично равновесие (момента на плъзгане на тройката клиновидни тела). За опит No.6 бяха проведени 25 плъзгания. Резултатите за ъгъла на достигане на граничното равновесие  $\theta$  бяха между  $16.6^0$  и  $15.2^0$ . След отделяне на “горната и долната  $\frac{1}{4}$  от резултатите” беше получена средноаритметична стойност между останалите резултати  $\theta=15.7^0$ , който резултат приемаме за най-вероятен. (Бяха проведени общо 7 различни опити, включително и три “двуравнинни плъзгания” при различни ъгли на триене, променяни, чрез подмяна на материала на покритие и обработка на платформата).
- **Резултати от изчисленията.** За оценка на резултатите от опита (No.6) бяха направени изчислени със съставената програма при следните данни (получени от опита):
  - Геометрични параметри – съгласно показаните на фиг.10; наклон на склона  $\alpha_c=15.7^0$ , наклон на откоса  $\beta=76.7^0$ .
  - Якостни параметри:  $\varphi_1=25.6^0$ ;  $\varphi_2=22.8^0$ ;  $\varphi_3=40.2^0$ ;  $\varphi_4=40.5^0$ .
  - Други параметри: коефициент на сеизмичност  $k_s=0$ ; обемно тегло на материала  $\gamma=5.87 \text{ kN/m}^3$ .
  - Резултати от опита: Гранично равновесие е достигнато при наклон  $\theta=15.7^0$  за който ъгъл  $\psi_1=15.7^0$ ; ъгъл  $\psi_2=28.2^0$ ; ъгъл  $\psi_3=53.9^0$  и ъгъл  $\psi_4=74.3^0$ .
  - Резултат от изчислението. Програмният резултат за коефициентът на сигурност ( в условията на опитно постигнатото гранично равновесие) е  $F_s=1.022$ .

## 7. Заключение

Основната цел на направеното изследване беше да се състави програма за изследване на устойчивостта по начупена плъзгателна

повърхнина – равнинно изследване по изчислителния модел от фиг.2 и опитно да се установява коректността на изчислителната процедура. Установено бе, че първо: изчислителната схема е надеждна и тя се явява обобщена на всички възможни равнинни изчислителни схеми и второ: експерименталните резултати потвърждават, че пренебрегването на моментите при изследване на устойчивостта не е съществен недостатък. Грешката, която е следствие на този недостатък на решението, зависи от височината на откоса и от приетият закон за якостта на срязване. При моделните изследвания, установената разлика в размер на около 2% не е критерий за цялостни изводи, но е ясно, че при нелинейна зависимост за якостта на срязване и при високи откоси грешката ще расте. (Влиянието на височината на откоса и вида на закона за якостта на срязване върху коефициента на сигурност е направена за равнинни и пространствени схеми в [2].).

**На второ място** отбелязваме, че съставената програма дава една бърза и добра възможност за анализ на влиянието на входните параметри върху коефициента на сигурност. Това е информация, която проектанта трябва предварително да притежава, за да може да определи приоритетните изследвания. (Например, не всички обобщени ъгли на триене в пукнатинните равнини са с еднаква степен на важност по отношение на сигурността (Таблица 2)). Или иначе казано, едно предварително изследване дава възможност да се планира по-добре (разбирай по-ефективно) необходимостта от проучване на скалните масиви.

#### **Литература:**

1. Илов, Г. Строителна скална механика. ИК ЕРА, 2004.
2. Илов, Г. Оценка на устойчивостта на скални откоси в изкопи с използване на нелинейна зависимост за якостта на срязване. Сп. Строителство 4/1986.

## **Investigation of Sliding Plan Failure on Rock slope**

**G. Ilov**

### **S u m m a r y**

Checking Rock slope stability is real practice during road design. A part of the cases this investigation use 2D calculation. It is possible to be use different models to failure.

It is realised computer program fo3 three plane sliding model to calculated result about factor of safety. It is analysed influence numbers parameters – geometric and physical over these coefficient. It is suggested this parameters, which are very filing about the results of slope stability.

It has been made laboratory experiences whit 3 plan models. The results are analysed and compared whit calculation results. Finally it is made conciliation about reality of calculated model.