

Die Stabilität von erdbebenbeanspruchten Böschungen

Autor(en): **Prater, E.G.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **91 (1973)**

Heft 47

PDF erstellt am: **05.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-72057>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Die Stabilität von erdbebenbeanspruchten Böschungen

DK 50.34:624.131.552

Von E. G. Prater, Zürich

1. Einführung

Üblicherweise wird die Stabilität einer Böschung, die durch Erdbebenkräfte beansprucht wird, mittels pseudostatischer Methoden analysiert. Das dynamische Verhalten wird mit Hilfe von Erdbebenkoeffizienten (seismic coefficients) beschrieben. Diese Koeffizienten beruhen auf einer Schätzung der maximalen Beschleunigungen, die auf eine mögliche Rutschmasse wirken können.

Bei den traditionellen Methoden betrachtet man nur horizontale Beharrungskräfte, da in vielen Fällen die vertikalen, dynamischen Wirkungen vernachlässigbar sind. Es sind Erdbebenkoeffizienten im Bereich 0,05 bis 0,25 benutzt worden [1]. Gegen die üblichen traditionellen Verfahren, bei denen die Beschleunigung im ganzen Bereich des Dammes als Konstante angenommen wird, (d.h. der Damm ist starr) kann einiges eingewendet werden: Einerseits weiss man über die Grössenordnung und die Verteilung von Erdbebenkräften in Böschungen nur wenig, andererseits ist die Dauer der maximalen Beschleunigung zu kurz, um eine statische Betrachtungsweise zu rechtfertigen.

Um die Fehler zu beseitigen, die bei der traditionellen Annahme eines starren Dammes entstehen, ist schon 1936 ein symmetrischer Damm als eindimensionaler, elastischer Scherbalken untersucht worden [2] (die sogenannte «shear-slice»-Theorie). In dieser Theorie ist der Damm in bezug auf seine elastischen (viskoelastischen) Eigenschaften homogen. *Ishizaki* und *Hatakeyama* [3] haben diese Theorie auf zwei Dimensionen erweitert, die Bodendämpfung wurde jedoch vernachlässigt. Die Lösung wurde mit Hilfe der Differenzenmethode (finite-differences) gefunden. *Clough* und *Chopra* [4] und *Idriss* [5] benutzten die Methode der endlichen Elemente (finite-

elements) und zeigten, dass diese neue Berechnungsmethode ein nützliches Werkzeug in der dynamischen Analyse von Böschungen und Dämmen ist. Insbesondere können die willkürliche Geometrie und die Materialinhomogenität irgend eines Dammquerschnittes berücksichtigt werden. Im Vergleich zur «shear-slice» Theorie erlaubt die Methode bessere Ermittlung der Spannungen und Deformationen [6].

Die im vorhergehenden Abschnitt erwähnten Theorien, in denen der Damm als ein linear-elastisches oder viskoelastisches Kontinuum angenommen wird [7], stellen in der Praxis das Problem, Elastizitäts- und Zähigkeitsbeiwerte für das Berechnungsprogramm zu wählen. Eine weitere Annahme besteht darin, dass entlang der Dammsohle die Grundbeschleunigung konstant ist. Dennoch wird in der Literatur oft vorgeschlagen, die Stabilität einer erdbebenbeanspruchten Böschung mit diesen dynamischen Theorien zu untersuchen [4], [8].

So wurde beispielsweise die eindimensionale «shear-slice» Theorie benutzt, um die Verteilung des horizontalen Erdbebenkoeffizienten entlang der Symmetrieachse zu ermitteln [8], [9]. Damit konnte die Stabilität einfacher Keile (siehe Bild 1) nachgewiesen werden.

Angesichts der Nachteile der «shear-slice» Theorie – einschränkende geometrische Bedingungen, ausschliessliche Berücksichtigung horizontaler Erdbebenkoeffizienten, Abweichen der Werte der Erdbebenkoeffizienten gegen die Oberfläche hin von denjenigen in der Symmetrieachse – hat *Chopra* [6] eine Methode angegeben, um die horizontalen und vertikalen Erdbebenkoeffizienten in einer möglichen Rutschung zu bestimmen. Die Methode der finiten Elemente erlaubt die Berechnung der Spannungen in jedem Element. Damit können

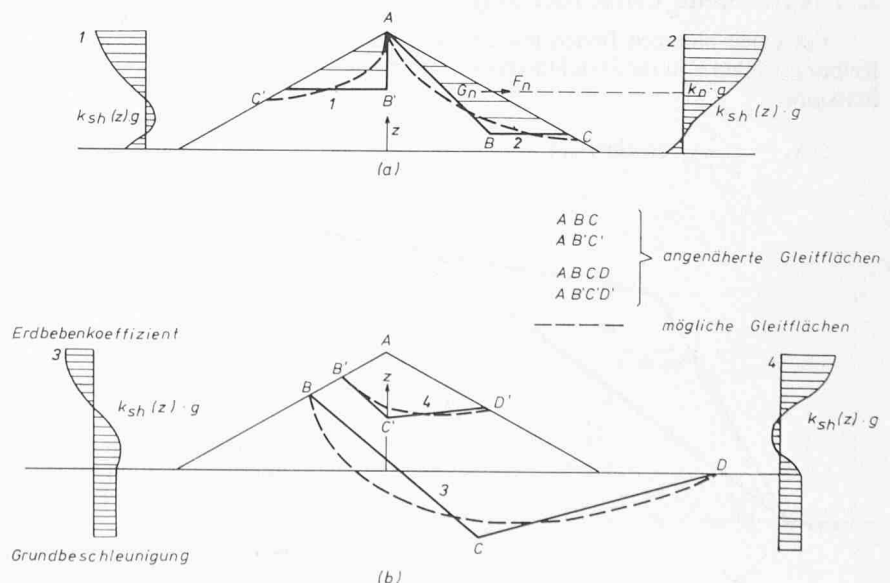


Bild 1. Angenäherte Gleitflächen unter Berücksichtigung verschiedener Beschleunigungen. (a) 1-Parameter-Modell, (b) 4-Parameter-Modell (nach *Ambraseys* und *Sarma*)

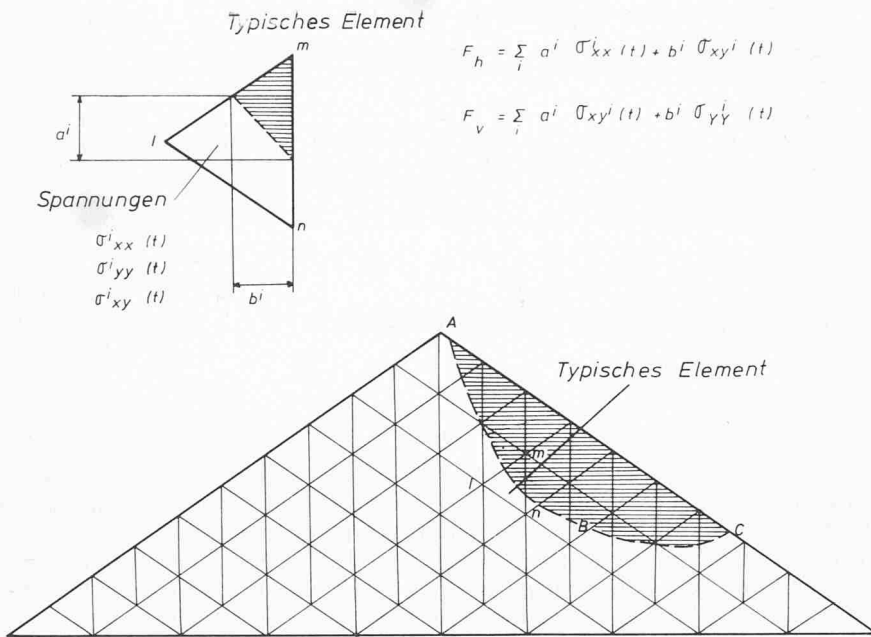


Bild 2. Berechnung der Erdbebenkoeffizienten für eine mögliche Gleitfläche (nach Chopra)

die elementaren horizontalen und vertikalen Kräfte auf die Gleitfläche gefunden werden (Bild 2).

Newmark [10] hat einen neuen Begriff der Böschungstabilität eingeführt. Seiner Meinung nach ergibt die Betrachtung der während der Schwingungen verursachten gesamten Deformationen ein besseres Kriterium, als der mittels pseudostatischer Methoden ermittelte Sicherheitsfaktor bezüglich Abgleitens einer Böschung. Diese Kritik gilt sowohl für Stabilitätsanalysen, bei denen die Erdbebenkoeffizienten mit Hilfe von komplizierten elastischen Berechnungsmethoden ermittelt werden sind, als auch für die traditionellen Verfahren mit konstantem Erdbebenkoeffizienten; deshalb bilden die letzteren gerade dank ihrer Einfachheit weiterhin ein wichtiges Hilfsmittel zur Berechnung von erdbebenbeanspruchten Böschungen.

Aus diesem Grunde beruhen die folgenden mathematischen Lösungen auf der traditionellen Methode, wobei sowohl ebene als auch logarithmischspiral förmige Gleitflächen angenommen werden. Eine vergleichbare Untersuchung, beruhend auf der φ -Kreis Methode, ist in der Literatur erschienen [11]; die dort gewonnenen Ergebnisse müssen in Verbindung mit den Tafeln von Taylor [12] verwendet werden.

2. Theoretische Untersuchung

Für einen bindigen Boden mit der Kohäsion c und dem Reibungswinkel φ ist die Stabilitätsbedingung durch eine Stabilitätszahl

$$N_s = \frac{c}{F \gamma H} \text{ beschrieben.}$$

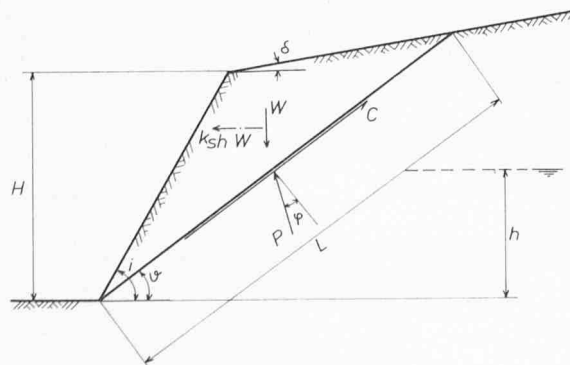
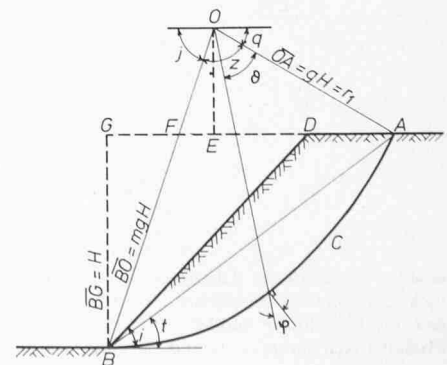


Bild 3 (links). Ebene Gleitfläche mit horizontaler Erdbebenbeschleunigung

Bild 4 (rechts). Logarithmischspiral förmige Gleitfläche



In der Untersuchung einer gegebenen Böschung ist die massgebende Gleitfläche für einen maximalen Wert von N_s zu finden.

2.1 Ebene Gleitfläche

Aus Bild 3 ergeben sich: das Gewicht des Keiles

$$(1a) \quad W = \frac{1}{2} \frac{\gamma L H \sin(i - \vartheta)}{\sin i}$$

und die kohäsive Kraft

$$(1b) \quad C = c L$$

Die kritische Gleitfläche (ohne Erdbebenwirkungen) weist gegenüber der Horizontalen einen Winkel von

$$(2) \quad \vartheta_{krit} = \frac{1}{2} (i + \varphi)$$

auf, und die Stabilitätszahl beträgt

$$(3a) \quad N_s = \frac{1 - \cos(i - \varphi)}{4 \sin i \cos \varphi}$$

Die Gleichungen (2) und (3a) beruhen auf der Theorie von Culmann.

Für $\delta = 0$ (siehe Bild 3) und einem Grundwasserspiegel in der Höhe h über dem Böschungsfuss wird Gl. (3a) zu

$$(3b) \quad N_s = \left\{ 1 - \frac{\gamma w}{\gamma} \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right\} \cdot \left[\frac{1 - \cos(i - \varphi)}{4 \sin i \cos \varphi} \right]$$

Horizontale Erdbebenkräfte

Um die horizontale Erdbebenkraft auf den Keil zu erhalten, wird k_{sh} , der horizontale Erdbebenkoeffizient, mit dem Keilgewicht multipliziert (siehe Bild 3). In diesem Falle wird

$$(4) \quad \vartheta_{krit} = \frac{1}{2} (i + \varphi - \arctan k_{sh})$$

und

$$(5) \quad N_s = \frac{\sin(i - \vartheta)}{2 \sin i \cos \varphi} [\sin(\vartheta - \varphi) + k_{sh} \cos(\vartheta - \varphi)]$$

Erdbebenkräfte in einer beliebigen Richtung

Die maximale Beschleunigung wirkt abwärts unter einem Winkel gegenüber der Horizontalen. Die Komponenten-gleichgewichtsbedingungen sind

$$(6) \quad \begin{cases} P \cos(\vartheta - \varphi) + C \sin \vartheta = W(1 + k_s \sin \alpha) \\ P \sin(\vartheta - \varphi) - C \cos \vartheta = W k_s \cos \alpha \end{cases}$$

Aus den Gleichungen (1) und (6) ergibt sich

$$(7) \quad N_s = \frac{\sin(i - \vartheta)}{2 \sin i \cos \varphi} [(1 + k_s \sin \alpha) \sin(\vartheta - \varphi) + k_s \cos \alpha \cos(\vartheta - \varphi)]$$

Die kritische Gleitebene ist mit der folgenden Gleichung gegeben

$$(8) \quad \vartheta_{krit} = \frac{1}{2} \left[i + \varphi - \arctan \left(\frac{k_s \cos \alpha}{1 + k_s \sin \alpha} \right) \right]$$

Wenn ϑ anstelle von α konstant gehalten wird, gilt die untenstehende Bedingung

$$(9) \quad \alpha = \vartheta - \varphi$$

d.h. die Erdbebenkraft wirkt senkrecht zur Reaktion P auf die Ebene AC. Der Wert von N_s (Gl. 7) wird zu

$$(10) \quad N_s = \frac{\sin(i - \vartheta)}{2 \sin i \cos \varphi} [\sin(\vartheta - \varphi) + k_s]$$

Die Variation des horizontalen Erdbebenkoeffizienten

In Wirklichkeit ist die Annahme, dass die Erdbebenkraft im Schwerpunkt des Erdkeils wirkt, bis heute nicht bestätigt worden. Wenn der Erdbebenkoeffizient entsprechend dem Bild 1a verteilt ist, so ergibt sich die folgende Gleichung für den äquivalenten Wert:

$$(11) \quad k_{eq} = \frac{2}{H^2} \int_0^H k(z) \cdot (H - z) dz$$

Seed [1] hat Angaben über die Verteilung von $k(z)$ gemacht. Beobachtete und theoretisch ermittelte Werte zeigen gute Übereinstimmung: im allgemeinen nimmt die Beschleunigung mit der Höhe z zu. Für eine lineare Variation zwischen Null beim Böschungsfuss und k in der Höhe H ist der äquivalente Erdbebenkoeffizient $k_{eq} = 0,67 k$. Dieser Wert kann in den obigen Theorien für ebene Gleitflächen angewandt werden.

2.2 Die logarithmische Spirale

Taylor [12] ist der Ansicht, dass vom theoretischen Standpunkt aus betrachtet die logarithmische Spirale gegenüber dem φ -Kreis vorzuziehen ist. Eine Spirale, deren Gleichung (in Polarkoordinaten) wie folgt lautet:

$$(12) \quad r = r_1 e^{\vartheta \tan \varphi}$$

besitzt die Eigenschaft, dass sämtliche Radiusvektoren die Kurve unter einem Winkel φ schneiden. Folglich verläuft die

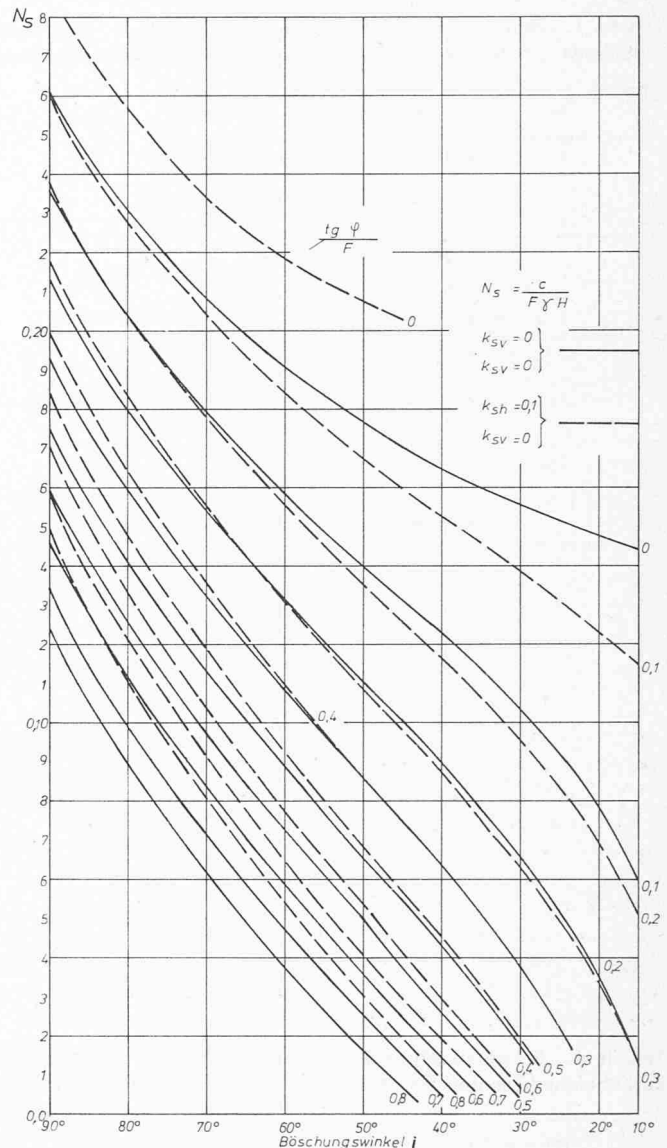


Bild 5. Der Einfluss einer Erdbebenbeschleunigung von 0,1 g auf die Stabilitätszahl N_s (Vergleich mit dem Fall ohne Erdbeben)

Wirkungslinie der Resultierenden der Einheitskräfte in der Gleitfläche durch den Pol 0 (siehe Bild 4).

In einigen Fällen, die von Taylor untersucht wurden, zeigte es sich, dass die Ergebnisse der Spiralen- und φ -Kreis-methode nahezu identisch waren. Von den zwei Methoden benötigt die Spiralenmethode eine längere Berechnungszeit. Deshalb beschloss Taylor damals (d.h. 1937), für die Berechnung der Böschungsstabilität die φ -Kreismethode zu verwenden.

Der Verfasser hält die Spiralenmethode bei der Berücksichtigung von Erdbebenkräften für einfacher als die φ -Kreismethode, da jene kompliziertere trigonometrische Gleichungen ergibt.

In den folgenden Ausführungen werden die Bezeichnungen von Taylor beibehalten. Es werden vier abhängige Variablen (siehe Bild 4) benutzt:

$$(13) \quad \begin{aligned} m &= e^{z \tan \varphi} \\ g &= \frac{r_1}{H} = \frac{1}{\sin t \sqrt{1 + m^2 - 2 m \cos z}} \\ j &= t + \sin^{-1} \left[\frac{\sin z}{\sqrt{1 + m^2 - 2 m \cos z}} \right] \\ q &= \pi - z - j \end{aligned}$$

Tabelle 1. Stabilitätszahl in Funktion der Erdbebenkoeffizienten für $i = 15^\circ$

$\frac{\tan \varphi}{F}$	k_{sh} (x 0,1 g)	k_{sv}	$c/\delta HF$	t (rad)	z (rad)
0 (0,0001)	0	0	.1443	.19	2.12
	1	0	---	---	---
	1	1	---	---	---
	2	0	---	---	---
0,1	0	0	.0601	.23	1.50
	1	0	.1153	.20	1.58
	1	1	.1207	.20	1.57
	2	0	---	---	---
0,2	0	0	.0137	.25	.89
	1	0	.0517	.23	1.21
	1	1	.0525	.23	1.18
	2	0	.1024	.20	1.31
0,3	0	0	---	---	---
	1	0	.0135	.25	.78
	1	1	.0121	.25	.73
	2	0	.0487	.23	1.04
0,4	0	0	---	---	---
	1	0	---	---	---
	1	1	---	---	---
	2	0	.0148	.25	.72

Tabelle 2. Stabilitätszahl in Funktion der Erdbebenkoeffizienten für $i = 30^\circ$

$\frac{\tan \varphi}{F}$	k_{sh} (x 0,1 g)	k_{sv}	$c/\delta HF$	t	z
0 (0,0001)	0	0	.1555	.35	1.86
	1	0	---	---	---
	1	1	---	---	---
	2	0	---	---	---
0,1	0	0	.1039	.41	1.60
	1	0	.1300	.36	1.54
	1	1	.1491	.36	1.53
	2	0	.1909	.31	1.48
0,2	0	0	.0661	.44	1.35
	1	0	.0959	.41	1.37
	1	1	.1023	.41	1.36
	2	0	.1364	.37	1.34
0,3	0	0	.0380	.47	1.12
	1	0	.0632	.44	1.19
	1	1	.0668	.44	1.17
	2	0	.0957	.41	1.20
0,4	0	0	.0178	.49	.86
	1	0	.0384	.47	1.02
	1	1	.0399	.47	1.00
	2	0	.0641	.45	1.08
0,5	0	0	.0047	.51	.57
	1	0	.0200	.49	.82
	1	1	.0202	.49	.80
	2	0	.0404	.47	.92
0,6	0	0	---	---	---
	1	0	.0074	.51	.60
	1	1	.0068	.51	.57
	2	0	.0223	.49	.76
0,7	0	0	---	---	---
	1	0	---	---	---
	1	1	---	---	---
	2	0	.0095	.50	.56
0,8	0	0	---	---	---
	1	0	---	---	---
	1	1	---	---	---
	2	0	.0012	.52	.33

Tabelle 3. Stabilitätszahl in Funktion der Erdbebenkoeffizienten für $i = 45^\circ$

$\frac{\tan \varphi}{F}$	k_{sh} (x 0,1 g)	k_{sv}	$c/\delta HF$	t	z
0 (0,0001)	0	0	.1704	.49	1.58
	1	0	.2030	.42	1.48
	1	1	.2197	.42	1.48
	2	0	---	---	---
0,1	0	0	.1316	.555	1.43
	1	0	.1598	.50	1.35
	1	1	.1728	.50	1.34
	2	0	.1937	.425	1.25
0,2	0	0	.1066	.60	1.30
	1	0	.1259	.55	1.23
	1	1	.1358	.56	1.26
	2	0	.1553	.50	1.18
0,3	0	0	.0755	.64	1.18
	1	0	.0983	.60	1.15
	1	1	.1057	.60	1.15
	2	0	.1247	.55	1.10
0,4	0	0	.0550	.68	1.08
	1	0	.0757	.64	1.08
	1	1	.0811	.64	1.05
	2	0	.0906	.59	1.02
0,5	0	0	.0385	.71	.99
	1	0	.0672	.67	.95
	1	1	.0610	.67	.98
	2	0	.0769	.63	.96
0,6	0	0	.0254	.73	.85
	1	0	.0421	.695	.89
	1	1	.0446	.70	.90
	2	0	.0619	.66	.90
0,7	0	0	.0153	.74	.70
	1	0	.0299	.72	.81
	1	1	.0313	.72	.80
	2	0	.0477	.69	.84
0,8	0	0	.0077	.76	.56
	1	0	.0201	.74	.72
	1	1	.0207	.74	.70
	2	0	.0361	.71	.75

Tabelle 4. Stabilitätszahl in Funktion der Erdbebenkoeffizienten für $i = 60^\circ$

$\frac{\tan \varphi}{F}$	k_{sh} (x 0,1 g)	k_{sv}	$c/\delta HF$	t	z
0 (0,0001)	0	0	.1906	.62	1.26
	1	0	.2184	.54	1.18
	1	1	.2372	.55	1.19
	2	0	.2527	.45	1.11
0,1	0	0	.1587	.68	1.17
	1	0	.1841	.62	1.08
	1	1	.1998	.62	1.08
	2	0	.2141	.55	1.01
0,2	0	0	.1318	.735	1.10
	1	0	.1554	.68	1.02
	1	1	.1684	.68	1.02
	2	0	.1828	.61	.94
0,3	0	0	.1030	.78	1.04
	1	0	.1311	.73	.96
	1	1	.1410	.73	.96
	2	0	.1567	.67	.88
0,4	0	0	.0896	.82	.97
	1	0	.1105	.77	.90
	1	1	.1193	.78	.92
	2	0	.1345	.715	.83
0,5	0	0	.0733	.86	.93
	1	0	.0930	.81	.86
	1	1	.1001	.815	.87
	2	0	.1156	.76	.80
0,6	0	0	.0594	.89	.87
	1	0	.0780	.84	.80
	1	1	.0839	.85	.82
	2	0	.0995	.80	.77
0,7	0	0	.0478	.92	.82
	1	0	.0653	.87	.78
	1	1	.0700	.88	.78
	2	0	.0857	.83	.74
0,8	0	0	.0380	.94	.75
	1	0	.0545	.89	.70
	1	1	.0582	.90	.72
	2	0	.0736	.85	.68

Tabelle 5. Stabilitätszahl in Funktion der Erdbebenkoeffizienten für $i = 75^\circ$

$\frac{\tan \varphi}{F}$	k_{sh} (x 0,1 g)	k_{sv}	$c/\delta HF$	t	z
0 (0,0001)	0	0	.2190	.73	.90
	1	0	.2448	.66	.82
	1	1	.2665	.665	.83
	2	0	.2752	.58	.78
0,1	0	0	.1913	.71	.85
	1	0	.2158	.72	.77
	1	1	.2348	.73	.77
	2	0	.2443	.66	.71
0,2	0	0	.1670	.84	.80
	1	0	.1906	.76	.72
	1	1	.2071	.79	.74
	2	0	.2178	.72	.66
0,3	0	0	.1458	.89	.77
	1	0	.1687	.83	.68
	1	1	.1831	.84	.69
	2	0	.1940	.77	.62
0,4	0	0	.1274	.94	.74
	1	0	.1496	.88	.66
	1	1	.1622	.885	.66
	2	0	.1750	.82	.58
0,5	0	0	.1115	.98	.70
	1	0	.1330	.92	.62
	1	1	.1440	.93	.63
	2	0	.1578	.86	.54
0,6	0	0	.0976	1.02	.66
	1	0	.1186	.96	.60
	1	1	.1282	.96	.59
	2	0	.1428	.90	.52
0,7	0	0	.0857	1.05	.65
	1	0	.1061	.99	.56
	1	1	.1145	1.00	.57
	2	0	.1297	.93	.48
0,8	0	0	.0753	1.08	.63
	1	0	.0953	1.02	.50
	1	1	.1026	1.03	.55
	2	0	.1183	.96	.45

Tabelle 6. Stabilitätszahl in Funktion der Erdbebenkoeffizienten für $i = 90^\circ$

$\frac{\tan \varphi}{F}$	k_{sh} (x 0,1 g)	k_{sv}	$c/\delta HF$	t	z
0 (0,001)	0	0	.2610	.83	.53
	1	0	.2863	.77	.47
	1	1	.3122	.77	.47
	2	0	.3151	.70	.44
0,1	0	0	.2357	.89	.50
	1	0	.2607	.82	.42
	1	1	.2841	.83	.44
	2	0	.2891	.77	.39
0,2	0	0	.2131	.94	.46
	1	0	.2360	.88	.40
	1	1	.2592	.88	.40
	2	0	.2661	.83	.36
0,3	0	0	.1931	.98	.42
	1	0	.2180	.93	.38
	1	1	.2371	.93	.38
	2	0	.2460	.87	.30
0,4	0	0	.1756	1.03	.41
	1	0	.2004	.97	.34
	1	1	.2178	.98	.36
	2	0	.2284	.91	.28
0,5	0	0	.1602	1.07	.39
	1	0	.1849	1.02	.32
	1	1	.2008	1.02	.32
	2	0	.2130	.95	.24
0,6	0	0	.1466	1.11	.37
	1	0	.1715	1.05	.28
	1	1	.1860	1.05	.28
	2	0	.1997	0.99	.22
0,7	0	0	.1348	1.15	.37
	1	0	.1597	1.08	.26
	1	1	.1730	1.09	.23
	2	0	.1881	1.02	.19
0,8	0	0	.1244	1.18	.35
	1	0	.1493	1.11	.24
	1	1	.1616	1.11	.24
	2	0	.1779	1.05	.17

Tabelle 7. Einfluss des vertikalen Erdbebenkoeffizienten für $\varphi = 20^\circ$ und $i = 60^\circ$.

Gleitfläche	k_{sh}	$1 + k_{sv}$	$N_s = \frac{c}{F\gamma H}$	t	z
Taylor, φ -Kreis	0	1,0	0,098 0,097 (korr.)	0,81	--
log. Spirale	0	1,0	0,0963 (0,072) ¹⁾	0,81	1,00
	0,1	0,9	0,1081	0,76	0,94
log. Spirale	0,1	1,0	0,1176 (0,093)	0,76	0,94
	0,1	1,1	0,1271 (0,100)	0,76	0,94

¹⁾ Die Werte in Klammern gelten für eine ebene Gleitfläche.

Tabelle 8. Einfluss der Form der Gleitflächen N_s für $i = 90^\circ$ bzw. 75° und $\varphi = 35^\circ$.

$1 + k_{sv}$	k_{sh}	Gleitfläche Ebene		Gleitfläche log. Spirale	
		$i = 90^\circ$	$i = 75^\circ$	$i = 90^\circ$	$i = 75^\circ$
1	0	.130	.074	.135	.086
1	0,1	.156	.096	.160	.106
1,1	0,1	.169	.103	.173	.115
1	0,2	.185	.120	.188	.130

Um die Lösung zu erhalten, betrachtet man das Gleichgewicht der Momente bezüglich des Pols 0. Die Momente für die Massen, die durch die Flächen OACB, OAF und BDF dargestellt werden (siehe Bild 5), ergeben das Moment des Gewichts und der Erdbebenkraft, die auf die Rutschmasse ACBD wirken: ($M_G = M_1 - M_2 - M_3$); ($M_E = M_4 - M_5 - M_6$),

$$(14) \left\{ \begin{aligned} M_1 &= \gamma \int_0^z \frac{r^3}{3} \cos(\vartheta + q) d\vartheta = \frac{\varphi g^3 H^3}{3(9 \tan^2 \varphi + 1)} \\ &\quad \frac{[(m^3 \sin j - \sin q) - 3 \tan \varphi (m^3 \cos j + \cos q)]}{(m^3 \cos j + \cos q)} \\ M_2 &= \frac{\gamma g^3 H^3}{6} \sin^3 q (\cot^2 q - \cot^2 j) \\ M_3 &= \frac{\gamma H^3}{6} [\cot^2 i - \cot^2 j - 3 m g \cos j (\cot i - \cot j)] \end{aligned} \right.$$

Wenn ein vertikal abwärtsgerichteter Erdbebenkoeffizient eingeführt wird, müssen M_1 , M_2 und M_3 mit dem Faktor $(1 + k_{sv})$ multipliziert werden.

$$(15) \left\{ \begin{aligned} M_4 &= k_{sh} \gamma \int_0^z \frac{r^3}{3} \sin(\vartheta + q) d\vartheta \\ &= \frac{k_{sh} \gamma g^3 H^3}{3(9 \tan^2 \varphi + 1)} [(m^3 \cos j + \cos q) + 3 \tan \varphi (m^3 \sin j - \sin q)] \\ M_5 &= \frac{k_{sh} \gamma g^3 H^3}{3} \sin^3 q (\cot q + \cot j) \\ M_6 &= \frac{k_{sh} \gamma H^3}{6} (3 g \sin q + 1) (\cot i - \cot j) \end{aligned} \right.$$

Das hemmende Moment infolge der Kohäsion des Bodens ist

$$(16) M_{koh} = \int_0^z c r^2 d\vartheta = \frac{c g^2 H^2 (m^2 - 1)}{2 \tan \varphi}$$

Zwischen den genannten Momenten gilt die nachstehende Beziehung

$$(17) M_{koh} = M_1 - M_2 - M_3 + M_4 - M_5 - M_6$$

Nach Einsetzen der Momente von Gl. 14, 15 und 16 und Umformung erhält man die Stabilitätszahl

$$(18) N_s = \frac{c}{F\gamma H} = \frac{\tan \varphi}{3(m^2 - 1)} \left\{ \frac{2g}{9 \tan^2 \varphi + 1} \frac{[(1 + k_{sv} + 3 k_{sh} \tan \varphi)(m^3 \sin j - \sin q) - (3 \tan \varphi [1 + k_{sv}] - k_{sh})(m^3 \cos j + \cos q)] - g \sin^3 q (\cot j + \cot q) [2 k_{sh} + (1 + k_{sv})(\cot q - \cot j)] - \frac{1}{g^2} (\cot i - \cot j) [k_{sh}(3g \sin q + 1) + (1 + k_{sv})(\cot i + \cot j - 3 m g \cos j)]}{(m^2 - 1)} \right\}$$

Die Gleichung (18) ist nur für den Fall einer reinen Böschungsrutschung anwendbar, nicht aber für Gleitflächen, die durch den Untergrund gehen, weil die Elastizitätstheorie zeigt, dass zu jeder Zeit die seismische Beschleunigung neben dem Fuss eines Dammes relativ klein ist [9].

3. Berechnete Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Die maximalen Werte der Stabilitätszahl N_s wurden mittels einer einfachen Methode errechnet. Es werden Anfangswerte der Winkel t und z (teilweise unter Zuhilfenahme von Taylors Angaben für den φ -Kreis) angenommen. Mit $t =$ konstant wurde z in Schritte von 0,02 (Bogenmass) erhöht und ein maximaler Wert für N_s gefunden. Dann wurden weitere Werte von t gewählt; ein Vergleich der so gefundenen jeweils grössten Werte von N_s ergab das maximale N_s . Das Ergebnis für einen Böschungsfall wurde mit einem kleinen Computer innert kürzester Zeit ermittelt.

Der Einfluss eines horizontalen Erdbebenkoeffizienten von 0,1 ist in Bild 5 dargestellt. Weitere Ergebnisse für andere Erdbebenkoeffizienten findet man in den Tabellen 1 bis 6.

Den Einfluss des vertikalen Erdbebenkoeffizienten ergibt sich aus Tabelle 7.

Offensichtlich wird N_s für eine seismische Beschleunigung von 0,1 g (vertikal) und 0,1 g (horizontal) um rund 30% vergrössert.

Gemäss Gleichungen (4) und (8) kann ϑ_{krit} negativ werden, wenn die horizontale Beschleunigung eine bestimmte Grösse überschreitet. Dies bedeutet, dass die wahrscheinlichste Gleitfläche durch den Untergrund gehen muss. Ein ähnliches Verhalten ist auch bei der Spirale festzustellen. Deshalb ist für kleine φ in einigen Fällen kein Wert von N_s angegeben (siehe Tabellen 1 bis 3).

Die Ergebnisse unter den Annahmen einer ebenen Gleitfläche bzw. einer logarithmischen Spirale kommen einander für eine nahezu lotrechte Böschung am nächsten. Ein Vergleich der Stabilitätszahlen N_s für $\varphi = 20^\circ$ und $i = 60^\circ$ ist in der Tabelle 7 angegeben: der Unterschied beträgt ungefähr 25%. Für $i = 90^\circ$ ist der Unterschied allerdings viel geringer; z.B. für $\varphi = 35^\circ$ sind die Ergebnisse in Tabelle 8 zusammengestellt.

Die hier angegebenen Methoden sollen vor allem ermöglichen, in jedem Fall die kritische Gleitfläche zu finden, die dann beispielsweise in Scheibenanalyse eines inhomogenen Querschnitts benützt werden kann.

Literatur

- [1] Seed, H. B.: Slope Stability during Earthquakes. «J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE» vol. 93, Juli 1967, S. 303.
- [2] Mononobe, N. et al.: Seismic Stability of an Earth Dam. 2nd Congress on Large Dams, vol. IV, 1936.
- [3] Ishizaki, H. und Hatakeyama, N.: Considerations on the Vibrational Behaviours of Earth Dams. Bulletin Nr. 52, Disaster Prevention Institute, Kyoto, Japan, 1962.
- [4] Clough, R. W. und Chopra, A. K.: Earthquake Stress Analysis in Earth Dams. «J. Eng. Mechanics Division, ASCE» vol. 92, April 1966.
- [5] Idriss, I. M.: Finite Element Analysis for the Seismic Response of Earth Dams, «J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE» vol. 94, Mai 1968.
- [6] Chopra, A. K.: Earthquake Response of Earth Dams, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE» vol. 93, März 1967.
- [7] Finn, Liam W. D.: Static and Seismic Behaviour of an Earth Dam. Univ. British Columbia, Soil Mechanics Series, Nr. 5, 1966.
- [8] Idriss, I. M. und Seed, H. B.: Response of Earth Banks during Earthquakes, «J. Soil Mechanics Division» vol. 93, Mai 1967, S. 80.
- [9] Ambraseys, N. N. und Sarma, S. K.: The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes. «Géotechnique» 17, 1967, S. 181–213.
- [10] Newmark N.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. «Géotechnique» 15, 1965, S. 139–159.
- [11] Majumdar, D. K.: Stability of Soil Slopes under Horizontal Earthquake Force. «Géotechnique» 21, 1971, S. 84–89.
- [12] Taylor, D. W.: Stability of Earth Slopes, «J. Boston Soc. CE» July 1937.

Adresse des Verfassers: E. G. Prater, B. Sc., Ph. D., Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich, Gloriastrasse 37/39, 8006 Zürich.

Unterwegs zum Flughafen Zürich-Kloten

DK 656.71

Der Titel war ursprünglich für die Arbeit von W. Jerra vorgesehen, die wir nachstehend abdrucken. Unterwegs zum Flughafen Kloten... ein Unterfangen, das manchmal schwieriger und auch zeitraubender sein kann, als die geplante Flugreise selbst! Es ist daher sehr zu begrüßen, wenn die SBB sich für den Anschluss dieses wichtigen Verkehrsknotenpunktes an ihr gut ausgebautes Schnellzugnetz entschlossen hat. Die starke Verkehrszunahme des Flughafens hat nämlich diesen Anschluss zur dringenden Notwendigkeit werden lassen. Es freut uns, unseren Lesern im Monat des 25. Jubiläums des Klotener Flughafens einen Teilaspekt dieses SBB-Vorhabens vorstellen zu können: Man schrieb den 17. November 1948, als der gesamte Zivilluftverkehr von Dübendorf nach Kloten verlegt wurde. Schon einige Monate vorher, am 14. Juni des gleichen Jahres, musste die Westpiste

vorzeitig eröffnet werden, um Linienflüge, die mit neuen viermotorigen Maschinen durchgeführt wurden und in Dübendorf nicht landen konnten, aufzunehmen. In diesem Jahr feierte aber der Flughafen ein weiteres Jubiläum: 20 Jahre sind es her, seit das jubilierende Zürchervolk nach Kloten pilgerte, um dem offiziellen Einweihungszeremoniell am 29. August 1953 beizuwohnen. Ein langer, zuweilen auch stürmischer Weg trennten uns von jenen Zeiten, als die Douglas DC-3 noch als «Grossraumflugzeug» galt, und das jährliche Verkehrsaufkommen noch in Hunderttausende von Passagieren bemessen war. Der «edle Sportartikel für die oberen Zehntausend», wie Carl Steiger in Heft 18 der «Schweiz. Bauzeitung» von 1908 (Bd. 51) die Fliegerei bezeichnete, ist, Dank Voraussicht und Schaffenswille, zum Verkehrsmittel von über 5 Mio Passagiere (Kloten 1972) geworden. M. K.

Erweiterung der Bahnanlagen im Oberhauserried zwischen Oerlikon und Glattbrugg¹⁾

Von W. Jerra, Bern

DK 656.213:656.71

Der Plan, den Flughafen Zürich-Kloten mit einer durchgehenden Doppelspurlinie in das Schnellzugnetz der Schweizerischen Bundesbahnen einzugliedern, hat erst vor verhältnismässig kurzer Zeit die frühere Idee einer Stichbahn vom Hauptbahnhof Zürich zum Flughafengelände ersetzt²⁾. Rechtzeitig noch, muss man sagen, wenn man bedenkt, dass mehr

als die Hälfte der heute 15000 Fluggäste pro Tag ihren Reiseziel- oder Anfangspunkt ausserhalb der Agglomeration Zürich und davon zu einem Drittel in der Ostschweiz hat. Mit direkten Schnellzügen werden diese Reisenden leichter ans Ziel gelangen als durch einen im Hauptbahnhof endenden Vorortverkehr. Weiterhin hat die Umleitung der heutigen Schnellzüge Westschweiz–Ostschweiz von Zürich HB über den Flughafen Kloten sowie die später vorgesehene Verlängerung der Zugläufe aus Richtung Basel, Luzern und Chur bis in den Flughafenbahnhof im Vergleich zur Einlegung von Vorortszügen nur eine geringe Mehrbelastung der Bahnanlagen im Hauptbahnhof Zürich zur Folge.

¹⁾ Der vorliegende Aufsatz wurde bereits im Herbst 1972 verfasst. Durch die Verwerfung der U- und S-Bahnvorlage im Kanton Zürich am 20. Mai 1973 haben sich einige in dem Artikel enthaltene Angaben geändert.

²⁾ Vergleiche auch: Anschluss des Flughafens Zürich-Kloten an das SBB-Netz. SBZ 88 (1970), H. 39, S. 883–885.

Bild 2. Vorgeschlagene Gleisführung zwischen Oerlikon, Seebach, Glattbrugg und Flughafen Kloten

