

Berechnung des Kamins

Autor(en): **[s.n.]**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **97 (1979)**

Heft 25

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-85494>

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.

Berechnung des Kamins

Konzept, Querschnitt und Fundament

Die beim Verfeuern von Öl oder Erdgas entstehenden *Rauchgase* werden vorerst in den zwischen Kesselhaus und Kamin angeordneten *Elektrofiltern* entstaubt. Zur Verminderung der Immissionen werden die Rauchgase dann über ein Hochkamin an die Atmosphäre abgegeben. Dieses ist als *Sammelkamin* für vier Einheiten konzipiert. Innerhalb der tragenden Hülle aus Stahlbeton sind vier Rauchgaszüge freiste-

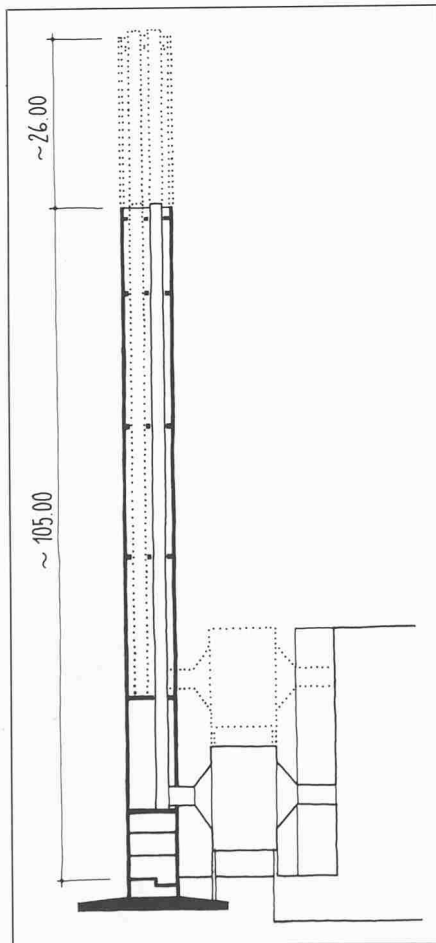


Bild 34. Das Kamin ist für einen etappenweisen Ausbau konzipiert. Eine spätere Aufstockung auf eine Höhe von rund 131 m ist möglich

hend untergebracht. Die Züge sind in 20 m hohe Schüsse unterteilt, die sich auf die sogenannten Futtertragplatten abstützen. Die aus hitzebeständigen Schamottesteinen gemauerten Züge sind zum Schutze des Stahlbetonmantels mit einer Wärmeisolation versehen. Der Ausbau des Kamins wird dem etappenweisen Ausbau des Heizkraftwerkes angepasst. So sind zurzeit erst zwei Rauchgaszüge erstellt. Die Höhe ab Terrain beträgt heute rund 105 m, wobei das Kamin so dimensioniert ist, dass es später um 26 m aufgestockt werden könnte (Bild 34).

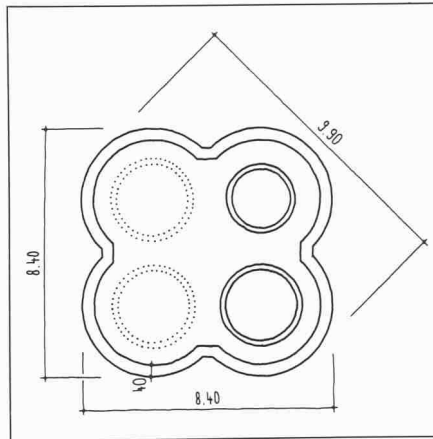


Bild 35. Querschnitt des kleeblattförmigen Stahlbetonmantels und Anordnung der gemauerten Rauchgaszüge

Üblicherweise werden die einzelnen Rauchgaszüge in einem kreisrunden zylindrischen oder konischen Stahlbetonturm untergebracht. Diese Form bietet hinsichtlich der Windbeanspruchungen die günstigsten Voraussetzungen. Bei einem Kreisquerschnitt wäre ein Durchmesser von $D = 9,20$ m notwendig gewesen. Mit der ausgeführten Querschnittform, die an ein vierblättriges Kleeblatt erinnert, konnte eine wesentlich schlanker wirkende Konstruktion realisiert werden. Über die Diagonale gemessen beträgt die Kaminbreite $B = 9,90$ m. Der Aussenquerschnitt wird über die Kaminhöhe konstant gehalten. Die Wandstärke des Stahlbetonmantels beträgt am Fuss 45 cm und im oberen Bereich 20 cm. Die Abstufung erfolgt bei den Futtertragplatten. In statischer, konstruktiver und ausführungstechnischer Hinsicht bot das Kleeblatt einige interessante Probleme (Bild 35).

Das Kamin ist mit einem *achteckigen Plattenfundament* in einer Tiefe von rund 5,5 m unter dem heutigen Terrain und 3,5 m unter dem mittleren Grundwasserspiegel gegründet. Die Fundamentalschichten bestehen aus Moränenmaterial und eiszeitlichen Seeablagerungen. Der mittlere Durchmesser des Fundaments beträgt 23 m, die Plattenstärke variiert zwischen 1,50 m am Rand und 2,0 m im Kern.

Schnittkräfte infolge Wind

Beanspruchung von Bauwerken infolge Wind

Die *Windbelastung* auf einen starren Baukörper lässt sich für einen stationären Windstrom, bei dem Luftdichte ρ und Windgeschwindigkeit v konstant sind, mit einem im Windkanal experimentell ermittelten Beiwert c darstellen:

$$(1) W = c \cdot q \cdot F$$

c ein von der Form, Anströmrichtung, Oberflächenrauigkeit, Durchlässigkeit und Reynoldszahl abhängiger Beiwert

$q = \frac{1}{2} \rho v^2$ (kp/m^2) der Staudruck, worin ρ die Luftdichte und v (m/s) die Windgeschwindigkeit ist.

Hinreichend genau ist $\rho = \frac{1}{8}$ (kps^2/m^4).

F ist die rechtwinklig zur Windrichtung stehende Projektion des Körpers.

In [1] ist die in der statischen Berechnung zu berücksichtigende *Staudruckverteilung* angegeben. Ebenso werden umfangreiche und detaillierte Angaben über die anzunehmenden Winddruckbeiwerte c gemacht. Die mit der Gleichung (1) bestimmten Windbelastungen können bei mässig hohen Objekten als statische Lasten in die Berechnung eingeführt werden.

In Wirklichkeit ist der natürliche Wind böig, also eine instationäre Luftströmung mit zeitlich unregelmässig schwankenden Geschwindigkeiten. Andererseits sind unsere Hochbauten keine starren Konstruktionen, und sie sind auch nicht starr fundiert. Demzufolge können sie durch die pulsierenden Lasten des Windes in *Schwingung* versetzt werden, was zu höheren Beanspruchungen als unter den normengemässen statischen Lasten führen kann.

Resultate der Windkanalversuche

Infolge der ungewöhnlichen Querschnittsform und der Bedeutung des Bauwerkes wurden zur Bestimmung der Windwiderstandsbeiwerte c mit einem Modell im Massstab 1:75 im *Windkanal der ETH in Zürich* unter der Leitung von Prof. Dr. H. Thomann Versuchs-messungen durchgeführt.

In Bild 36 sind die in Anströmrichtung

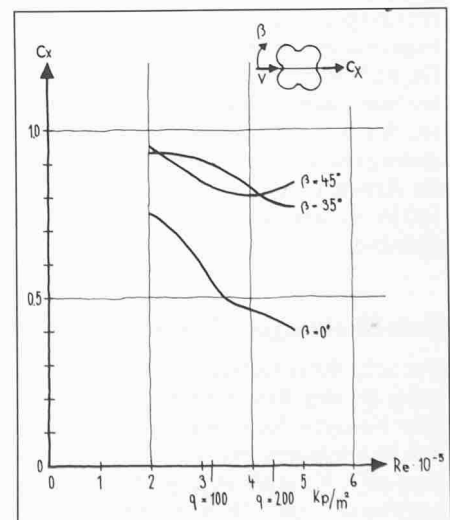


Bild 36. Am Modell im Windkanal gemessene Windwiderstandsbeiwerte C_x

gemessenen Windwiderstandsbeiwerte c_x dargestellt. Man erkennt die für Kör-

per mit gewölbten Oberflächen typische starke Abhängigkeit des Windwiderstandes von der Reynoldszahl Re . Eine Extrapolation vom Modell auf das Bauwerk ist unsicher. Entsprechend den bei kreiszylindrischen Querschnitten festgestellten leicht höheren Werten gegenüber den Versuchsergebnissen sind für die Berechnung des Hochkamins die folgenden Werte berücksichtigt worden:

$$\begin{aligned}\beta &= 0^\circ \rightarrow c_x = 0,6 \\ \beta &= 45^\circ \rightarrow c_x = 1,0\end{aligned}$$

Diese Werte sind als über die ganze Kaminhöhe konstant angenommen worden.

Bei einer Anströmrichtung unter einem Winkel von $\beta = 45^\circ$ konnten am Modell deutliche Vibrationen, verursacht durch die *Kármán-Wirbel*, beobachtet werden. Da einerseits die Eigenfrequenzen und die Dämpfung des Modells und andererseits die Reynoldszahlen des Luftstromes nicht auf die wirklichen Verhältnisse abgestimmt werden konnten, war eine Aussage über das Verhalten des Bauwerks nicht möglich. Bei einer Änderung der Anströmrichtung auf das ruhende Kamin oder bei konstanter Anströmrichtung und einem bewegten Kamin, entstehen *Seitenkräfte* entsprechend den Beiwerten c_y (Bild 37).

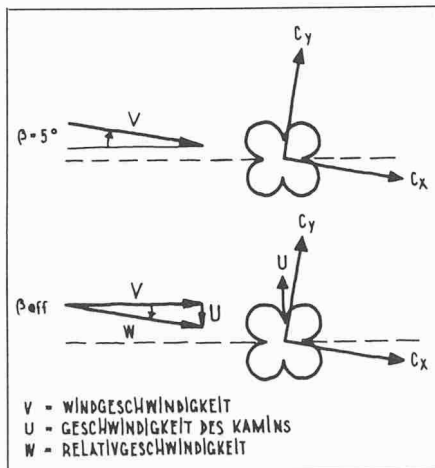


Bild 37. Seitenkräfte. a) bei ruhendem-, b) bei bewegtem Kamin

Sofern die Windkraft eine Komponente in der Bewegungsrichtung aufweist, wird wie bei einer Windmühle Energie aus der Strömung aufgenommen. Die Seitenkraftbeiwerte c_y werden noch in viel stärkerem Masse als die c_x -Werte von der Reynoldszahl Re beeinflusst. Die Seitenkraft kann sogar ihre Richtung ändern (vergleiche Bild 38).

Beanspruchung durch Längsschwingungen

Die keinen Gesetzmässigkeiten folgenden Windstruktur kann bei einer deterministischen Betrachtungsweise gemäss

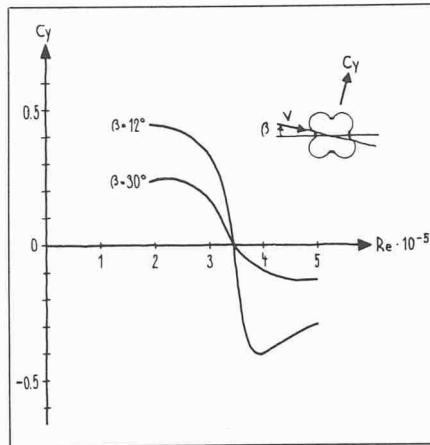


Bild 38. Am Modell im Windkanal gemessene Seitenkraftbeiwerte C_y

der Arbeit von Schlaich [2] angenommen werden. Die Böen mit der grössten Geschwindigkeit v bzw. dem grössten Staudruck q entfalten sich über der konstanten Geschwindigkeit v_s bzw. dem konstanten Staudruck q_s . Die Aufteilung des Staudrucks in den statischen Anteil q_s und den dynamischen Anteil q_d kann dabei wie folgt angenommen werden:

$$\begin{aligned}(2) \quad q &= q_s + q_d \\ q_s &= 0,4 q \\ q_d &= 0,6 q\end{aligned}$$

Der zeitliche Staudruckverlauf einer Bö wird als halbe Sinuswelle mit einer Böenentfaltungszeit $t_B/4$ von mindestens 2 s in die Rechnung eingeführt. Es wird mit einer Wiederholungsbö gerechnet, die nach $t_1 = 180$ s oder für $t_B/4 > 2$ s nach $t_1 = 22,5 t_B$ eintrifft und das schwingende Kamin in Phase trifft.

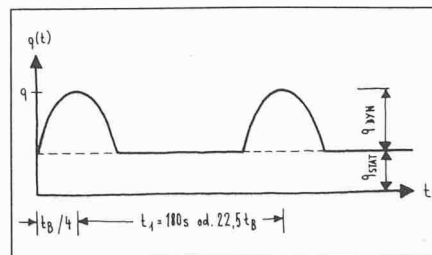


Bild 39. Verlauf des Staudruckes nach Schlaich [2]

Die dynamischen Lasten können mit Hilfe einer Schwingungsuntersuchung auf statische Ersatzlasten zurückgeführt werden. Als Modell für die Schwingungsberechnung kann ein gedämpfter Einmassenschwinger herangezogen werden.

Der statische Ersatzstaudruck wird dann wie folgt ermittelt:

$$(3) \quad q_w = q_s + \varphi' \cdot q_d$$

Der dynamische Beiwert φ' setzt sich zusammen aus einem Stossfaktor φ_1 und einem Wiederholungsfaktor φ_2 , dabei gilt $\varphi' = \varphi_1 \cdot \varphi_2$. Ausser von der Last-Zeit-Funktion gemäss Bild 41 ist

der dynamische Beiwert φ' auch noch von der Eigenschwingzeit T_e und vom logarithmischen Dämpfungsdekrement δ abhängig. Die Zusammenhänge sind in Bild 39 dargestellt.

Da die Böigkeit, das ist der verhältnismässige Anteil von q_d an q , erfahrungsgemäss mit der Höhe über Terrain abnimmt, gleichzeitig aber q mit der Höhe zunimmt, kann für q_d ein über die Kaminhöhe konstanter Wert angenommen werden. In Übereinstimmung mit der DIN 4131 [3] ist für $q_d = 70 \text{ kp/m}^2$ angenommen worden.

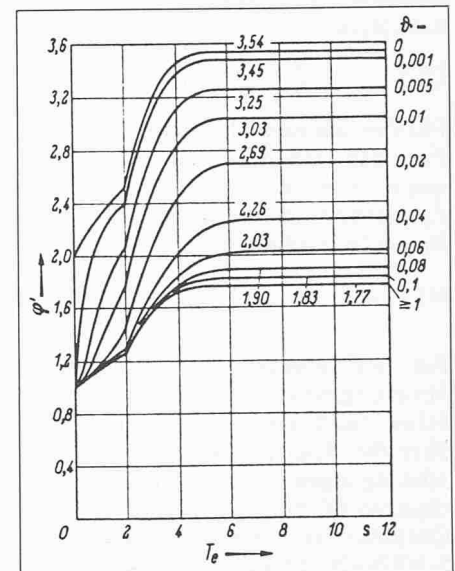


Bild 40. Dynamischer Beiwert φ' nach Schlaich [2]

Die Eigenfrequenz des Kamins ist eine Funktion der Gebäudehöhe, der Biegesteifigkeit, der Massenbelegung und der Einspannung in den Baugrund. Für die Kaminberechnung wurde ein elastisch im Baugrund eingespannter, mit Punktmassen belegter, biegesteifer Stab mit variabler Steifigkeit als Schwinger angenommen. Die mit dem Programm ANSYS (Engineering Analysis System) durchgeführte Berechnung ergab für das 131 m hohe Kamin die folgenden Frequenzen:

$$\begin{aligned}\text{Grundschwingung} \quad f_0 &= 0,35 \text{ s}^{-1} \\ \text{1. Oberschwingung} \quad f &= 1,75 \text{ s}^{-1}\end{aligned}$$

Bei einem vorausgesetzten logarithmischen Dämpfungsdekrement für Stahlbeton im Zustand I von $\delta = 0,04$ ergibt sich damit aus Bild 42 ein dynamischer Beiwert von $\varphi' = 1,68$.

Beanspruchungen infolge Kármán-Wirbel

Wird ein Zylinder von einer laminaren Strömung (Reynoldszahl $Re \leq 3 \cdot 10^5$) konstanter Geschwindigkeit angeströmt, so lösen sich auf dessen Rückseite periodisch Wirbel ab. Die durch die Wirbelablösungen ausgeübten periodischen Seitenkräfte können den Zylinder zu Schwingungen senkrecht zur

Windrichtung anregen. Die Frequenz der Wirbelablösung bestimmt sich nach [4] zu

$$(4) f_w = S_r \cdot \frac{v}{D}$$

Dabei bedeuten:

f_w = Ablösefrequenz der Wirbel,

S_r = Strouhalzahl, im laminaren Bereich $\approx 0,18$,

D = Zylinderdurchmesser,

v = Windgeschwindigkeit.

Die infolge der Wirbelablösungen entstehende Seitenkraft bestimmt sich nach [4] zu:

$$(5) \bar{w} = \bar{c} \cdot q \cdot D = \bar{c} \cdot \frac{v^2}{16} D \text{ (kp/m}^2\text{)}$$

Für den laminaren Bereich gilt $\bar{c} = 0,70$. Für den Resonanzfall (Zylinderfrequenz $f =$ Wirbelablösungsfrequenz f_w) bestimmt sich die statische Ersatzlast für die Querschwingung zu:

$$(6) \bar{w}_s = 0,70 \cdot \frac{v^2}{16} \cdot \frac{\pi}{9} \text{ (kp/m}^2\text{)}$$

Für den überkritischen, turbulenten Strömungsbereich ($Re \geq 3 \cdot 10^5$) liegen keine fundierten Gesetzmässigkeiten über die Beanspruchungen aus Querschwingungen vor [5] und [6]. Die Gleichungen (4) bis (6) haben für Stahlbetontürme mit Reynoldszahlen von $5 \cdot 10^6$ bis $20 \cdot 10^6$ keine Gültigkeit. Für in diesem Reynoldsbereich liegende Bauwerke konnten keine durch eine periodische Erregerkraft erzwungene Schwingungen beobachtet werden. Man darf annehmen, dass Resonanzschwingungen bei Kaminen oder Türmen aus Stahlbeton nicht zuletzt auch wegen des im Zustand II anwachsenden Dämpfungswerts verhindert werden. Stählerne Rohre (Türme, Kamine, Antennenträger usw.) mit kleinen Durchmessern ($Re < 7 \cdot 10^5$) und Dämpfungswerten von $\eta < 0,01$ sind nach wie vor z.B. mit den Berechnungsmethoden nach [4] gegen Resonanzschwingungen infolge von Kármán-Wirbel abzuschern.

Querschwingungen infolge «Windmühle-Effekt»

Der Einfluss der senkrecht zur Hauptwindrichtung u wirkenden Seitenkraft infolge von Winddrehungen oder Bewegungen des Kamins werden mit Hilfe eines mathematischen Modells unter-

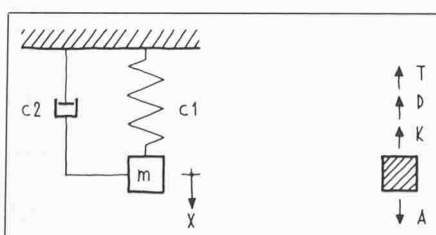


Bild 41. Links: das mathematische Modell. Rechts: die wirkenden Kräfte

sucht. Damit die Querbewegung des Kamins nicht bis zur selbständigen Zerstörung anwachsen kann, darf die Erregerkraft aus dem Wind nicht grösser sein als die durch die Konstruktion entgegenwirkenden Kräfte.

Wirkende Kräfte

(7) Elastische Rückstellkraft

$$K = c_1 \cdot x$$

Dämpfungskraft der Konstruktion

$$D = c_2 \cdot \dot{x}$$

Trägheitskraft

$$T = m \cdot \ddot{x}$$

Seitenkraft (Erregerkraft)

$$A = k \cdot \dot{x}$$

(8) $A = c_y(\varphi) \cdot q \cdot F = k \cdot \dot{x}$

$$q = \frac{1}{2} \rho v^2 \approx \frac{1}{16} v^2$$

Für genügend kleines φ gilt:

$$v_{\infty} = v \text{ und } \dot{x} = v \cdot \varphi.$$

Damit aus Gleichung (8)

$$c_y(\varphi) \cdot q \cdot F = k \cdot v \cdot \varphi \text{ und}$$

$$k = \frac{c_{y\varphi}}{\varphi} \cdot \frac{q \cdot F}{v}$$

Bewegungsdifferentialgleichung

$$(9) m\ddot{x} + c_1 \cdot x + (c_2 - k)\dot{x} = 0$$

Die Lösung lautet nach [8]:

$$(10) x = e^{-\beta t} (C_3 \cdot \sin \omega t + C_4 \cdot \cos \omega t)$$

$$(11) \text{ mit } \tilde{\beta} = \frac{c_2 - k}{2m} = \beta - \frac{k}{2m}$$

Wenn $\beta < 0$ ist, handelt es sich um eine angefachte Schwingung; für $\beta = 0$ sei $v = v_{\text{kritisch}}$. Mit $D = \beta/\omega$, $\omega = 2\pi f$ und $v = 2\pi D$ gilt:

$$(12) v \cdot f = \frac{k}{2m} = \frac{c_{y\varphi}}{\varphi} \cdot \frac{q \cdot F}{v_{\text{krit}}} \cdot \frac{1}{2m}$$

Die kritische Geschwindigkeit bestimmt sich damit zu

$$(13) v_{\text{krit}} = \frac{\varphi}{c_{y\varphi}} \cdot \frac{4 \cdot \eta \cdot f \cdot m}{\rho \cdot F}$$

Weil eine Übertragung der Messresultate vom Modell auf das Bauwerk unsicher ist, wird mit $\frac{c_{y\varphi}}{\varphi} = 0,3$ ein auf der

sicheren Seite liegender Grenzwert angenommen.

Die Abschätzung der kritischen Geschwindigkeiten liefert damit die folgenden Werte:

Fall (A): $H \approx 131 \text{ m}$ $f = 0,35 \text{ s}^{-1}$ $\eta = 0,04$

Fall (B): $H \approx 105 \text{ m}$ $f = 3,54 \text{ s}^{-1}$ $\eta = 0,04$

$$(A): v_{\text{krit}} = 0,3 \cdot \frac{4 \cdot 0,04 \cdot 0,35 \cdot 394 \cdot 10^3}{0,125 \cdot 1100}$$

$$= 48 \text{ m/s}$$

$$(B): v_{\text{krit}} = 0,3 \cdot \frac{4 \cdot 0,04 \cdot 0,54 \cdot 304 \cdot 10^3}{0,125 \cdot 882} = 71 \text{ m/s}$$

Die Abschätzung am Einmassenschwinger mit Dämpfung zeigt, dass selbst für niedrig angenommene Dämpfungswerte die kritische Geschwindigkeit über der 100jährigen Spitzengeschwindigkeit für Zürich liegt. Diese Spitzengeschwindigkeiten, die in einem Sturm nur während kurzer Zeit und nicht gleichzeitig über die ganze Kaminhöhe gemessen werden, reichen nicht aus, um das Kamin in eine angefachte Schwingung zu versetzen.

Schnittkräfte infolge Erdbeben

Erdbebenbeanspruchungen

Gemäss Art. 22 der Norm SIA 160 ist in der Regel für die ganze Schweiz mit einer Bebenintensität VII nach der Rossi-Forel-Skala zu rechnen. Für Tragwerke mit einer längeren Eigenschwingungsdauer ($T > 0,5 \text{ s}$) gilt für die anzusetzende horizontale Beschleunigung:

$$(14) b = \frac{0,02g}{\sqrt{T}}$$

Für den Fall des 131 m hohen Kamins ergibt sich damit bei einer Dauer der 1. Eigenschwingung von $T = 2,9 \text{ s}$ eine Beschleunigung von $b = 0,014 g$ ($g =$ Erdbeschleunigung).

Mit einer über die Gebäudehöhe linearen Verteilung der Beschleunigung, was näherungsweise der 1. Eigenform entspricht, werden horizontale Ersatzlasten P_x auf der Höhe der Geschossdecken bzw. im Falle des Hochkamins auf der Höhe der Futtertragplatten eingeführt. Mit einer quasi-statischen Berechnung werden die in Bild 46 dargestellten Biegemomente erhalten.

Erdbebengefährdung

Zur Beurteilung der Erdbebengefährdung werden die Resultate der Studie «Erdbebengefährdung in der Schweiz» [9] herangezogen. Die Beziehungen zwischen Intensität I und der mittleren jährlichen Eintretenswahrscheinlichkeit P sind dort in sogenannten Risikokarten dargestellt. Vergleiche Bild 42

Aus den Erdbebenrisikokarten ergibt sich z.B. für die mittlere jährliche Eintretenswahrscheinlichkeit von $P = 10^{-3}$ und Zürich eine Standortintensität von $I_s = \text{VI},9$ ($\approx \text{VII}$), bei $P = 10^{-4}$ eine solche von $I_s = \text{VII},8$ ($\approx \text{VIII}$). Der Intensität VII nach Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) entspricht ungefähr eine Intensität VIII nach Rossi-Forel. Erachtet man z.B. ein 10^{-3} /Jahr-Ereignis («mittleres tausendjähriges Ereignis») als ein für die Lebensdauer eines Hochkamins relevante Bemessungsbasis, so

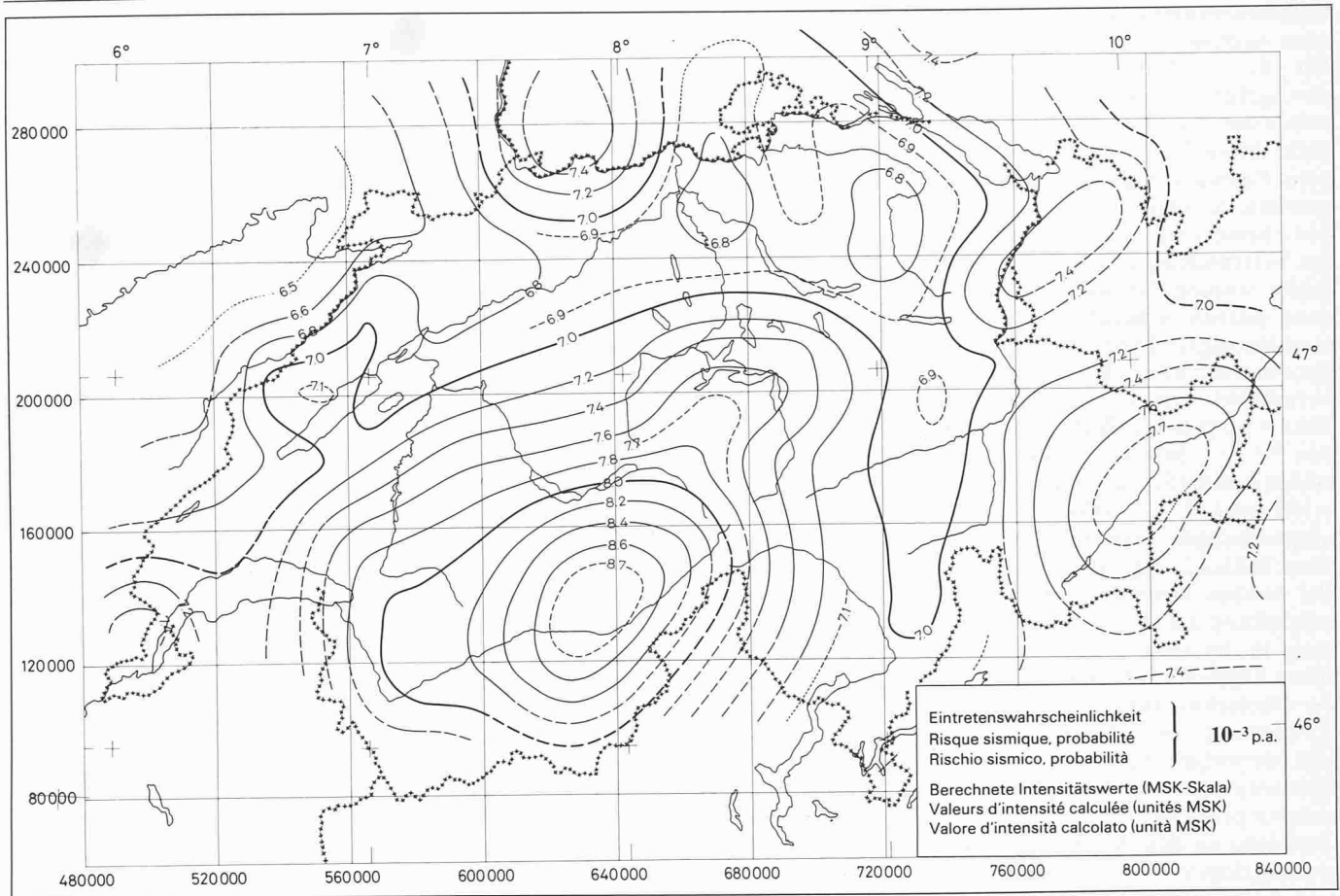


Bild 42. Intensitätskarte für das seismische Risiko in der Schweiz bei einer Eintretenswahrscheinlichkeit von 10⁻³ pro Jahr

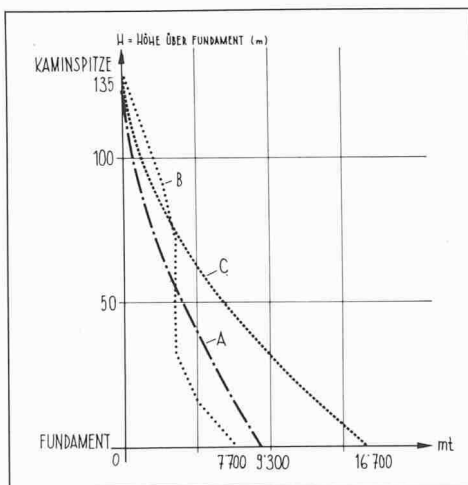
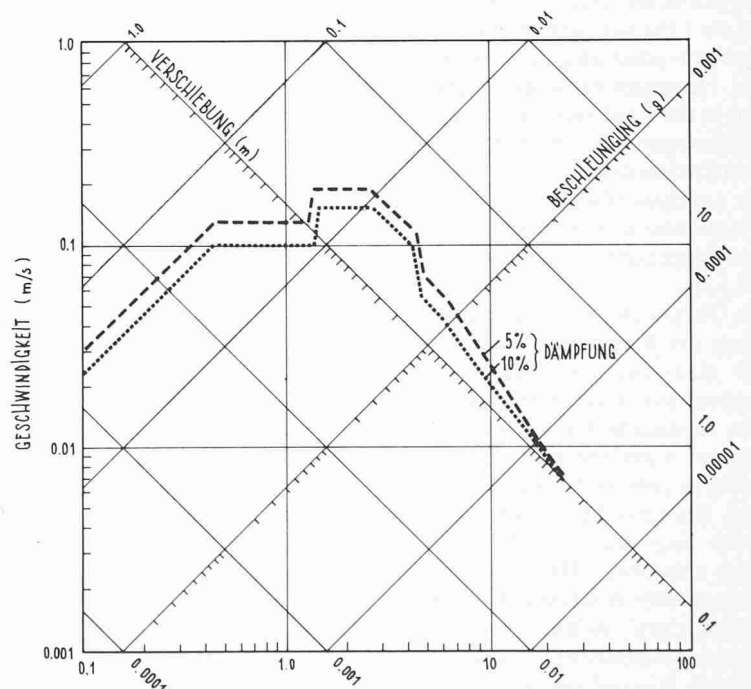


Bild 43 (rechts). Standortspezifisches Bemessungsspektrum für eine Spitzenböenbeschleunigung von 0,10 g und 5% bzw. 10% der kritischen Dämpfung

Bild 44 (oben). Verlauf der Biegemomente
A: Erdbebenbelastung nach SIA 160
B: Erdbebenbelastung entsprechend $I_s = VII$, dynamisch gerechnet
C: Windbelastung



resultiert also daraus eine Intensität von $I = VII$ (MSK).

Mit einem *Verhaltensspektrum* lässt sich das *Schwingungsverhalten* über den Frequenzbereich darstellen, z. B. nach Newmark [10]. Die am Kaminstandort vorhandenen relativ mächtigen Seebodenablagerungen dürften im Frequenzbereich zwischen 1,5 Hz bis 4 Hz zusätz-

liche Amplifikationen infolge eigener Aufschaukelungseffekte zeigen. Um diesem Aspekt Rechnung zu tragen, wird als Bemessungsgrundlage ein auf 0,10 g normiertes standortspezifisches Verhaltensspektrum definiert (Bild 43), ausgehend von den von Newmark empfohlenen Bemessungsspektren für 5% und 10% der kritischen Dämpfung. Für

die der 1. Eigenschwingung ($T = 2,9$ s) entsprechende Frequenz $f = 0,35$ Hz kann aus dem Bemessungsspektrum eine modale Beschleunigung von 0,025 g im Vergleich zu den 0,014 g gemäss (14) herausgelesen werden. Da erfahrungsgemäss nicht nur die ersten Eigenwerte von Bedeutung sind, wurde eine dynamische Analyse durchgeführt.

Erdbebenbeanspruchung nach dynamischer Analyse

Für die mit dem Programm ANSYS durchgeführte dynamische Analyse wurde das Tragwerk durch ein Balken-Feder-Modell idealisiert. Für die ersten neun Eigenschwingungen sind die Frequenzen gerechnet worden. Die durch das «Bemessungserdbeben» verursachten Verschiebungsgrößen und Schnittkräfte wurden für jede Eigenschwingung getrennt ermittelt und anschliessend überlagert. Die resultierenden Biegemomente sind im Bild 44 dargestellt. Vermindert man das Risiko um einen Faktor 10, d. h. die Wahrscheinlichkeit von $P = 10^{-3}$ /Jahr auf $P = 10^{-4}$ /Jahr, so erhöht sich die Standortintensität von $I_s = VII$ auf $I_s = VIII$ (MSK), und die Beanspruchungen werden um nahezu einen Faktor 2 vergrössert.

Bei weichen Bauwerken kann eine Beschränkung auf die erste Eigenschwingung in der modalen Analyse zu falschen Ergebnissen führen. Der Einfluss der Oberschwingungen wird durch die Abweichung der Momentenlinie (B) von derjenigen für eine lineare Beschleunigungsverteilung (A) deutlich sichtbar gemacht.

Gemessen an den der Berechnung zugrundegelegten Beschleunigungswerten sind die Beanspruchungen des Kamins relativ gering. Man findet hier also bestätigt, dass flexible Tragkonstruktionen mit einer Grundfrequenz von weniger als 1 Hz sich weitgehend der Erdbebenbeanspruchung zu entziehen vermögen. Hingegen muss die Tragkonstruktion in der Lage sein, relativ grosse Verschiebungen zu verarbeiten. Für die Standortintensität $I_s = VII$ erhält man aus der dynamischen Analyse eine *maximale relative Verschiebung der Kaminspitze* gegenüber dem Fundament von $\delta = 8,5$ cm.

Ein Vergleich der Biegemomente zwischen der Berechnung nach Norm SIA 160 einerseits und der dynamischen Analyse andererseits zeigt nach Bild 46, dass in diesem Fall über den massgebenden Kaminbereich die Beanspruchungen gemäss Norm SIA 160 grösser sind. Bei einer Mehrzahl üblicher Bauwerke liegt die Grundfrequenz allerdings weit über 1 Hz und damit die aus dynamischer Analyse erhaltenen Beanspruchungen erfahrungsgemäss weit über den Normenbeanspruchungen. Im unteren Kaminbereich, wo die Stabschnittkräfte gegenüber den Membranschnittkräften dominieren, ergeben die Windbelastungen die massgebenden Beanspruchungen.

Bemessung des Kaminmantels

Der Kaminmantel ist auf die Schnittkräfte aus Stabbiegung und auf die Membranschnittkräfte zu dimensionieren. Für den *Gebrauchszustand* und die Stabbiegung wurden die folgenden

Lastfälle berücksichtigt: Eigengewicht, Nutzlasten auf Futtertragplatten und Zwischendecken, Auslenkungen infolge Fundamentverkipfung aus einer angenommenen Inhomogenität des Baugrundes, Auslenkungen infolge eines Temperaturunterschieds von 20°C für die mittlere Wandtemperatur zwischen der Sonnen- und Schattenseite sowie für den Wind des statischen Ersatzstaudruckes. Auslenkungen infolge Bauungenauigkeiten mussten keine berücksichtigt werden, da diese während der Ausführung laufend korrigiert werden konnten. Für die Bestimmung der Schnittkräfte wurde die 2. Ordnung berücksichtigt sowie Stadium I vorausgesetzt. Wie die Spannungsnachweise zeigten, war diese Annahme zulässig. Für die oben aufgeführten Gebrauchslasten sind für die Bemessung des Mantels die folgenden zulässigen Spannungen festgelegt worden: zulässige Stahlspannung $\sigma_{e\text{ zul}} = 2800$ kp/cm² und zulässige Betonrandspannung $\sigma_{b\text{ zul}} = 175$ kp/cm².

Für den *Bruchzustand* wurden die Belastungsfälle des Gebrauchszustandes allerdings mit Berücksichtigung des Stadiums II für die Schaftauslenkung angesetzt. Bei einer auf den 0,9fachen Betrag reduzierten Normalkraft aus Eigengewicht wurde eine Sicherheit gegenüber Biegebruch von $s = 1,8$ gefordert.

Für die Membranschnittkräfte sind die folgenden Lastfälle zusätzlich in Rechnung gesetzt worden: ein Temperaturgradient $T_a - T_i = \Delta T = -40^\circ\text{C}$ für den Winterbetrieb bzw. $\Delta T = +15^\circ\text{C}$ für den Sommerbetrieb gleichmässig über

den ganzen Umfang sowie eine sektorische Erwärmung um $\Delta T = +20^\circ\text{C}$ infolge Sonnenbestrahlung. Für die Lastkombinationen Eigengewicht + Nutzlast + Temperatur bzw. Eigengewicht + Nutzlast + Wind sind die zulässigen Rissweiten auf $w_{95} = 0,2$ mm festgelegt worden. Für die extreme Lastkombination Eigengewicht + Nutzlast + Wind + Temperatur ist keine Beschränkung der Rissweiten festgesetzt worden. Die zulässige Stahlspannung von $\sigma_{e\text{ zul}} = 2800$ kp/cm² wurde hier zum Bemessungskriterium.

Literaturverzeichnis

- [1] SIA 160 (1970): «Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten», SIA Zürich.
- [2] Schlaich, J. (1966): «Beitrag zur Frage der Wirkung von Windstössen auf Bauwerke». Der Bauingenieur, Heft 3, S. 102–106.
- [3] DIN 4131 (1969): «Antennentragwerke aus Stahl, Berechnung und Ausführung». Deutscher Normenausschuss, Berlin.
- [4] Nottrott, Th. (1963): «Schwingende Kamine und ihre Berechnung im Hinblick auf die Beanspruchung durch Kármán-Wirbel». Die Bautechnik, Heft 12, S. 411–415.
- [5] Jungwirth, D. (1970): «Zur Konstruktion und Beanspruchung hoher Stahlbetontürme». Stahlbetonbau-Berichte aus Forschung und Praxis, Festschrift Rüsch, S. 149–163, W. Ernst und Sohn.
- [6] Leonhardt, F. (1967): «Zum Stand der Kunst Stahlbetontürme zu bauen». Beton, Heft 3, S. 73–86.
- [7] Thomann, H. (1974): «Windwirkung auf Hochhäuser». Schweizerische Bauzeitung, Heft 8, S. 147–153.
- [8] Biggs, J. (1964): «Introduction to Structural Dynamics», Mc Graw-Hill Book Company, New York.
- [9] Sägger, R. und Mayer-Rosa, D. (1978): «Erdbebengefährdung in der Schweiz», Schweizerische Bauzeitung, Heft 7, S. 107–123.
- [10] Newmark, N. M. (1973): «A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra», USAEC Contract No. AT (49-5) – 2667, WASH 1255, Urbana, Illinois.

Einflüsse des Heizkraftwerkes auf die Umwelt, insbesondere auf die Luftqualität

Das Heizkraftwerk Aubrugg wurde mit dem Ziel erbaut, einen bestimmten Nutzen in Form von Wärme und elektrischer Energie mit möglichst geringem Aufwand zu erbringen. Vor allem in den letzten Jahren hat sich nun die Einsicht durchgesetzt, dass bei keinem namhaften Bauwerk die Aufwandseite bloss aus den Kosten für den Bau und den Betrieb der Anlage besteht. Solche Bauwerke haben immer auch eine Anzahl zusätzlicher und zum Teil schwer quantifizierbarer *Einflüsse auf die Umwelt* zur Folge.

In einigen Ländern wird heute schon verlangt, dass für alle grösseren Bauwerke *Umweltbelastungsstudien* durchzuführen sind, welche die zu erwartenden Einwirkungen auf die Umgebung mit Hilfe anerkannter, wissenschaftlicher Methoden abzuschätzen haben. In der Schweiz bestehen noch keine derartigen gesetzlichen Vorschriften, doch sind Ansätze hierfür vorhanden. Es sind die *Bauvorschriften* und unter Umständen *freiwillige Zusatzanforderungen*, (die sich vor allem öffentliche Auftrag-

geber unter dem Einfluss der politischen Meinung selber formulieren), welche die Verträglichkeit eines Bauwerkes mit seiner Umgebung sicherstellen.

Beim Heizkraftwerk Aubrugg wurden umfangreiche Untersuchungen entsprechend dem Schema in Bild 45 durchgeführt, um den Einfluss der Anlage auf die Umgebung zu ermitteln und die zusätzlichen Belastungen in der Form von Abgasen, Abwässern, Lärm und Risiken abzuschätzen.

Bei einem Heizkraftwerk, in dem auf kleinstem Raum grosse Mengen von Brennstoffen verbrannt werden, um eine grosse Zahl von Abnehmern mit Wärme und Elektrizität zu versorgen, ist das Problem der *Lufthygiene* von besonderer Bedeutung. Die anschliessenden Ausführungen beschäftigen sich deshalb ausschliesslich mit dieser Art von Umweltbelastung.

Schadstoffe

Mit den Abgasen der Raumheizungen, der Industriefeuerungen und des Ver-