

Sprengabbruch eines 170 m hohen Schornsteins durch Dreifach-Faltung – Erschütterungsschutz durch Prognose von Bauwerksspannungen

Arthur Feldbusch, Clarissa Rapps

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG

Zusammenfassung: Anhand der Planung und Durchführung der Sprengung eines 170 m hohen Stahlbetonschornsteins durch Dreifach-Faltung werden die besonderen Herausforderungen der Sprengabbruchplanung und des Erschütterungsschutzes von sensiblen Bauwerksstrukturen aufgezeigt. Die Qualität einer sorgfältigen und mittels Simulationen optimierten Planung zeigen sich auf Knopfdruck bei der Sprengung. Berechnung und Realität treffen hier in einem Augenblick zusammen.

1 Einleitung

Der Rückbau durch Sprengung bietet gegenüber dem maschinellen Abbruch deutliche Vorteile, ist aber mit großen Herausforderungen verbunden. Die Sicherheit der beteiligten Personen und Schutz der unmittelbaren Umgebung haben oberste Priorität und erfordern eine sorgfältige Planung und Ausführung. Auf der anderen Seite nimmt die Wirtschaftlichkeit einen bedeutenden Stellenwert ein. Beide Aspekte lassen sich nur im Rückgriff auf umfassendes Erfahrungswissen in Verknüpfung mit modernen Simulationen angemessen realisieren und optimieren.

Die multifaktorielle und vielseitige Aufgabenstellung wird in diesem Beitrag anhand der Planung und Durchführung der Sprengung des Stahlbetonschornsteins im ehemaligen Heizkraftwerk Leipzig-Südost vorgestellt.

2 Abbruchplanung

Mittels vorhandenem Knowhow, gesammelt aus über 100 Bauwerkssprengungen, wurden die Auswirkungen infolge der Sprengung des Schornsteins im Detail bestimmt und Sicherheitsmaßnahmen abgeleitet.

2.1 Sprengkonzept

Aufgrund der beengten Verhältnisse im Schornsteinbereich durch die nahe Bebauung in der Nachbarschaft (siehe Abbildung 1) wurde der Abbruch durch eine dreifache Sprengfaltung gewählt. Der Schornstein wird hierbei in drei Segmente geteilt, um im zur Verfügung stehenden Bereich von insgesamt 100 m Länge aufzuprallen.



Abbildung 1: Stahlbetonschornstein im Zentrum-Südost in Leipzig

2.2 Simulation

Die Anordnung der Sprengzonen, und die Sprengmaulgeometrien wurden zur Erhöhung der Kollapssicherheit durch Simulationsstudien optimiert. Das numerische Modell und ein Ausschnitt aus dem Sprengabbruchkonzept zeigt Abbildung 2.

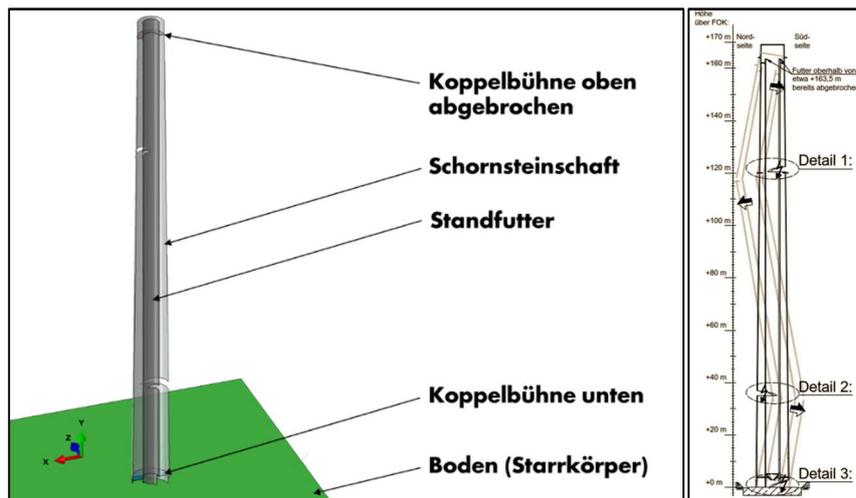


Abbildung 2: Numerisches Modell (links), Ausschnitt aus Sprengabbruchkonzept (rechts)

3 Schwingungsmonitoring

Der Schornstein bestand aus einem äußeren Schaft und einem inneren Stahlbetonfutter, die am oberen Ende durch eine Bühne miteinander gekoppelt waren. Diese Kopplung wurde aus uns unbekanntem Gründen durchtrennt. Hierdurch wurde das statische System, wie in Abbildung 3 dargestellt, modifiziert. Die Folge waren durch Windeinwirkung verursachte bedenkenswerte Schwingungen.

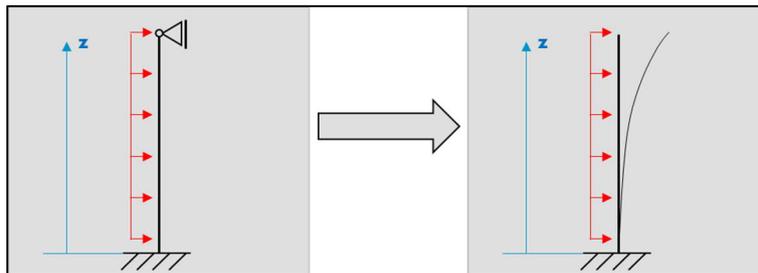


Abbildung 3: Änderung des statischen Systems durch Abbruch der Koppelbühne am Kopf

Zur Überprüfung und Überwachung der Standsicherheit wurde ein Schwingungsmonitoring mit 2 Beschleunigungssensoren und einem mehrstufigen Alarmierungskonzept installiert, welches basierend auf einer Spannungsbewertung festgelegt wurde. Die Anordnung der Messpunkte beim Schwingungsmonitoring und repräsentative Beschleunigungszeitverläufe sind in Abbildung 4 dargestellt. Das Monitoring zeigte, dass die Schwingungen im Wesentlichen am äußeren Schaft und nicht, wie zunächst angenommen, am Innenfutter dominierten.

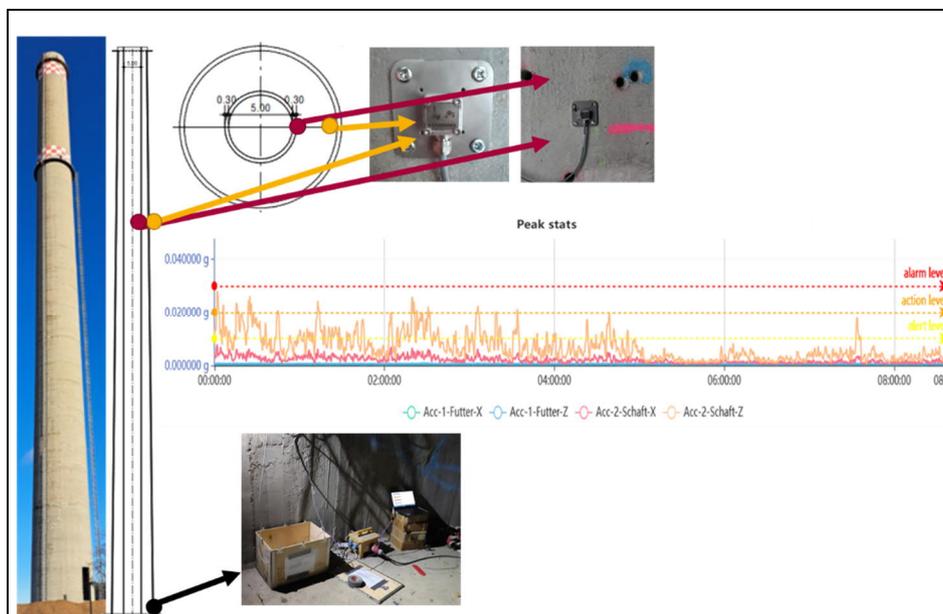


Abbildung 4: Schwingungsmonitoring – Anordnung d. Messpunkte u. Beschleunigungszeitverläufe

4 Erschütterungsanalyse

Bei der Sprengabbruchplanung spielt der Erschütterungsschutz für die umliegende Bebauung eine vordergründige Rolle. Die Erschütterungsbewertung konnte für die meisten umliegenden Gebäude mit einfachen Methoden vorgenommen werden. Das Gebäude HTWK-Sporthalle in etwa 250 m Entfernung zum Schornstein erforderte eine gesonderte Untersuchung.

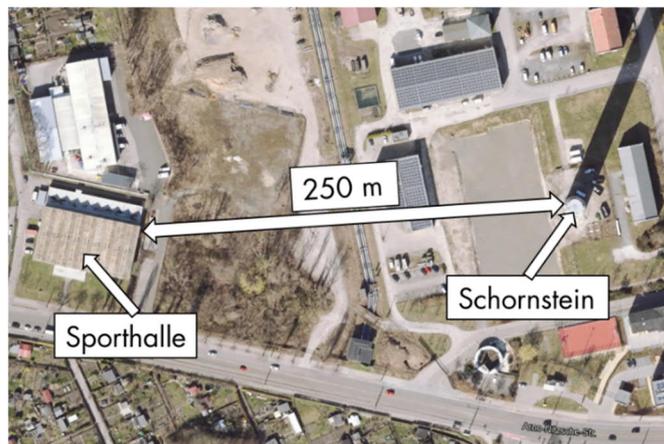


Abbildung 5: Lageplan mit Schornstein und Sporthalle (Quelle: <https://geodienste.leipzig.de>)

4.1 Schutzziel: HTWK-Sporthalle

Die Sporthalle wurde als Experimentalbau in der ehemaligen DDR errichtet und von Gutachtern als besonders erhaltenswert eingestuft.



Abbildung 6: HTWK-Sporthalle: Innenansicht

Aufgrund der filigranen Bauweise mit schlanken Stützen und einer als Spannbeton-Faltwerk ausgeführten dünnwandigen Dachkonstruktion mit einer Spannweite von 30 m wurde das Gebäude zudem als besonders erschütterungsempfindlich klassifiziert. Gemäß DIN 4150-3

[1] gilt für derartige Gebäude bei Aufprallerschütterungen – als kurzzeitiges Ereignis ohne Resonanzbeteiligung mit Frequenzen unter 10 Hz – ein Anhaltswert von 3 mm/s auf dem Fundament. Von unabhängigen Gutachtern wurde eine maximale Schwinggeschwindigkeit auf dem Fundament der Sporthalle beim Aufprall des Schornsteins zwischen 5 und 7 mm/s prognostiziert. Der Anhaltswert war damit klar überschritten.

4.2 Spannungsbewertung

Aus der Überschreitung des Anhaltswerts folgt nicht, dass Schäden auftreten müssen. Bei Überschreitungen sind gegebenenfalls weitergehende Untersuchungen, zum Beispiel in Form einer Spannungsermittlung und -beurteilung, erforderlich. Zur Ermittlung welche Erschütterung die Halle ertragen kann und welche Werte am Fundament zulässig sind, wurde das spektrale Prognoseverfahren in Anlehnung an VDI 3837 [2] angewendet.

Beim spektralen Prognoseverfahren werden aus gemessenen Zeitverläufen am Ort einer Erschütterungseinwirkung Emissionsterzspektren erstellt. Diese Spektren können anschließend mit einer Übertragungsfunktion multipliziert werden, um die Erschütterungen an einem Zielort, z. B. einer Gebäudedecke, zu prognostizieren.

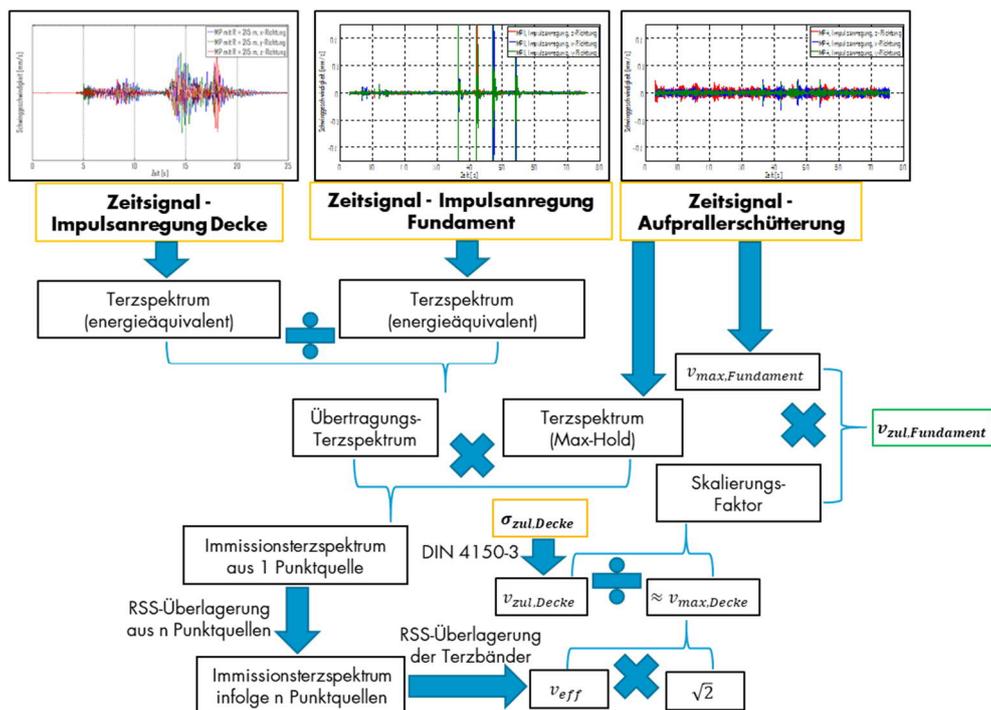


Abbildung 7: Ermittlung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit am Fundament

Aus dem prognostizierten Terzspektrum können die Spannungsbeanspruchungen ermittelt werden. Umgekehrt kann aus einer zulässigen Spannungsbeanspruchung die maximale zulässige Schwinggeschwindigkeit am Einwirkungsort ermittelt werden [3]. Aufgrund der linearen Berechnungskette kann hierzu das Eingangszeitsignal skaliert werden, bis die

maximal zulässige Spannung auf der Decke erreicht wird, um die zulässige Einwirkung am Einleitungsort zu ermitteln.

Die zulässige dynamische Zusatzbelastung ergibt sich nach Gl. (1), gemäß DIN 4150-3.

$$\sigma_{\max} = v_{i,\max} \cdot \sqrt{E_{\text{dyn}} \rho} \cdot (y_{\max}/i) \cdot \sqrt{G_{\text{ges}}/G_{\text{balken}} \cdot k_n} \quad (1)$$

Die Definitionen der Parameter können bei Bedarf in DIN 4150-3 [1] nachgelesen werden und sind hier aus Platzgründen nicht ausgeführt. Aus der gemäß statischer Berechnung in Deckenmitte zulässigen Zusatzspannung ($\sigma_{\max} = \sigma_{\text{zul,Decke}}$) kann die zulässige Schwinggeschwindigkeit ($v_{i,\max} = v_{\text{zul,Decke}}$) ermittelt werden. Die Methodik zur Ermittlung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit am Fundament $\sigma_{\text{zul,Fundament}}$ ist in Abbildung 7 zusammengestellt. Auf Einzelheiten wird im Folgenden eingegangen.

4.3 Einwirkungsspektrum aus Aufprallerschütterungen

Als Eingangszeitsignal werden Aufprallerschütterungen herangezogen, die am Fundament in 215 m Entfernung zum Erschütterungszentrum infolge einer Sprengfaltung eines 250 m hohen Schornsteins gemessen wurden. Aus dem Zeitsignal wird mittels der Max-Hold-Methode ein Terzspektrum erstellt. Das Zeitsignal und das ermittelte Emissionsterzspektrum sind in Abbildung 8 qualitativ für alle 3 Raumrichtungen dargestellt.

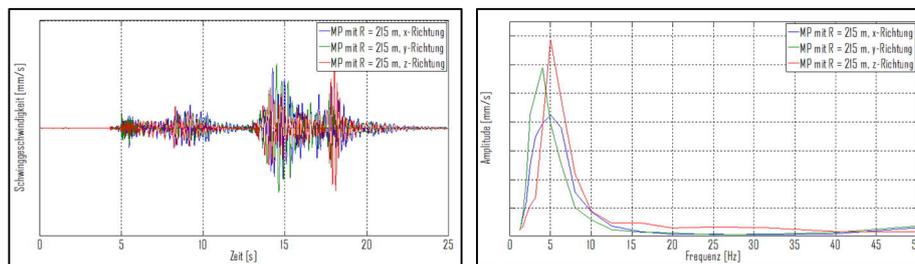


Abbildung 8: Aufprallerschütterungen: Zeitsignal (links), Terzspektrum (rechts)

4.4 Übertragungsfunktion aus Messung bei künstlicher Anregung

An freigelegten Fundamenten der Sporthalle wurden künstliche Impuls-Anregungen mittels Hammerschläge und harmonische Sweep-Anregungen mithilfe eines elektrodynamischen Schwingerregers durchgeführt. Zur Ermittlung der Erschütterungsübertragung wurden die Schwinggeschwindigkeiten zeitgleich an den Erregerorten (E1, E2) und an mehreren Positionen (MP 1 ÷ MP 4) an der Halle gemessen. Aus den aufgezeichneten Zeitsignalen wurden Terzspektren erstellt. Anschließend wurden die Spektren an der Halle durch die Spektren am Emissionsort dividiert, um die Übertragungsfunktionen zu berechnen.

Die künstlichen Anregungen erfolgten nacheinander punktuell an zwei ausgewählten Fundamenten, die Aufprallerschütterungen wurden hingegen an allen 28 Einzelfundamenten eingetragen. Vereinfacht wird davon ausgegangen, dass die Erschütterungen von allen Fundamenten auf die Deckenfeldmitte annähernd gleich übertragen werden. Durch RSS-

Überlagerung (Wurzel der Quadratsumme - „*root-of-the-sum-of-the-squares*“) wird die Eintragung der Erschütterung an allen Fundamenten berücksichtigt. Die Hammerschläge bilden die impulsartige Charakteristik von Aufprallerschütterungen wesentlich besser ab als die harmonische Anregung mit dem Schwingerreger und wurden daher zur weiteren Analyse herangezogen. Die Ergebnisse aus der harmonischen Anregung dienen der Verifikation.



Abbildung 9: Übersicht der Messpunkte (oben), Messpunkt in Dachmitte (links), Erregerort (rechts)

4.5 Erschütterungsbewertung

Durch Multiplikation des Terzspektrums (Max-Hold) aus der Aufprallerschütterung mit dem Übertragungsspektrum wird unter Berücksichtigung der RSS-Überlagerung aus den Einwirkungen an allen Einzelfundamente das Immissionsspektrum auf der Decke generiert. Durch RSS-Überlagerung der Terzbänder wird der Effektivwert der Schwinggeschwindigkeit v_{eff} auf der Decke ermittelt. Der Maximalwert berechnet sich vereinfacht mit $v_{\text{max,Decke}} \approx v_{\text{eff}} \cdot \sqrt{2}$. Mit $v_{\text{zul,Decke}}/v_{\text{max,Decke}}$ ergibt sich aufgrund der linearen Berechnungskette ein Skalierungsfaktor mit dem das Einwirkungssignal skaliert und die zulässige Schwinggeschwindigkeit am Fundament $v_{\text{zul,Fundament}}$ ermittelt werden kann.

Anstelle des Anhaltwerts von 3 mm/s auf dem Fundament konnte eine vom Bauwerk schadlos hinnehmbare Schwinggeschwindigkeit von $v_{\text{zul,Fundament}} = 25 \text{ mm/s}$ nachgewiesen werden.

5 Sprengung und Fazit

Bei der Sprengung wurde in Deckenfeldmitte eine Schwinggeschwindigkeit von 14,4 mm/s gemessen. Aus dem Einwirkungssignal der herangezogenen Sprengung des 250 m hohen Schornsteins ergibt sich eine Schwinggeschwindigkeit von 17,6 mm/s auf der Decke. In

Anbetracht der Tatsache, dass der hier betrachtete Schornstein kleiner und die Distanz zwischen Schutzziel und Sprengzentrum geringer ist, ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Diese zeigt sich auch beim ersten Vergleich des Einsturzvorgangs mit der Simulation unmittelbar nach der Sprengung (siehe Abbildung 8).

Das hier vorgestellte Vorgehen zeigt die Möglichkeit deutlich höhere Erschütterungen zuzulassen als die durch Erfahrung festgelegten konservativen Anhaltswerte der DIN 4150-3. Durch diese Methode können Sprengungen selbst in beengten Platzverhältnissen insbesondere mit erschütterungsempfindlichen und erhaltenswerten Gebäuden ermöglicht werden. Durch die im Vergleich zum maschinellen Abbruch kostengünstigere Abbruchmethode kann der höhere Engineeringaufwand mehr als kompensiert werden.



Abbildung 10: Simulation vs. Realität: unmittelbarer Vergleich nach der Sprengung

Danksagung

Für die hervorragende Zusammenarbeit möchten wir uns herzlich beim SIB (Staatsbetrieb Sächsischer Immobilien- und Baumanagement), der Stadtwerke Leipzig GmbH, der TSG (Thüringer Sprenggesellschaft), der Reinwald GmbH sowie allen weiteren Gutachtern bedanken.

Literatur

- [1] DIN 4150-3. Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen. Ausgabe 2016
- [2] VDI 3837. Erschütterungen in der Umgebung von oberirdischen Schienenverkehrswesen – spektrales Prognoseverfahren. Ausgabe 2013
- [3] WERNER, D. Baudynamik, Verlag Bauwesen, Berlin, 1989