

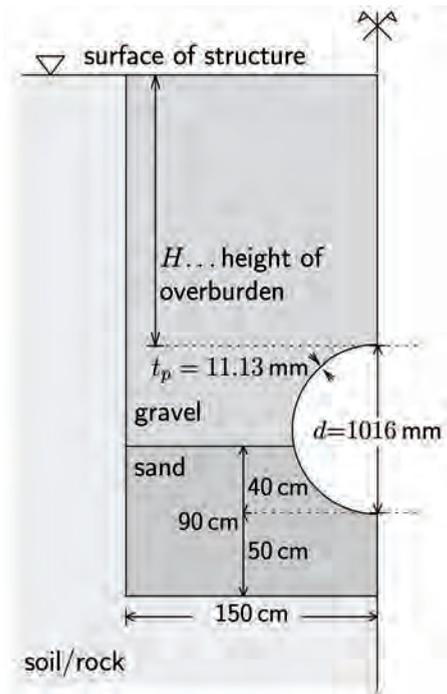




Erfolgreich durch Forschung

Rockfall onto Gravel-Covered Pipelines: From Real-Scale Experiments to Semi-Probabilistic Design of Gravel Protection Layers

Bernhard Pichler, Christian Hellmich, Herbert Mang, Josef Eberhardsteiner



01 | Geometric dimensions of gravel-buried steel pipe in a section perpendicular to the horizontal axis of the pipe

Abstract

Increasing rockfall activity in the European Alps raises the need for designing systems protecting Alpine infrastructure. So far, layout of rockfall protection layers was carried out in a quasi-deterministic manner. This paper is concerned with the extension towards a semi-probabilistic design of the thickness of gravel layers covering steel pipelines. Quantities with little scatter such as geometric dimensions and elasto-plastic material constants of steel and gravel are treated as deterministic. By contrast, strongly scattering quantities, such as the indentation resistance of gravel, R , and rockfall characteristics including boulder mass m and height of fall h_f , are considered as probabilistic variables. While 5% and 95% quantiles of R (obtained from statistical evaluation of a series of real-scale impact tests onto gravel) represent probability-based interval bounds for designing the gravel layer thickness, the lack of statistical data from rare rockfall events motivates to follow the philosophy of EUROCODE 1, i.e. to define a *design rockfall*: $m = 10500$ kg and $h_f = 80$ m. Based on this input, a standard burying depth of steel pipelines ($H = 1$ m) is assessed, by comparing estimates of (i) boulder penetration depth into gravel and of (ii) the maximum impact force, respectively, with corresponding quantities related to a suitable real-scale impact test. This comparison shows the need to increase the height of the gravel overburden. In order to prove that a gravel layer thickness $H = 2.7$ m is sufficient to prevent the pipeline from inelastic deformations when the structure is hit by the design rockfall, several structural analyses with different values for R are carried out, based on an experimentally validated Finite Element model.

1. Introduction into the studied technical problem

Increasing rockfall activity in the European Alps raises the need for designing systems protecting Alpine infrastructure. Herein, we consider steel pipelines covered by a layer of densified sandy gravel. The outer diameter of the pipe is equal to 1016 mm and its thickness is equal to 11.13 mm (Fig. 1). It is located in the middle of a trench of 3 m width, resting on a sand layer of 50 cm thickness. The pipe is laterally buried by sand, up to a height of 40 cm, and the rest of the trench is filled by sandy gravel. Herein, the height of the gravel overburden H (Fig. 1) is designed such that adequate protection of the buried pipe is provided when the structure is subjected to rockfall. So far, such layout tasks were carried out in a purely quasi-deterministic manner [1, 2]. This paper is concerned with the extension towards a semi-probabilistic design of the thickness of gravel layers covering steel pipelines.

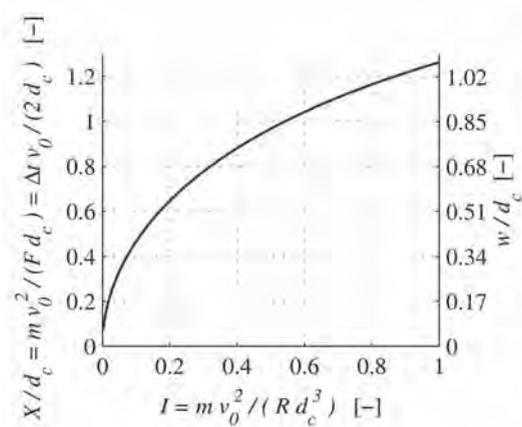
As a particularly unfavorable case [3], we consider rockfall events where vertically falling single boulders (mass density 2700 kg/m³) of approximately cubic shape impact with a tip onto gravel (mass density 1800 kg/m³), directly above the horizontal axis of the steel pipe. Such impacts were studied in real scale, comprising heights of fall h_f from 2 to 19 m and boulder masses m from 4380 to 18260 kg [3]. Evaluation of related results [3], based on dimensionless formulae taken from the ballistic literature [4, 5, 6], shows that the boulder penetration depth X follows a simple dimensionless relationship (Fig. 2). This allowed for determination of the 5% and 95% quantiles of the indentation resistance of gravel, as

$$R_{5\%} = 4.58 \text{ MPa} \quad R_{95\%} = 18.58 \text{ MPa}. \quad (1)$$

These quantiles account, at a 95% confidence level [3], both for the scatter of the material properties of gravel and for the statistical sample size, i.e. the rather small number of performed impact tests ($n = 5$). Herein, the quantiles (1) are used as bounds of an interval of the indentation resistance of gravel, which provides the framework for probabilistic treatment of R , as will be explained in detail in Subsect. 2.2.

Estimates of the maximum impact force F , of the penetration depth at maximum impact force, w , and of the impact duration Δt (Fig. 2) were obtained from combining estimates of final penetration depth with an approximation function for the characteristic deceleration history of boulders during impact, known from accelerometer measurements in real-scale tests [3, 7].

In the sequel, we combine the dimensionless design diagram (Fig. 1), a validated Finite Element model of the hit structure [8], and the quantiles of the indentation resistance (1) with results from real-scale impact tests onto gravel-buried steel pipes. This allows for semi-probabilistic design of rockfall protection layers made of gravel. For that purpose we treat quantities with little scatter as deterministic, whereas strongly scattering quantities are considered as probabilistic variables (Section 2). In Section 3, we assess the standard gravel layer thickness $H = 1$ m, considering rockfall in terms of a 10500 kg boulder impacting above the pipe from a height of 80 m. Results from this analysis suggest an increase of the gravel layer thickness: In Section 4, the protective action of $H = 2.7$ m is investigated semi-probabilistically, i.e. by taking into account several values of the indentation resistance of gravel.



$$\frac{X}{d_c} = 1.175 \frac{w}{d_c} = \sqrt{\frac{2.263 I}{1 + I/2.385}} \quad \text{for} \quad \frac{X}{d} \leq 1.257$$

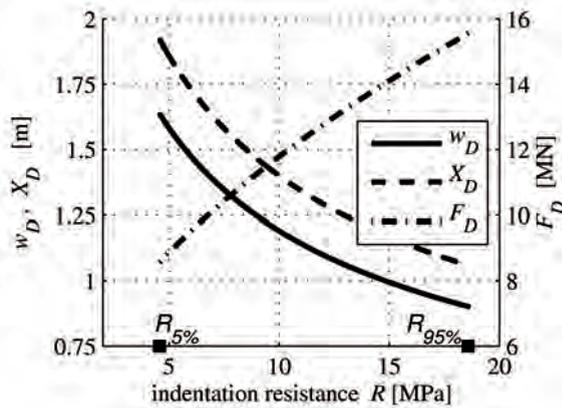
- X ... penetration depth after impact
- d_c ... characteristic boulder size: $d_c = 1.05 \sqrt[3]{V}$
- V ... boulder volume
- m ... boulder mass
- v_0 ... impact velocity: $v_0 = \sqrt{2gh_f}$
- g ... gravitational acceleration: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- h_f ... height of fall
- F ... maximum impact force
- Δt ... duration of impact
- R ... indentation resistance of gravel
- w ... penetration depth at maximum impact force

2. Semi-probabilistic design concept

2.1 Scatter of input quantities

Design and analysis of a gravel-buried steel pipe subjected to rockfall require input of geometric dimensions, boundary conditions including assumptions on the loading of the structure (i.e. the definition of a specific rockfall event), and mechanical behavior of the materials. Strictly speaking, all input quantities related to these three categories are associated with uncertainties, i.e. they are not deterministic, but scatter around an expected value. Each quantity has a characteristic bandwidth of scatter. Following an engineering approach, quantities with little scatter are separated from strongly scattering quantities: Quantities with significant scatter are the indentation resistance of gravel [3] and properties characterizing rockfall events, such as boulder mass, height of fall, as well as location and mode of impact. While these quantities are treated as probabilistic, all other quantities exhibiting little scatter are treated as deterministic, by considering their expected value.

02 | Dimensionless design diagram for impact of approximately cubic boulders with mass density 2700 kg/m^3 impacting with a tip onto gravel with mass density 1800 kg/m^3



03 | Penetration depth X_D , maximum impact force F_D , and penetration depth at maximum impact force, w_D , as functions of the indentation resistance of gravel; related to the considered design rockfall ($m = 10500$ kg, $h_f = 80$ m)

2.2 Probabilistic treatment of indentation resistance of gravel

The 5% and 95% quantiles of R , see (1), obtained from a statistical evaluation of real-scale impact tests onto gravel [3], allow for probability-based consideration of the indentation resistance of gravel: $R_{5\%}$ and $R_{95\%}$ are introduced as bounds of a design interval of R . Herein, the influence of the indentation resistance of gravel, considered within this interval, on the structural behavior will be investigated. The value of the indentation resistance yielding the largest loading of the pipe when subjected to a given rockfall (defined in terms of boulder mass and height of fall) cannot be identified a-priori: the smaller the indentation resistance, the larger the penetration depth, but the smaller the maximum impact force, and vice versa (Fig. 2). Therefore, several values of the indentation resistance, taken out of the interval $[R_{5\%}, R_{95\%}]$, must be investigated for probabilistic design of H .

2.3 Definition of design rockfall

Rockfalls are rare events. Hence, there is a lack of in-situ data. This renders rockfall characteristics such as boulder mass, boulder shape, location and mode of impact, as well as height of fall inaccessible by statistics. As a remedy, we define a relevant rockfall which is referred to as *design rockfall*. This procedure agrees with the design philosophy of EURO-CODE 1 [9]. In real-life design challenges, the design rockfall should be defined by a geologist, who takes into account the consequences of damage of the structure, the probability of rockfall, the feasibility of reducing the risk of rockfall, and the acceptable level of risk [9]. In this way, the specialist integrates, based on his experience, the level of uncertainties into the definition of the design rockfall which is no longer of probabilistic nature, but may be treated quasi-deterministically.

Herein, we deal with a design task which, albeit being realistic, is not directly linked to a real-life application: We consider a pipeline track passing along a very steep slope, from which a single boulder falls down and impacts vertically onto the overburden of the pipe. As regards boulder shape as well as location and mode of impact, we assume the particularly unfavorable case of an approximately cubic boulder impacting with a tip onto the overbur-

den, whereby the vertical impact axis crosses the horizontal axis of the pipe [3]. In detail, we define the design rockfall as the impact of a granite boulder (mass density 2700 kg/m³) with mass $m = 10500$ kg and height of fall $h_f = 80$ m. This refers to a quasi-deterministic, constant impact energy of 8324 kJ.

2.4 Effect of design rockfall: penetration depth and maximum impact force

Penetration depths X and maximum impact forces F resulting from the design rockfall, X_D and F_D , are estimated by means of the dimensionless design diagram of Fig. 1. Related results (Fig. 3) will be used to assess the pipeline protection capability of gravel layers of different thicknesses; namely, a standard thickness of 1 m (Section 3) and an increased thickness of 2.7 m (Section 4).

3. Assessment of standard thickness of gravel layer: $H = 1$ m

Pipelines are usually buried by a layer of sandy gravel, with a typical thickness of 1 m, in order to be protected from unauthorized persons. The capability of such a gravel layer to serve, in addition, as a protection system against the design rockfall is assessed in the following, by means of a real-scale impact test.

3.1 Real-scale impact test

An approximately cubic granite boulder with mass $m = 18260$ kg (characteristic size $d_c = 1.99$ m) was dropped in a real-scale impact test from $h_f = 18.85$ m (impact velocity $v_0 = 19.2$ m/s) such that it impacted with a tip above a steel pipe covered by a 1 m thick layer of gravel ($H = 1$ m). The penetration depth was measured as $X_{exp} = 0.89$ m. Insertion of these experimental values of m , v_0 , d_c and X_{exp} into the dimensionless design diagram of Fig. 1 yields an estimate of the maximum impact force as $F_{exp} = 11.7$ MN. Since $X_{exp} = 0.89$ m $<$ 1 m $= H$, the boulder came very close to the pipe, but boulder and pipe did not get in contact with each other. Nevertheless, the pipe underwent large elasto-plastic deformations in form of an oval dent reducing the vertical diameter beneath the impact area by approximately one third (Fig. 4). Such inelastic deformations are standardly considered as being unacceptable for day-to-day service of pipelines [9, 10].

3.2 Comparison with design rockfall

The design rockfall-related penetration depth $X_D(R)$ with $R_{5\%} \leq R \leq R_{95\%}$ (Fig. 3) is *always* larger than X_{exp} , the penetration depth measured in the real-scale test. The design rockfall-related maximum impact force $F_D(R)$ (Fig. 3) is either on the same order of magnitude or even larger than F_{exp} , the maximum impact force related to the real-scale impact test. Hence, no matter what indentation resistance R is chosen out of the interval bounded by the quantiles $R_{5\%}$ and $R_{95\%}$, the assessment of the 1 m thick gravel layer lets us expect that the influence of the design rockfall on the pipe is even more dramatic than the one observed in the real-scale impact test, characterized by large inelastic, *unacceptable* [9, 10] pipe deformations (Fig. 4). Accordingly, the standardly chosen burying depth of 1m does not provide satisfactory protection when the structure is hit by the design rockfall. Remarkably, since results from a suitable real-scale test were available, *no* FE analyses had to be carried out to draw this conclusion. This will be different in the subsequent section, where we assess a 2.7 m thick gravel layer by means of nonlinear FE analyses.

4. Assessment of increased thickness of gravel layer: $H = 2.7$ m

In this section, we investigate if a gravel layer of 2.7 m thickness provides effective protection of the pipe when the structure is hit by the design rockfall. Since a real-scale impact test, suitable for direct assessment (analogous to the one described in Section 3), is not at hand, several FE analyses based on different values of the indentation resistance of gravel are carried out.

4.1 Elasto-plastic 3D Finite Element (FE) model

As the basis for structural analyses, a 3D elasto-plastic FE model is used [7, 8]. Accounting for available symmetries, only one fourth of the entire structure is discretized (Fig. 5). The material beside and beneath the trench (Fig. 1) is represented by a Winkler foundation [11], modeled by bar elements representing linear springs (Fig. 5); assuming an almost rigid bedding of the trench, the modulus of subgrade reaction is set equal to 500 MN/m³

[8]. Steel is considered by means of small-strain von Mises elasto-plasticity [12, 13], with Young's modulus amounting to 210 GPa, Poisson's ratio of 0.3, and the uniaxial yield stress equal to 512 MPa [14]. Gravel and sand are modeled by a Cap Model [15, 16, 17], considering that (i) these materials are not able to carry tensile loads, (ii) shear failure occurs for distinctive deviatoric loading, and (iii) gravel and sand are characterized by a hardening behavior associated with compaction under predominantly volumetric loading, for details see [16, 17]; concerning identification of material parameters, see [7, 8].

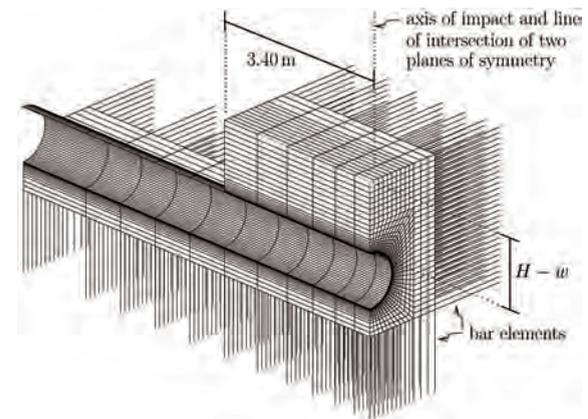
The penetration process of an impacting boulder into gravel is not modeled in detail. Instead, the height of the overburden H is reduced by the penetration depth at maximum impact force, w , and the maximum impact force F is applied at the surface of the 3D FE model, $H - w$ above the pipe (Fig. 5), in terms of an approximate stress distribution. The latter is computed by means of an axisymmetric linear elastic FE model [8].

Elastodynamic plane strain simulations, related to the plane perpendicular to the axis of the pipe, showed that the eigenfrequency of the hit structure amounts to approximately 70 Hz, which is significantly larger than the excitation frequency of rockfall, typically between 3 and 6 Hz [18]. This frequency range was derived from impact durations between 0.09 and 0.16 s, as measured in real-scale impact tests [3]. Since the eigenfrequency of the structure is by one order of magnitude larger than the characteristic excitation frequency of an impact, the dynamic magnification factor [19] is very close to one, and quasi-static analyses are expected to provide reliable approximations of the maximum loading of the structure. This was proven numerically, by comparing results from both dynamic and quasi-static plane strain analyses, which yielded estimates for the maximum pipe loading differing by less than 5% [18].

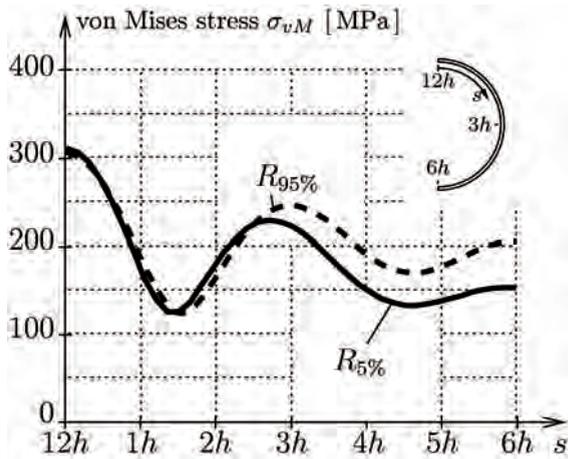
The predictive capabilities of the developed FE model were validated by means of *independent* sets of experiments [8], i.e. model development (including parameter identification) and model validation were strictly separated from each other. The independent real-scale test (validation experiment) consisted of



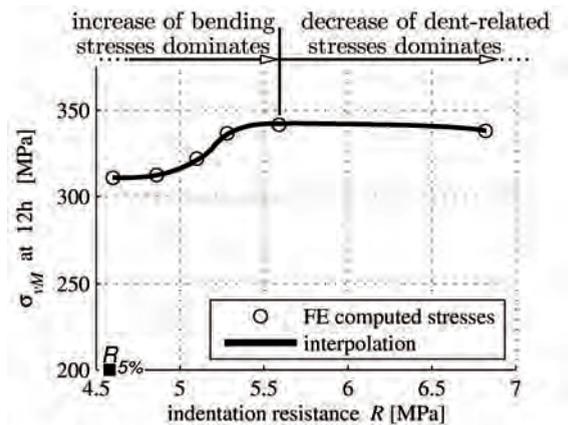
04 | View inside a (leak-proof) steel pipe after impact of an 18260 kg boulder dropped from a height of 18.85 m onto a gravel overburden of 1 m width: oval dent reducing the vertical diameter by approximately 30%



05 | Discretization used for validation of the FE model: the mesh consists of 8634 three-dimensional brick elements with trilinear shape functions for the displacements and 426 linear elastic bar elements representing a Winkler-type [11] support



06 | Effect of the considered design rockfall ($m = 10500$ kg, $h_f = 80$ m) on a pipe covered by a 2.7 m thick gravel layer: von Mises stress distribution along the inner surface of the pipe in the cross-section beneath the impact as a function of the indentation resistance of gravel (solid and dashed curves correspond to the 5% and the 95% quantile of R , respectively), predicted by the validated FE model (Fig. 5)



07 | Effect of the considered design rockfall ($m = 10500$ kg, $h_f = 80$ m) on a pipe covered by a 2.7 m thick gravel layer: von Mises stress at the 12h position at the inner surface of the pipe in the cross-section beneath the impact as a function of the indentation resistance of gravel, predicted by the validated FE model (Fig. 5)

a boulder with mass $m = 18260$ kg (characteristic size $d_c = 1.99$ m) which was dropped from a height $h_f = 18.85$ m (impact velocity $v_o = 19.2$ m/s) onto a pipe buried by $H = 2$ m gravel [8]. The measured penetration depth was equal to $X_{exp} = 0.85$ m. Model validation was carried out in a deterministic manner, i.e. all input values required for the related FE analysis (simulation for validation of the FE model) were set equal to *expected values*: As regards, e.g., estimation of the maximum impact force F and of the penetration depth at maximum impact force, w , the experimental values for m , v_o , d_c (see above) and the experimentally observed penetration depth $X_{exp} = 0.85$ m were used as input for the dimensionless design diagram (Fig. 1). The model was successfully validated, since FE-predicted stresses in the pipe agreed well with corresponding stresses derived from strain gauge measurements carried out in the validation experiment [8].

4.2 Design rockfall-related FE simulations for a gravel layer with thickness $H = 2.7$ m

As input for design rockfall-related FE analyses serve the maximum impact force and the penetration depth at maximum impact force (Fig. 4). In order to compare related results from FE analyses which were carried out based on the 5% and 95% quantiles of the indentation resistance of gravel, the distributions of von Mises stresses along the inner surface of the pipe, in the cross-section containing the impact axis, are discussed (Fig. 6): Though both investigated scenarios are notably different as regards penetration depth and maximum impact force (Fig. 3), the maximum loading of the pipe does not differ significantly. The simulation based on $R_{5\%}$ results, at the 12h position, in a von Mises stress slightly larger than the one based on $R_{95\%}$. The local stress maxima in the vicinities of the 3h and 6h positions, however, are larger for the 95% quantile than for the 5% quantile.

Since $R_{5\%}$ results in a larger stress maximum in the pipe than $R_{95\%}$, we proceed with investigating several values of the indentation resistance in the vicinity of $R_{5\%}$. Additional FE analyses show that the von Mises stress at 12h increases upon gradual magnification of R starting from $R_{5\%}$ (Fig. 7). At $R \approx 5.6$ MPa, the pipe loading reaches a global maximum, which is by 10% larger than the stress level

obtained for $R_{5\%}$. Hence, $R_{rel} \approx 5.6$ MPa is identified as the *relevant* value of R , for the design rockfall ($m = 10500$ kg, $h_f = 80$ m) and for $H = 2.7$ m. Remarkably, R_{rel} is not equal to one of the two quantiles $R_{5\%}$ and $R_{95\%}$, see (1). This confirms that the relevant value of R cannot be identified a-priori, but that several FE analyses resting on different values of R are indeed necessary to identify R_{rel} . Successive increase of R beyond 5.6 MPa yields a decrease of the maximum pipe loading, such that the von Mises stress at the 12h position reaches – as R becomes equal to $R_{95\%}$ – the stress level illustrated by the dashed line in Fig. 6.

The maximum von Mises stresses in the pipe are always in the range from 305 to 342 MPa, no matter what value for the indentation resistance is considered between the 5% and the 95% quantile of R (Figs. 6 and 7). Consequently, if the yield stress of the used pipe steel is distinctively larger (say equal to 500 MPa as is frequently the case in real-life applications [14]), the cover height of 2.7 m can be expected to provide sufficient protection against the design rockfall considered herein.

5. Summary and Conclusions

In this paper, the quasi-deterministic layout of rockfall protection layers was extended towards a semi-probabilistic design concept. Assessing uncertainties related to the input parameters required for structural analyses, both quantities with small scatter and with large scatter were identified. Strongly scattering quantities are (i) rockfall characteristics such as the mass of the boulder and the height of fall, and (ii) the indentation resistance of gravel, R . The scatter of all other input quantities is by orders of magnitude smaller. Consequently, these quantities were treated as deterministic.

The indentation resistance of gravel R was back-analyzed from a series of real-scale impact tests. Their statistical evaluation yielded estimates of the 5% and the 95% quantile of R , on a 95% confidence level. These quantiles allow for a probabilistic treatment of the indentation resistance of gravel. Rockfalls, however, are very rare events. Because of the resulting lack of in-situ data, both mass of the boulder and height of fall are inaccessible by

statistics. Consequently, they must be defined by a specialist, who takes into account the consequences of damage of the structure, the probability of rockfall, the feasibility of reducing the risk of rockfall, and the acceptable level of risk [9]. In this way, uncertainties are integrated into the definition of a *design rockfall* which is no longer of probabilistic nature, but may be treated quasi-deterministically. The combination of hardly scattering (*deterministic*) input quantities with distinctively scattering quantities which are either treated probabilistically (indentation resistance of gravel) or quasi-deterministically (mass of boulder and height of fall) justifies the term '*semi-probabilistic*' for the current design approach. The value of the indentation resistance which is relevant for the design of a rockfall protection layer cannot be identified a-priori, since the structural behaviour is non-linear. The smaller the indentation resistance of gravel, the smaller is the maximum impact force, but the larger is the penetration depth at maximum impact force, and vice versa. Hence, in cases where no suitable real-scale impact test is available for direct assessment of a specific rockfall, structural analyses based on different values of the indentation resistance of gravel in the range between the 5% and the 95% quantile are required for structural design. In the present case of a 'design rockfall' (defined as a 10500 kg boulder falling down from 80 m) onto a gravel layer of 2.7 m width, the maximum von Mises stresses in the pipe are always in the range from 305 to 342 MPa, independent of the value for the indentation resistance chosen between the 5% and the 95% quantile. If the yield stress of the steel used for the pipe is significantly larger (say equal to 500 MPa as is frequently the case), the gravel layer thickness of 2.7 m can be expected to be a sufficient protection measure against the design rockfall considered herein.

Acknowledgements

The authors are indebted to Christian Kropik for providing a computer code for the Cap Model [17], allowing for numerical simulation of the elasto-plastic behavior of gravel. Concerning realization of impact experiments, the efforts by Oswald Steiner, Manfred Unterluggauer, and Christian Stöckl, Transalpine

Ölleitung in Österreich Ges.m.b.H., by Josef Schedelberger and Hannes Mayer from Schedelberger Consulting (who also provided the photo reproduced in Fig. 4), and by Josef Schmöllnerl, Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, are gratefully acknowledged.

References

- [1] Swiss Association for soil- and rock-mechanics: „Instabilités de falaises rocheuses, chutes de blocs et ouvrages de protection – Steinschlag [Instabilities of rock faces, rockfalls, and protective structures]“, in: *Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches [Publications of the Swiss Association for soil- and rock-mechanics]*, vol. 135, 1997. (in French and German)
- [2] M. Montani Stoffel: *Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs [Dynamic loading of the overburden covering protection-sheds subjected to rockfall]*, PhD thesis, Swiss Federal Institute of Technology Lausanne, Lausanne 1998. (in French)
- [3] B. Pichler/C. Hellmich/H. Mang: „Impact of rocks onto gravel – design and evaluation of experiments“, in: *International Journal of Impact Engineering* 31 (5), 2005, pp. 559–578.
- [4] M. Forrestal/B. Altman/S. Cargile/S. Hanchak: „An empirical equation for penetration depth of ogive-nose projectiles into concrete targets“, in: *International Journal of Impact Engineering* 15 (4), 1994, pp. 395–405.
- [5] M. Forrestal/D. Frew/S. Hanchak/N. Brar: „Penetration of grout and concrete targets with ogive-nose steel projectiles“, in: *International Journal of Impact Engineering* 18 (5), 1996, pp. 465–476.
- [6] Li Q/Chen X: „Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile“, in: *International Journal of Impact Engineering* 28 (1), 2003, pp. 93–116.
- [7] B. Pichler: B (2003) *Parameter identification as the basis for prognoses in geotechnical engineering*, PhD thesis, Vienna University of Technology (TU Wien), Vienna 2003.



- [8] B. Pichler/C. Hellmich/H. Mang/J. Eberhardsteiner: „Loading of a gravel-buried steel pipe subjected to rockfall“, in: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)* 132 (11), 2006, pp. 1465–1473.
- [9] ENV 1991-2-7, Eurocode 1: Basis of design and actions on structures – Part 2-7: Accidental actions due to impact and explosion, European Committee for Standardization, European Prestandard, 1998.
- [10] ÖNORM B 5012: Statische Berechnung erdverlegter Rohrleitungen für die Wasserversorgung und Abwasser-Entsorgung [Structural design of buried water and sewerage pipelines], Standard, Österreichisches Normungsinstitut [Austrian Institute for Standardization] 2005. (in German)
- [11] E. Winkler: *Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik; für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architekten etc. [Lessons on elasticity and strength of materials: with special consideration of their application in technology; for polytechnical schools, building academies, engineers, mechanical engineers, architects, etc.]*, Dominicus, Prag 1857. (in German)
- [12] J. Lubliner: *Plasticity Theory*, New York 1990.
- [13] J. Simo/R. Taylor: „Consistent tangent operators for rate independent elastoplasticity“, in: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 48 (1), 1985, pp. 101–118.
- [14] EUROPIPE: Abnahmeprüfzeugnis nach ÖNORM EN 10204 [Inspection certificate according to ÖNORM EN 10204]. Zertifikat des Technischen Überwachungs-Vereins Österreich [Certificate of the Technical Inspection-Association of Austria], Europipe Deutschland GmbH 1993. (in German)
- [15] F. DiMaggio/I. Sandler: „Material models for granular soils“, in: *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 97 (3), 1971, pp. 935–950.
- [16] C. Kropik: *Three-dimensional elasto-viscoplastic finite element analysis of deformations and stresses resulting from the excavation of shallow tunnels*, PhD thesis, Vienna University of Technology (TU Wien), Vienna 1994.
- [17] C. Kropik/H. Mang: „Computational mechanics of the excavation of tunnels“, in: *Engineering Computations* 13 (7), 1996, pp. 49–69.
- [18] B. Pichler/C. Hellmich/J. Eberhardsteiner/H. Mang: „Semi-probabilistic design of rockfall protection layers“, in: *Computational Mechanics* 42 (2), 2008, pp. 327–336.
- [19] R. Craig/A. Kurdila: *Fundamentals of Structural Dynamics*, 2nd ed. Wiley, 2006.

Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Bernhard Pichler

Vienna University of Technology
Institute for Mechanics of Materials and Structures

a.o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Christian Hellmich

Vienna University of Technology
Institute for Mechanics of Materials and Structures

o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult.

Herbert Mang

Vienna University of Technology
Institute for Mechanics of Materials and Structures

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Josef Eberhardsteiner

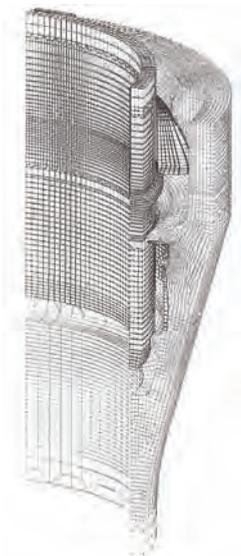
Vienna University of Technology
Institute for Mechanics of Materials and Structures

Numerische Simulationen in angewandten Forschungsprojekten des Bauwesens

Hermann Lehar, Yvonne Theiner, Bernhard Valentini, Günter Hofstetter



01 | Verlegung einer von der TRM AG produzierten Druckrohrleitung aus duktilem Gusseisen



02 | Ausschnitt aus dem FE-Modell einer längskraftschlüssigen Steckmuffenverbindung

1. Einleitung

Numerische Simulationen leisten neben den traditionellen analytischen und experimentellen Methoden in den Ingenieurwissenschaften einen wertvollen Beitrag zur Lösung anspruchsvoller Aufgaben der Ingenieurpraxis. Voraussetzungen für erfolgreiche numerische Simulationen sind die adäquate mathematische Modellierung des zu untersuchenden Problems und die Überprüfung von neuen numerischen Modellen durch Versuche. Der Einsatz von numerischen Simulationen in angewandten Forschungsprojekten des Bauwesens wird anhand von derzeit am Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre der Universität Innsbruck laufenden Projekten gezeigt. Diese umfassen die numerische Simulation des Tragverhaltens längskraftschlüssiger Steckmuffenverbindungen für modulare Rohrsysteme aus duktilem Gusseisen für sehr hohe Betriebsdrücke, die numerische Berechnung der Rissbildung in Stahlbetontragwerken, die mit einer Aufbetonschicht verstärkt wurden, und die numerische Prognose des Tragverhaltens eines Reaktorsicherheitsbehälters aus Spannbeton.

2. Numerische Simulation des Tragverhaltens längskraftschlüssiger Steckmuffenverbindungen für hohe Betriebsdrücke

Die Tiroler Röhren- und Metallwerke AG (TRM AG) stellt aus dem Ausgangswerkstoff Recyclingeisen Rohre aus duktilem Gusseisen für Druckrohrleitungen her. Die einzelnen Rohre werden auf der Baustelle mittels längskraftschlüssiger Steckmuffenverbindungen zu einem Rohrstrang verbunden (Abb. 1). Solche Rohrsysteme zeichnen sich durch vielfältige Einsatzgebiete aus, die von der kommunalen

Wasserversorgung über Beschneiungsanlagen [1] bis zu Turbinen- [2] und Löschleitungen reichen. Die Ziele eines von der TRM AG initiierten und von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) geförderten Forschungsprojekts, das gemeinsam mit dem Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre der Universität Innsbruck durchgeführt wird, umfassen die Entwicklung eines innovativen Rohrsystems mit längskraftschlüssiger Steckmuffenverbindung, das sich durch deutlich höhere zulässige Betriebsdrücke von bis zu 150 bar, möglichst geringen Materialeinsatz, höhere Abwinkelbarkeit, einfachere Herstellung der Verbindung der einzelnen Rohre auf der Baustelle, beschichtungsfreundlichere Geometrie des inneren Muffenbereiches und geringere Montagekräfte auszeichnet.

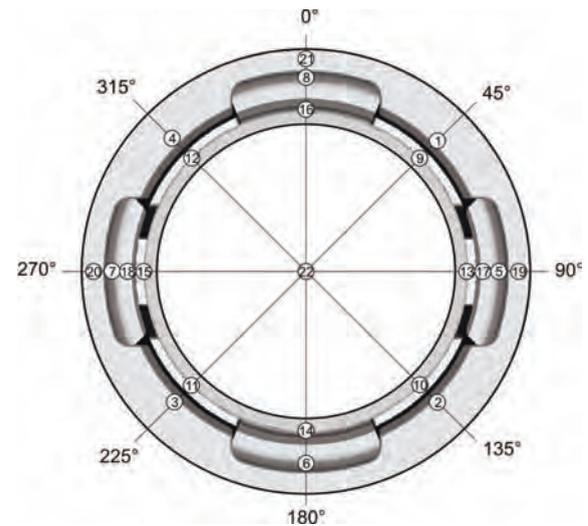
Zur Entwicklung der neuen Steckmuffenverbindung wird ein auf der Methode der finiten Elemente beruhendes Entwicklungswerkzeug erstellt, mit dem das Tragverhalten einer solchen Verbindung bis zum Eintritt des Versagens numerisch simuliert werden kann. Aufgrund der sehr komplizierten geometrischen Eigenschaften der Steckmuffenverbindung ist eine sehr feine Diskretisierung des Muffenendes, des Spitzendes, der Kraftübertragungselemente und des Dichtungsringes mit dreidimensionalen finiten Elementen erforderlich (Abb. 2). Weiters muss der Kontakt zwischen den einzelnen Bauteilen berücksichtigt werden. Begleitend zu den numerischen Simulationen werden auch experimentelle Untersuchungen der neuen Steckmuffenverbindung durchgeführt. Bei der Lagerung der Rohrabschnitte wird darauf geachtet, dass die freie Verschieblichkeit des Probekörpers in Axialrichtung gewährleistet ist. Das Tragverhalten der Steckmuffenverbindung unter

steigendem Innendruck wird messtechnisch überwacht. Dazu werden an den Rohren und an den Riegeln Dehnmessstreifen (Nummer 1 bis 18 in Abb. 3) appliziert. Um die Verschiebung der Muffe und die zu erwartende Abwinkelung relativ zum Einsteckende aufzeichnen zu können, werden drei induktive Wegaufnehmer angebracht (Nummer 19 bis 21 in Abb. 3). Im Rahmen der Versuche wird ein Innendruck von 100 bar aufgebracht. Die an vier um jeweils 90° versetzten Messpunkten (MP 5 bis 8) an der Innenseite der Muffe gemessenen Dehnungen in Umfangsrichtung belegen, dass die Muffe über den Umfang gleichmäßig beansprucht wird (Abb. 4), und auch der hier nicht dargestellte Vergleich der berechneten und gemessenen Dehnungen zeigt eine gute Übereinstimmung. Somit kann mit dem entwickelten Simulationswerkzeug der Aufwand für die zeit- und kostenintensive Herstellung von Prototypen zur experimentellen Überprüfung des Tragverhaltens der neuen Steckmuffenverbindung entscheidend reduziert werden [3].

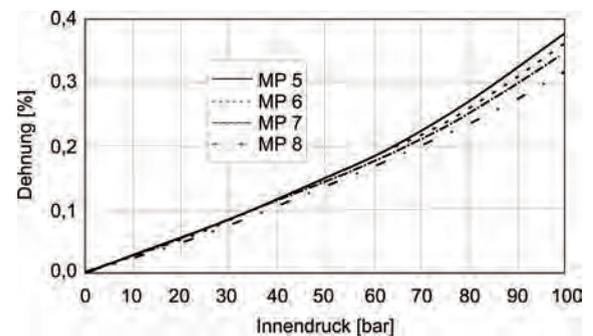
3. Numerische Simulation der Rissbildung in mit einer Aufbetonschicht verstärkten Stahlbetontragwerken

Bedingt durch die steigende Verkehrsbelastung und das hohe Durchschnittsalter von Brückentragwerken kommt Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen von bestehenden Tragwerken große Bedeutung zu. Als wirtschaftliche Methode zur Ertüchtigung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken hat sich die Verstärkung eines bestehenden Tragwerks mittels einer Aufbetonschicht erwiesen. Die kraftschlüssige Verbindung zwischen dem bestehenden Tragwerk und der Aufbetonschicht wird gemäß dem Entwurf der RVS 15.02.34 [4] durch eine qualitativ hochwertige

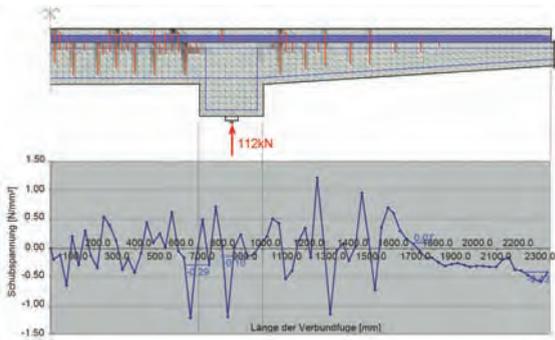
Verbundfuge gewährleistet, wobei die Randbereiche immer durch Verbindungsmittel zu sichern sind und in den übrigen Bereichen Verbindungsmittel je nach statischer Anforderung zu verwenden sind. Da die Verdübelung mit einem hohen Arbeits- und Kostenaufwand verbunden ist, werden vermehrt Anstrengungen unternommen, die Zahl der Dübel zu reduzieren bzw. in manchen Bereichen auf die Verdübelung zu verzichten. Versuche von mit Aufbeton verstärkten Bauteilen ohne Verdübelung sind z. B. in [5] und [6] dokumentiert. Wenn keine Dübel verwendet werden, wird das Tragverhalten der Fuge zwischen Alt- und Aufbeton im Wesentlichen durch Adhäsion und Reibung bestimmt. In diesem Fall ist der Dauerhaftigkeit des Verbundes zwischen Alt- und Aufbeton besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Da die Tragfähigkeit der Verbundfuge von einer großen Zahl von Einflussgrößen abhängt [7], leisten in Verbindung mit Versuchen durchgeführte numerische Untersuchungen und Parameterstudien einen wertvollen Beitrag zum Verständnis des Tragverhaltens der Verbundfuge. Im Rahmen eines Straßenforschungsprojekts [6] wurde am Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre der Universität Innsbruck ein numerisches Modell zur Untersuchung des Tragverhaltens von mit einer Aufbetonschicht verstärkten Tragwerken erstellt. Es wurden drei verschiedene Ausführungen von Aufbetonschichten untersucht und zwar (i) eine schlaff bewehrte Aufbetonschicht, (ii) eine unbewehrte Aufbetonschicht und (iii) eine faserbewehrte Aufbetonschicht. Dabei wurden jeweils bereits vorhandene Risse im zu verstärkenden Tragwerk, das Trocknungsschwinden der Aufbetonschicht sowie das Verhalten des verstärkten Tragwerks bis zum Versagen numerisch simuliert und mit Ergebnissen von



03 | Positionsangabe der Dehnmessstreifen und induktiven Wegaufnehmer



04 | Gemessene Dehnungen in Umfangsrichtung in den Messpunkten MP 5 bis MP 8



05 | Schubspannungsverlauf in der Fuge der mit einer schlaff bewehrten Aufbetonschicht verstärkten Versuchsplatte kurz vor Erreichen der Traglast unter Berücksichtigung der Rissbildung

Traglastversuchen an Modellen von mit einer Aufbetonschicht verstärkten Kragplattenstreifen eines Brückentragwerks im Maßstab 1:2 verglichen. Die Rissbildung im Alt- und Aufbeton wurde mit einem Rissmodell mit verzögert eingebetteten Diskontinuitäten simuliert [8]. Bei den in einigen kommerziellen Finite-Elemente-Programmsystemen implementierten verschmierten Rissmodellen (smeared crack models) wird die Kontinuität des Verschiebungsverlaufes an der Stelle eines Risses aufrechterhalten und die Rissbildung nur durch die Änderung der Steifigkeit und Festigkeit des Betons erfasst. Die Rissbreiten können im Rahmen dieses Rechenmodells deshalb nur näherungsweise aus den fiktiven Rissdehnungen rückgerechnet werden.

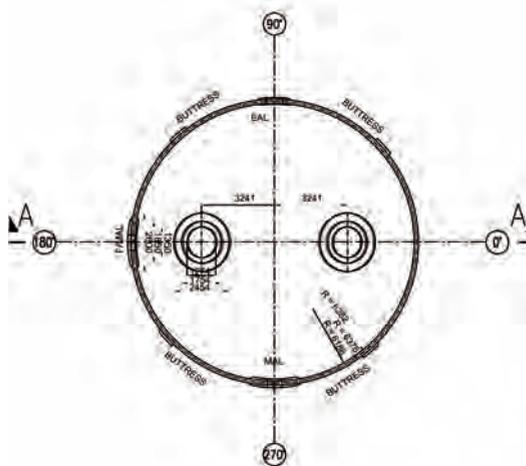
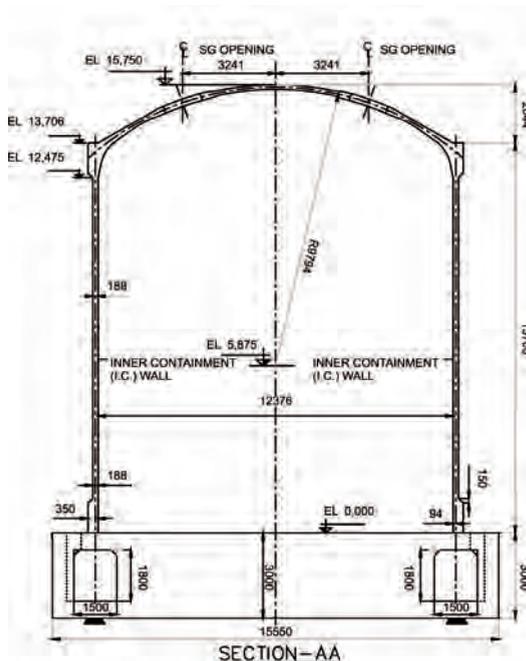
Mit den sogenannten gemischten Rissmodellen (mixed models) wird die Idee verfolgt, mithilfe zusätzlicher Freiheitsgrade eine Diskontinuität an einer beliebigen Stelle und mit einer beliebigen Orientierung innerhalb eines finiten Elementes einzubetten. Damit wird es möglich, die Diskontinuität der Verschiebungen benachbarter Rissufer zu erfassen und somit die Rissweite direkt zu prognostizieren. Für die numerische Simulation des Tragverhaltens der Versuchsplatten wird ein im Rahmen des Konzepts der finiten Elemente mit eingebetteten Diskontinuitäten formuliertes Rissmodell mit einem verschmierten Rissmodell kombiniert. Die Kombination der beiden Rissmodelle ermöglicht eine wirklichkeitsnähere Modellierung der Rissbildung, beginnend mit der mittels eines verschmierten Rissmodells abgebildeten Schädigung in Form von verteilten Mikrorissen und dem späteren Übergang zu einem mittels einer eingebetteten Diskontinuität modellierten makroskopischen Riss. Im Rahmen dieses als Rissmodell mit verzögert eingebetteten Diskontinuitäten bezeichneten Modells wird eine Diskontinuität erst dann eingebettet, wenn die aus der fiktiven Rissdehnung des verschmierten Rissmodells berechnete Rissöffnung einen bestimmten Grenzwert überschreitet.

Auf der Grundlage dieses Rechenmodells wurde die Beanspruchung der Fuge zwischen der ursprünglichen Fahrbahnplatte und der Aufbetonschicht untersucht, insbesondere die Verteilung und Größe der Schubspannungen in der Fuge unter Berücksichtigung der Rissbildung im Alt- und Aufbeton. Die nicht-

linearen FE-Berechnungen zeigen, dass infolge der Rissbildung in der Aufbetonschicht der anfänglich glatte Verlauf der Schubspannungen längs der Fuge zwischen Alt- und Aufbeton in einen unregelmäßigen Verlauf mit Nulldurchgängen an den Stellen der Risse und dazwischen liegenden Extremwerten übergeht (Abb. 5). Letztere sind wesentlich größer als die Werte der Schubspannungen im ungerissenen verstärkten Plattenbalken. Trotzdem erreichten sie in den Versuchen an den Modellen von Plattenstreifen nicht die Scherfestigkeit, weshalb in diesen Versuchen auch kein Versagen der Fuge zwischen Alt- und Aufbeton auftrat.

4. Numerische Prognose des Tragverhaltens eines Reaktorsicherheitsbehälters

Das Bhabha Atomic Research Centre (BARC) of India und die Nuclear Power Corporation of India haben Forschergruppen eingeladen, an einem internationalen Wettbewerb zur Prognose des Tragverhaltens des primären Sicherheitsbehälters eines 540 MWe Druck-Schwerwasserreaktors teilzunehmen. Dieses Sicherheitsbauwerk besteht bei diesem indischen Kernreakortyp aus zwei Sicherheitsbehältern. Der primäre (innere) Sicherheitsbehälter ist ein Schalenträgerwerk aus Spannbeton und der sekundäre (äußere) Sicherheitsbehälter ein Schalenträgerwerk aus Stahlbeton. Im Störfall sollen diese Behältnisse den Austritt von radioaktiven Stoffen in die Atmosphäre verhindern. Ein solcher Störfall wäre zum Beispiel der Verlust von Flüssigkeit bzw. Dampf in einem der Kernreaktor-Kreisläufe oder der Bruch einer Druckwasserleitung des Hauptkühlkreislaufs, welcher einen Überdruck im Inneren des Reaktorsicherheitsbehälters erzeugen würde. Die Sicherheitsbehälter sind dahingehend bemessen, dass bei speziellen Bemessungslastfällen, wie zum Beispiel Unfällen oder Erdbeben, kein Strukturversagen auftritt und die Funktionalität, d. h. die Dichtigkeit des Sicherheitsbehälters, gewährleistet ist. Wenn der Druck im Inneren des Sicherheitsbehälters über den Bemessungsdruck ansteigt, so treten zuerst Zugspannungen an der Schalenninnenseite bzw. Schalenaußenseite im Beton auf. Bei weiterem Druckanstieg beginnt der Beton zu reißen, und es bilden sich Risse von der inneren zur äußeren Scha-



06 | Schnitte durch das Modell des Reaktorsicherheitsbehälters

lenoberfläche aus. In weiterer Folge treten plastische Verformungen in der Bewehrung und den Vorspannkabeln auf. Schlussendlich versagt die Struktur durch das Reißen von Vorspannkabeln. Bei einigen Reaktorsicherheitsbehältern wird die Dichtheit des Behälters noch durch eine zusätzliche Dichtungsschicht an der Innenseite der Betonschale erhöht. Eine derartige zusätzliche Dichtungsschicht kommt jedoch beim hier untersuchten Modell nicht zur Anwendung.

Neben dem Team des Arbeitsbereichs für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre der Universität Innsbruck nehmen weitere 12 Teams aus Finnland (1 Teilnehmer), Frankreich (2), Indien (5), Südkorea (2), Tschechien (1) und dem Vereinigten Königreich Großbritannien und Nordirland (1) an diesem Wettbewerb teil. Von den Teilnehmern an diesem Wettbewerb werden auf computerbasierten numerischen Simulationen beruhende Prognosen über die Tragfähigkeit dieser Struktur erstellt. Diese Prognosen werden in Indien durch einen Großversuch an einem Modell des primären Sicherheitsbehälters im Maßstab 1:4 überprüft. Das Spannbeton-Schalentragwerk des primären Sicherheitsbehälters besteht aus einem Zylinder und einer Kugelkalotte, die mittels eines Versteifungsringes verbunden sind. Die in der Zylinderschale angeordnete Hauptluftschleuse, Betankungsschleuse und Notfalls-Luftschleuse sowie die in der Kugelkalotte angeordneten Öffnungen für die Einbringung der Dampfgeneratoren erfordern besondere Berücksichtigung bei der Anordnung der Bewehrung und Spannglieder und erhöhen deshalb wesentlich die Komplexität dieses Tragwerks (Abb. 6). Zur Verankerung der in Umfangsrichtung verlaufenden Spannglieder sind in der Zylinderschale des Sicherheitsbehälters vier vertikale Versteifungsrippen angeordnet. Die vertikal verlaufenden Spannglieder werden im Fundament und im Versteifungsring, der die Zylinderschale und die Kugelkalotte verbindet, verankert. Der Durchmesser des Modells beträgt etwa 12 Meter, die Höhe ca. 16 Meter, die Dicke der Zylinderschale 188 mm und die Dicke der Kugelkalotte 164 mm. Im Versuch wird der Innendruck bis zum Eintritt des Versagens gesteigert und das Struktur- und Materialverhalten während des Versuches mit mehr als 1.100 Sensoren aufgezeichnet. Die abgegebenen Prognosen

der Teilnehmer an diesem Wettbewerb werden von den indischen Organisatoren des Wettbewerbs mit den Versuchsergebnissen verglichen. Damit lässt sich die Leistungsfähigkeit und Genauigkeit von Rechenmodellen zur numerischen Simulation des Verhaltens solcher Tragwerke unter außergewöhnlichen Belastungen überprüfen und bewerten. Durch das den Traglastversuch begleitende umfassende Messprogramm werden wertvolle Messdaten gewonnen, die den Teilnehmern zur Weiterentwicklung der von ihnen für die Prognosen verwendeten Rechenmodelle zur Verfügung gestellt werden.

Das am Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre der Universität Innsbruck erstellte Rechenmodell basiert auf der Methode der finiten Elemente und besteht aus 37.000 finiten Elementen mit insgesamt 875.000 Freiheitsgraden. Die unterschiedlichen Richtungen der schlaffen Bewehrung und Spannkabel, die verschiedenen Durchmesser der Bewehrung und die unterschiedlichen Abstände zwischen den Bewehrungsstäben und den Spannkabeln werden in den verwendeten Schalenelementen berücksichtigt. Hierzu wird jedem Schalenelement ein spezifischer Schichtaufbau über die Querschnittsdicke zugeordnet, welcher die Eigenschaften der einzelnen Lagen der schlaffen Bewehrung und Spannkabel wiedergibt. In der numerischen Berechnung wird nach Aufbringen des Eigengewichts und der Vorspannung der Innendruck so lange erhöht, bis die Traglast des Reaktorsicherheitsbehälters erreicht ist. Aufgrund des nichtlinearen Tragverhaltens wird in der numerischen Simulation die Belastung in kleinen Schritten auf die Struktur aufgebracht und für jeden Lastschritt iterativ die Gleichgewichtslage bestimmt. Die Berechnung wurde am Hochleistungsrechner Compute-Server – SGI Altix 350 der Universität Innsbruck durchgeführt, wobei aufgrund der Größe und Komplexität des numerischen Modells eine parallelisierte Berechnung mittels mehrerer Prozessoren vorgenommen wurde. Die Ergebnisse der numerischen Simulation sind in Abbildung 7 dargestellt. Unter dem Bemessungswert des Innendruckes (Abb. 7a) treten nur geringe Schädigungen des Betons durch Rissbildung in der Zylinderschale im Bereich der Lagerung und in den an den Versteifungsring angrenzenden Be-



07 | Schädigung durch Rissbildung (dargestellt in unterschiedlichen Farbtönen) und überhöht dargestellte Verformung des Reaktorsicherheitsbehälters (a) unter dem Bemessungswert des Innendruckes p (oben), (b) unter $2,0 p$ (Mitte) und (c) kurz vor dem Versagen unter $2,9 p$ (unten)



reichen auf. Auch unter dem doppelten Wert des Bemessungsdrucks sind weite Bereiche des Behälters noch frei von Rissen. Die noch geringe Schädigung hat sich im Wesentlichen nur in der Umgebung der Öffnungen ausgebreitet (Abb. 7b). Bei weiterer Steigerung des Innendrucks ist jedoch eine starke Ausbreitung der geschädigten Bereiche festzustellen, bis schließlich unter dem 2,9-fachen Wert des Bemessungsdrucks (Abb. 7c) weite Bereiche des Behälters stark beschädigt sind und der Sicherheitsbehälter bei geringfügiger weiterer Steigerung der Belastung versagt. Der für dieses Modell eines Reaktorsicherheitsbehälters geplante Traglastversuch wird zeigen, wie gut die Ergebnisse der numerischen Simulation mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen.

Literatur

- [1] E. Titze: „Duktile Gussrohre für Beschneidungsanlagen“, in: *Gussrohrtechnik* 37, 2003, S. 13 ff.
- [2] E. Titze: „Extreme Belastungen – Planung und Bau einer Turbinenrohrleitung aus duktilen Gussrohren unter Berücksichtigung bruchmechanischer Bemessungsverfahren“, in: *Gussrohrtechnik* 32, 1997, S. 58 ff.
- [3] H. Lehar/Y. Theiner/G. Niederwanger/G. Hofstetter: „Development of pipelines for high operating pressures“, in: E. Bauer/S. Semprich/G. Zenz (Eds.): *Proceedings of the 2nd International Conference on Long Term Behavior of Dams (LTBD09)*, Graz 2009, S. 213–217.
- [4] RVS 15.02.34: „Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten“, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Entwurf, 5.3.2009.
- [5] K. Kernbichler/J. Linder/H. Hartl: „Tragverhalten nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten“, in: *Straßenforschungsheft* 565, 2007.
- [6] „Verbundkonstruktionen für Tragwerksverstärkungen und Fahrbahnen auf Brücken“, Endbericht über die Versuchs- und Berechnungsergebnisse für das Straßenforschungsvorhaben 3.321, Universität Innsbruck, August 2008.
- [7] N. Randl/K. Zilch/A. Müller: „Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit

längsschubbeanspruchter Fuge. Vergleichende Beurteilung aktueller Konzepte für die Baupraxis“, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 103, 2008, S. 482–497.

- [8] Y. Theiner/G. Hofstetter: „Numerical prediction of crack propagation and crack widths in concrete structures“, in: *Engineering Structures* 31, 2009, S. 1832–1840.

Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.

Hermann Lehar

Leopold-Franzens-Universität Innsbruck
 Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften
 Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre

Dr.

Yvonne Theiner

Leopold-Franzens-Universität Innsbruck
 Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften
 Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre

Dipl.-Ing.

Bernhard Valentini

Leopold-Franzens-Universität Innsbruck
 Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften
 Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre

o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.

Günter Hofstetter

Leopold-Franzens-Universität Innsbruck
 Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften
 Arbeitsbereich für Festigkeitslehre, Baustatik und Tragwerkslehre

Einige Aufgabenstellungen der modernen Baudynamik

Christoph Adam

Kurzfassung

In diesem Beitrag werden einige Aufgabenstellungen des immer mehr an Bedeutung gewinnenden Gebietes der Baudynamik aufgezeigt und diskutiert. Es wird dabei Bezug genommen auf ingenieurmäßige Anwendungen, Entwicklungen und Forschungsleistungen, die vom Ingenieurbüro Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH (FCP) und der Tochterfirma Vienna Consulting Engineers (VCE) in der Baudynamik erbracht worden sind.

1. Einleitung

Die Baudynamik befasst sich mit dem dynamischen Verhalten von Baukonstruktionen. Im Unterschied zu statischen oder quasistatischen Problemstellungen bekommt in der Dynamik die Trägheit bewegter Massen bei Geschwindigkeitsänderungen bedeutenden Einfluss auf die Spannungs- und Deformationsverteilung. Baudynamische Aufgaben umfassen unter anderem die Erdbebensicherheit von Bauwerken, Maßnahmen zur Reduktion bzw. Verhinderung von Schwingungen (Schwingungstilgung, Schwingungsisolierung und Schwingungsdämpfung) schlanker Tragwerke wie Brücken, Schornsteine, Masten, Stoßprobleme, Zustandserhebung und Überwachung von Bauwerken mithilfe dynamischer Methoden, Vorhersage der Erschütterungsausbreitung in Bauwerken und die Schwingungsmesstechnik inklusive Messdatenauswertung.

Im letzten Jahrzehnt hat sich die Baudynamik von einem Randfeld des konstruktiven Ingenieurbaus zu einem Anwendungsgebiet entwickelt, mit dem immer mehr Bauingenieurinnen und Bauingenieure konfrontiert werden. Die Gründe für diese Entwicklung können wie folgt zusammengefasst werden:

- Neue Materialien und verfeinerte Berechnungsverfahren erlauben den Bau von immer schlankeren und damit in vielen Fällen auch schwingungsanfälligeren Tragwerken.
- Auf der Einwirkungsseite ist bisher die Gefahr dynamischer Lasten unterschätzt worden. Dies trifft in Österreich vor allem auf den Lastfall Erdbeben zu. Weitere baudynamische Lastfälle sind Explosionen, Kollisionen, Wind, Verkehr, Personen, Geläute in Glockentürmen und laufende Unwuchten in Maschinen.
- Mit einer verbesserten und vor allem kostengünstigeren Messtechnik kann der aktuelle Zustand eines Tragwerks mithilfe baudynamischer Verfahren effizient und wirklichkeitsnah beurteilt werden.

Nachstehend wird zuerst die mechanische Modellbildung für einfache schwingungsfähige Systeme erläutert, und darauf aufbauend werden die charakteristischen Kennwerte für die dynamische Strukturantwort vorgestellt. Anschließend werden exemplarisch einige Anwendungen der Baudynamik mit Bezug auf Leistungen des Ingenieurbüros Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH (FCP) und der Tochterfirma Vienna Consulting Engineers (VCE) beschrieben.

2. Mechanische Modellbildung bei baudynamischen Problemstellungen

2.1 Linearer Einmasseschwinger

Der in Abbildung 1 (c) gezeigte lineare Einmasseschwinger ist das einfachste mechanische Modell zur Beschreibung von Bauwerksschwingungen. Der lineare Einmasseschwinger besteht aus einer Punktmasse m , einer masselosen Feder mit linearer Kennlinie

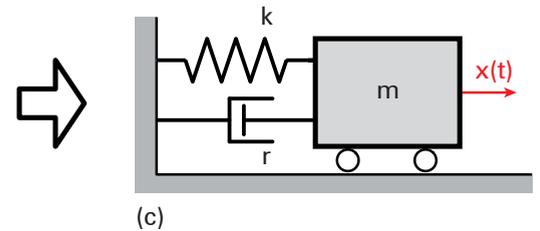
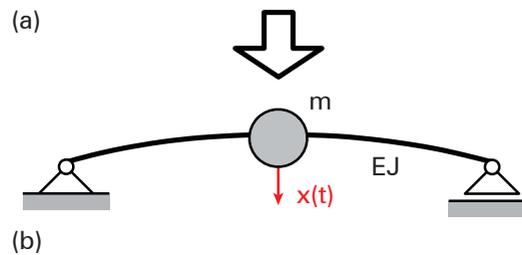
der Steifigkeit k und einem viskosen geschwindigkeitsproportionalen Dämpfer mit der Dämpferkonstante r . Die Lagekoordinate $x(t)$ dieses Systems mit einem dynamischen Freiheitsgrad legt die Bewegung der Punktmasse fest.

Bei einfachen schwingungsfähigen Strukturen wird die dynamisch wirksame Masse zur Punktmasse m zusammengefasst, und aus den elastischen Eigenschaften und der Geometrie wird die Ersatzfedersteifigkeit k berechnet. Die in der Realität immer vorhandene Dämpfung (Reibung, Luftwiderstand etc.), welche mechanische Energie in Wärme umwandelt, wird durch den viskosen geschwindigkeitsproportionalen Dämpfer mit der Dämpferkonstante r beschrieben.

Bei dem in Abbildung 1 (a) exemplarisch dargestellten Beispiel einer Fußgängerbrücke wird für baudynamische Berechnungen der Brückenträger als beidseitig gelenkig gelagerter Träger mit der Biegesteifigkeit EJ modelliert. Der Punktmasse m in Trägermitte wird die halbe Masse des Tragwerkes zugewiesen. Anschließend wird aus dem elastischen Träger eine Ersatzfedersteifigkeit berechnet, indem die statische Durchbiegung in Trägermitte infolge einer vertikalen mittig angreifenden Einzelkraft berechnet wird. Der Proportionalitätsfaktor zwischen der Durchbiegung und der Kraft entspricht der inversen Ersatzfedersteifigkeit $1/k$. In Abhängigkeit von Material (hier Brettschichtholz), Konstruktion und Art der Auflager kann die Dämpfungskonstante r mithilfe von Tabellenwerken (z. B. [1]) abgeschätzt werden. Die Parameter (m , k und r) des in Abbildung 1 (c) gezeigten Einmasseschwingers sind somit bestimmt. Unter zeitlich veränderlichen Einwirkungen (z. B. Fußgänger) wird die Brücke zu vertikalen Schwingungen angeregt, die durch die verti-



Fußgängerbrücke

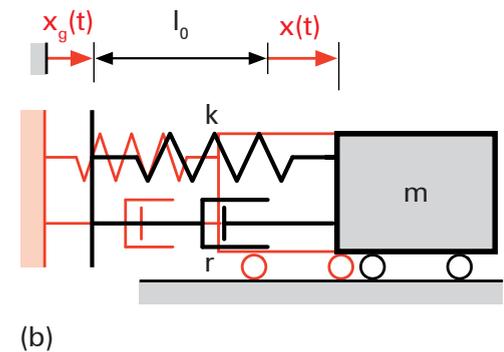
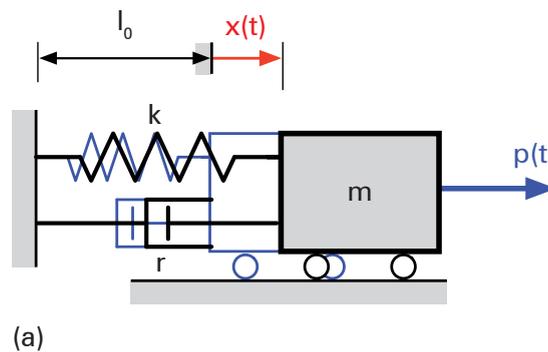


kale Lagekoordinate $x(t)$ der Punktmasse beschrieben werden.

Die Schwingung eines Bauwerkes wird durch eine Störung des Gleichgewichtszustandes verursacht. Es wird dabei zwischen der

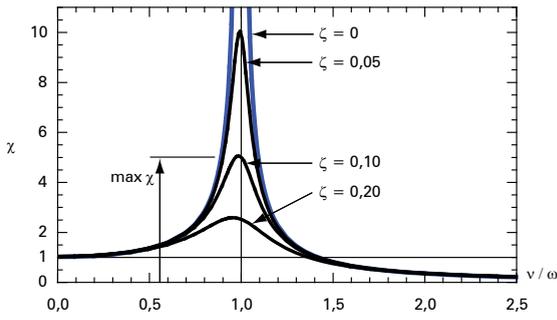
- freien Schwingung und der
- erzwungenen Schwingung unterschieden [2].

01 | (a) Fußgängerbrücke, (b) zugehöriges einfachstes mechanisches Modell für dynamische Berechnungen, (c) linearer Einmasseschwinger

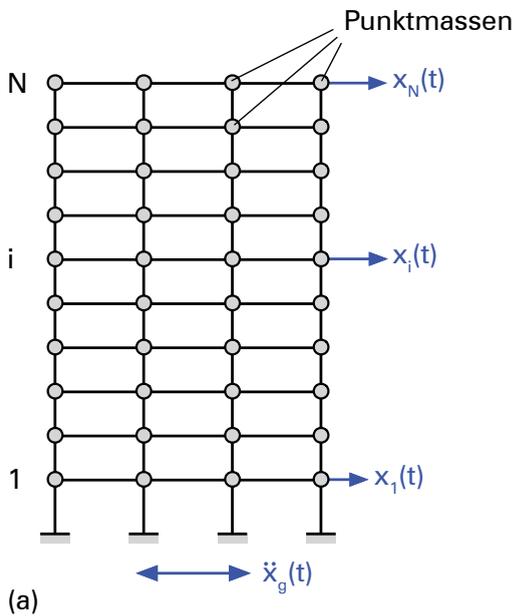


Die freie Schwingung wird durch eine Anfangsstörung (Anfangsauslenkung und Anfangsgeschwindigkeit) zu Beobachtungsbeginn induziert. Der weitere Bewegungsablauf ist dann allein durch die Systemparameter (m , k , r) bestimmt.

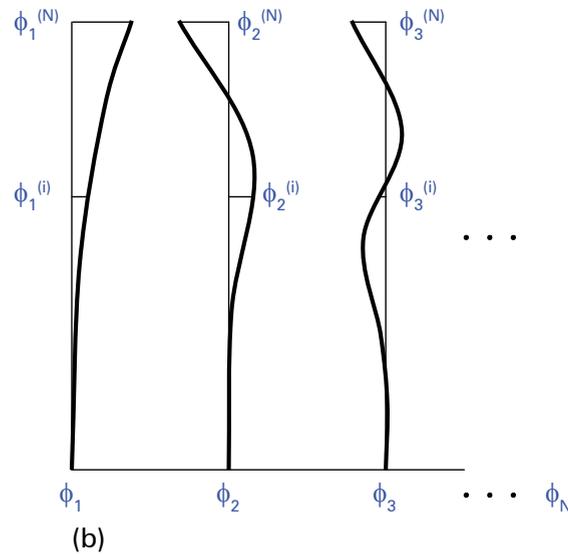
02 | (a) Kräfteerregter Einmasseschwinger, (b) wegerregter Einmasseschwinger



03 | Amplitudenfrequenzgang des Einmassenschwingers für Kraftanregung



04 | (a) Wegerregter ebener Rahmen, (b) zugehörige Eigenschwingungsformen



$$(1) \quad m \ddot{x} + r \dot{x} + k x = \begin{cases} p & \text{Kraftanregung} \\ -m \ddot{x}_g & \text{Weganregung} \end{cases}$$

Bei Weganregung erfolgt die dynamische Einwirkung über eine vorgegebene Auflagerbeschleunigung \ddot{x}_g . Die Lagekoordinate x ist in diesem Fall die Auslenkung der Punktmasse relativ zum bewegten Auflager, vergleiche mit Abbildung 2 (b). Division von Gleichung (1) durch die Masse m liefert [3]:

$$(2) \quad \ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x = \begin{cases} p/m & \text{Kraftanregung} \\ -\ddot{x}_g & \text{Weganregung} \end{cases}$$

Man erkennt, dass bei gegebener (normierter) Anregung \ddot{x}_g bzw. p/m die Schwingungsantwort nur von den beiden charakteristischen

dynamischen Systemparametern ω und ζ abhängig ist. ω ist dabei die Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Systems, und ζ stellt das Lehrsche Dämpfungsmaß dar:

$$(3) \quad \omega = \sqrt{k/m}, \quad \zeta = \frac{r}{2m\omega}$$

Die Lösung der Bewegungsgleichungen (2) kann sowohl im Zeitbereich als auch im Frequenzbereich erfolgen. Für weitere Ausführungen wird auf die Literatur verwiesen, siehe z. B. [4]. Im eingeschwungenen Zustand antwortet der Einmassenschwinger auf eine harmonische Anregung mit einer gewissen Erregerkreisfrequenz ν wieder harmonisch mit derselben Frequenz ν .

Wird die Amplitude der eingeschwungenen Antwort auf die statische Auslenkung bezogen, erhält man die dynamische Vergrößerungsfunktion χ . Die grafische Darstellung von χ als Funktion des Frequenzverhältnisses ν/ω wird Amplitudenfrequenzgang genannt [2, 3]. Abbildung 3 zeigt Amplitudenfrequenzgänge des krafterregten Einmassenschwingers für unterschiedliche Dämpfungskoeffizienten ζ . Man erkennt, dass Resonanz (d. h. ein maximaler Wert für die dynamische Vergrößerungsfunktion) dann auftritt, wenn die Erregerkreisfrequenz ν und die Eigenkreisfrequenz ω ungefähr gleich groß sind: $\nu/\omega \approx 1$. Bei einer Dämpfung $\zeta = 5\%$ beträgt die maximale dynamische Vergrößerung $\max \chi \approx 10$, bei $\zeta = 10\%$ ist $\max \chi \approx 5$.

2.2 Linearer Mehrmassenschwinger

Bei großen Systemen wird die Masse auf mehrere Punktmassen aufgeteilt. Als Beispiel wird ein N -geschoßiges Rahmentragwerk betrachtet (siehe Abbildung 4 [a]), wo die Masse der Decken, Wände, Stützen, Träger etc. geschoßweise zu Punktmassen zusammengefasst und den Rahmenknoten zugewiesen wird. Der Satz von Bewegungsgleichungen dieses Mehrmassenschwingers mit N dynamischen Freiheitsgraden unter Weganregung kann wie folgt ausgedrückt werden [4, 5]:

$$(4) \quad \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = -\mathbf{M} \mathbf{e} \ddot{x}_g$$

Im Vektor \mathbf{x} sind die N (relativ zum Fundament gemessenen) Geschoßverschiebungen

zusammengefasst, \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} sind die Massenmatrix, Dämpfungsmatrix und Steifigkeitsmatrix der Dimension $N \times N$, \mathbf{e} ist für dieses Tragwerk der Einheitsvektor der Länge N , und \ddot{x}_g ist eine vorgegebene Bodenbeschleunigung. Aus der homogenen und ungedämpften Form von Gleichung (4) werden die N Eigenkreisfrequenzen ω_i , $i = 1, \dots, N$ und N zugehörigen Eigenschwingungsformen ϕ_i , $i = 1, \dots, N$ der Struktur berechnet. In Abbildung 4 (b) sind die zur Grundkreisfrequenz ω_1 zugehörige Grundschwingungsform ϕ_1 und die beiden ersten Oberschwingungsformen ϕ_2 und ϕ_3 des in Abbildung 4 (a) gezeigten Rahmens dargestellt. Für die Bestimmung der dynamischen Antwort infolge der zeitlich veränderlichen Einwirkung wird der Vektor der Lagekoordinaten \mathbf{x} nach den Eigenschwingungsformen modal entwickelt, und man erhält daraus weiter einen Satz von N gewöhnlichen Differentialgleichungen für modale Koordinaten in Form des Einmasseschwingers. Die Dämpfung wird dabei in diese Gleichungen modal eingefügt. Nach Lösen dieser Gleichungen führt Rückeinsetzen der modalen Koordinaten in die modale Entwicklung auf die dynamische Antwort. Einzelheiten dieser sogenannten modalen Analyse können z. B. in [4, 5] nachgelesen werden.

3. Aktive Schwingungsisolierung

Durch eine aktive Schwingungsisolierung kann die Übertragung dynamischer Kräfte von einem Bauwerk oder einem Bauteil auf die Umgebung reduziert werden. Bei einer aktiven Schwingungsisolierung ist diese Struktur nicht starr mit ihrer Umgebung verbunden, sondern es wird eine visko-elastische Schicht mit einer speziell abgestimmten Steifigkeit zwischen System und Unterkonstruktion eingefügt [4, 6]. Das Prinzip der aktiven Schwingungsisolierung wird anhand des harmonisch krafterregten linearen Einmasseschwingers erläutert. Das Bauwerk, auf das die harmonische Kraft mit der Frequenz ν einwirkt: $p(t) = p_0 \exp(i\nu t)$ wird als Punktmasse modelliert. Das Feder-Dämpferelement beschreibt die Wirkung der elastischen Zwischenschicht. Die von der Punktmasse in die Unterkonstruktion eingeleitete Kraft ist im eingeschwingenen Zustand wieder harmonisch: $p_b(t) = p_{b0} \exp(i\nu t)$. Der maßgebende Faktor für die Effizienz der Schwingungsisolierung

ist die Durchlässigkeit T_a , welche als Verhältnis von übertragener Kraftamplitude p_{b0} zur Erregerkraftamplitude p_0 definiert ist [4]:

$$(5) \quad T_a = \left| \frac{p_{b0}}{p_0} \right|$$

Der Verlauf der Durchlässigkeit T_a als Funktion der mit der Eigenkreisfrequenz normierten Erregerkreisfrequenz ist in Abbildung 5 wiedergegeben. Es ist ersichtlich, dass für die $\nu / \omega \leq \sqrt{2}$ Durchlässigkeit $T_a \geq 1$ ist, d. h. in diesem Anregungsfrequenzbereich verschlechtert die Anordnung einer visko-elastischen Zwischenlage das dynamische Übertragungsverhalten. Eine effiziente Schwingungsisolierung muss daher so abgestimmt sein, dass

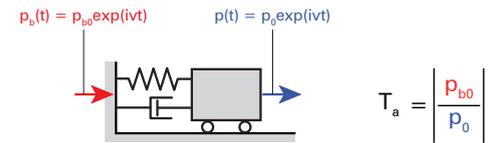
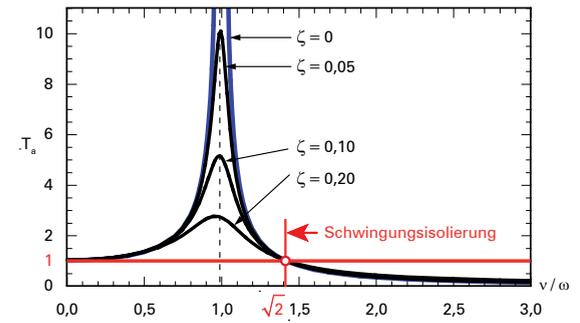
$$(6) \quad \omega \ll \nu / \sqrt{2}$$

Bei gegebener (äquivalenter) Punktmasse m und bekannter Erregerfrequenz ν ist die Federsteifigkeit k der Zwischenschicht wesentlich kleiner als

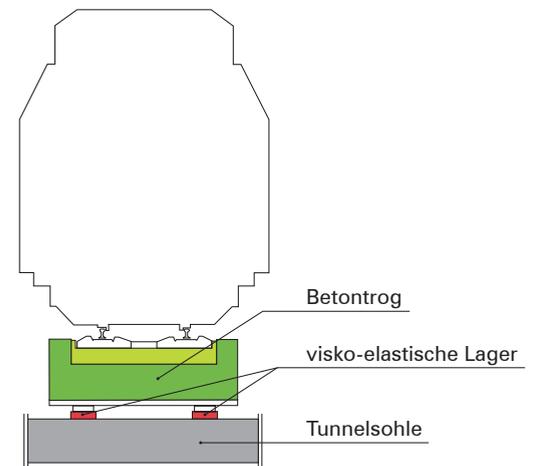
$$(7) \quad k \ll m\nu^2 / 2$$

zu wählen.

Im Gleisbau wird in Österreich seit 15 Jahren verstärkt das Prinzip der aktiven Schwingungsisolierung angewendet, um die durch den Betrieb von Schienenfahrzeugen induzierten Erschütterungen im Untergrund gering zu halten. Durch diese Maßnahme werden die Erschütterungen und der Sekundärschall in den Bauwerken der Umgebung soweit reduziert, dass sie nicht oder kaum mehr wahrnehmbar sind. Die schwingungsisolierte Lagerung der Oberbaukonstruktion wird dabei als „Masse-Feder-System“ bezeichnet. Masse-Feder-Systeme werden in Verbindung mit der „Festen Fahrbahn“ vor allem in Tunnelbauwerken und in dicht bebautem Gebiet eingesetzt. In Abbildung 6 wird der prinzipielle Aufbau eines solchen Masse-Feder-Systems gezeigt [7]. Die Masse setzt sich aus Schiene, Schwellen und Betontrog zusammen. Die visko-elastische Schicht (z. B. Steinwollplatte auf einer Noppenbahn) zwischen dem Betontrog und dem



05 | Durchlässigkeit des linearen Einmasseschwingers

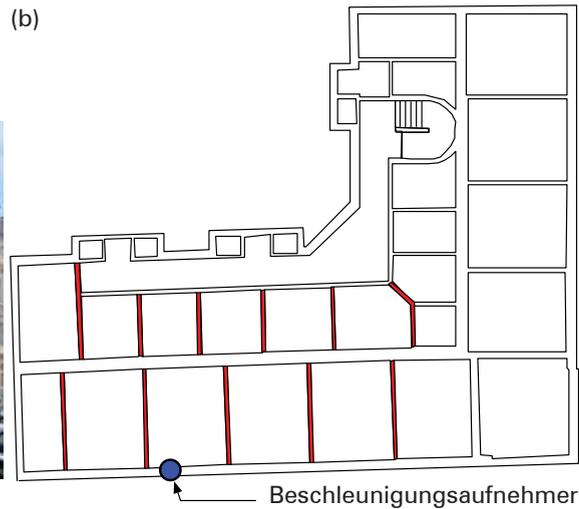


06 | Schematischer Aufbau eines Masse-Feder-Systems [7]

(a)



(b)



07 | (a) Untersuchungsobjekt Spittelbreitengasse 30, 1120 Wien, (b) zugehöriger Grundriss (entfernte Zwischenwände sind mit roter Farbe gekennzeichnet)

Unterbau kann entweder als Flächenlagerung, Streifenlagerung oder Einzellagerung ausgeführt sein. Seit mehr als zehn Jahren werden vom Ingenieurbüro FCP Masse-Feder-Systeme weiterentwickelt, detaillierte Untersuchungen über deren Effektivität und Wirkungsgrad durchgeführt [8, 9, 10] und beim Bau von Schienenbahnen bemessen und ausgelegt. Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurde von FCP und weiteren Projektpartnern die Wirtschaftlichkeit der Streifenlagerung erkundet [7].

4. Zustandsüberwachung von Bauwerken

In den letzten Jahrzehnten wurden Methoden entwickelt, um aus der experimentell bestimmten dynamischen Systemantwort die modalen Strukturparameter wie Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und Dämpfungsparameter zu identifizieren. Bei der Zustandserhebung und -überwachung mithilfe baodynamischer Verfahren werden zu wohldefinierten Zeitabständen oder auch kontinuierlich die modalen Parameter des Bauwerks aus der gemessenen Schwingungsantwort bestimmt. Eine Änderung dieser Kenngrößen lässt auf eine veränderte Lastabtragung des Tragwerks schließen [11]. Eine Ursache dafür kann eine Schädigung des Tragwerks sein. Durch die Entwicklung von sensitiven Messaufnehmern ist es möglich geworden, Bauwerksschwingungen zu messen, die durch ambiente Anregungen – also durch ständig vorhandenes Umgebungsruschen wie mikroseismische Aktivitäten, Wind, Verkehr etc. – verursacht werden [12]. Das aufwendige und

teure Aufbringen einer externen Erregerquelle (z. B. ein hydraulischer Schwingerreger) zur Induktion einer Schwingung kann dadurch entfallen. Moderne Verfahren der Zustandsüberwachung auf Grundlage der Baudynamik sind kostengünstig, zeitsparend, effizient und zuverlässig und lösen traditionelle Verfahren, die auf Prinzipien der Statik beruhen, immer mehr ab. Außerdem kann das Bauwerk ohne Betriebsunterbrechung getestet werden.

Ein Pionier auf dem Gebiet der modernen Zustandserhebung und -überwachung im konstruktiven Ingenieurbau ist die Firma Vienna Consulting Engineers (VCE) – eine Tochterfirma der Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, siehe z. B. [13]. VCE ist der Entwickler des Systems BRIMOS® [14], welches auf Grundlage der ambienten Strukturantwort vor allem zur Systemidentifikation und Zustandsüberwachung von Brücken eingesetzt wird. Das System BRIMOS® ist eine Komplettlösung für die Zustandsüberwachung bestehend aus einer angepassten Messausrüstung und einem eigens geschaffenen Softwarepaket zur Messdatenauswertung und Systemidentifikation. Mit BRIMOS® wurde bisher weltweit der Zustand von Hunderten Brücken untersucht. Eine Beschreibung dieses Systems findet man auf der Webseite von BRIMOS® [14].

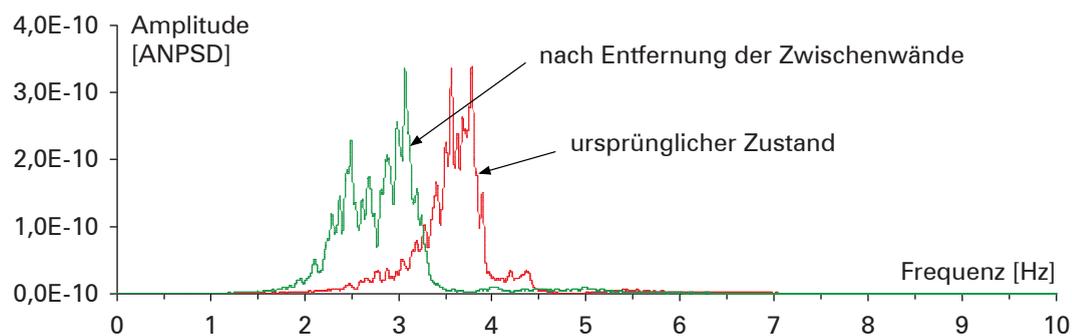
5. Erdbebensicherheit von Gründerzeitbauten in Wien

Untersuchungen der letzten Jahre haben gezeigt, dass bisher in Mitteleuropa die Gefahr des Lastfalles Erdbeben wesentlich unterschätzt worden ist. Deshalb wurde in den neueren Normen und Richtlinien [16, 17] die Intensität der seismischen Einwirkung wesentlich erhöht. Seitdem kann in vielen Fällen bei bereits bestehenden Gebäuden die Erdbebensicherheit gemäß den aktuellen Normen mit traditionellen Methoden wie Lokalaugenschein und einfachen statischen Berechnungen nicht mehr nachgewiesen werden. Dieser Nachweis ist dann zu führen, wenn am Bauwerksbestand eine wesentliche strukturelle Veränderung durchgeführt werden soll. In Wien ist davon besonders der nachträgliche Dachbodenausbau von Gebäuden aus der Gründerzeit betroffen. Dies hat zu einem starken Rückgang solcher Bauprojekte geführt und negative wirtschaftliche Auswirkungen

auf die Immobilien- und Baubranche. Eine Richtlinie der Gemeinde Wien [17] schreibt vor, dass Holzdecken und Zwischenwände mit einer Dicke von weniger als 15 cm bei seismischen Berechnungen nicht berücksichtigt werden dürfen. Andererseits sind die Materialparameter von Ziegelmauerwerk aus der Gründerzeit und deren Strukturverhalten kaum verfügbar, insbesondere im nichtlinearen Verformungsbereich. Tatsächlich wirken sich jedoch im Erdbebenfall diese nicht berücksichtigten Bauteile und die tatsächlichen Materialeigenschaften positiv auf den Gebäudewiderstand aus. Außerdem ist bei der verhaltensbasierten seismischen Bemessung [16] das nichtlineare Tragwerksverhalten beim erdbebensicheren Entwurf bzw. bei der Erhöhung von beschädigten Bauwerken explizit zu berücksichtigen.

Aus diesen Gründen wurde im Jahr 2006 von der Firma VCE das Forschungsprojekt SEISMID [15] ins Leben gerufen, welches vom Zentrum für Innovation und Technologie (ZIT) gefördert wird. Ein Ziel dieses Projektes ist die Entwicklung einer Methodik für die Beurteilung des tatsächlichen Widerstandes von Bauwerken der Gründerzeit gegen den Lastfall Erdbeben [18]. Dazu sind u. a. ausführliche experimentelle Untersuchungen an solchen Gründerzeitbauten durchzuführen. So wurde z. B. der Einfluss von Zwischenwänden und Holzdecken auf das dynamische Verhalten des in Abbildung 7 gezeigten Objekts Spittelbreitengasse 30 im 12. Wiener Gemeindebezirk untersucht. Dieses Gebäude aus drei Vollgeschoßen und einem Dachgeschoß, welches sich vor dem Abriss weitestgehend im Originalzustand befand, wurde in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts in der damalig typischen Bauweise aus Vollziegelmauerwerk und Holztramdecken errichtet.

Zuerst wurden Messungen am Gebäude in seinem ursprünglichen Zustand vorgenommen, welches am Dachgeschoß mittels eines stoßförmigen Impulses zu (Mikro-)Schwingung angeregt wurde. An über das Gebäude gleichmäßig verteilten Punkten wurde die einsetzende dynamische Antwort mithilfe von Beschleunigungsaufnehmern aufgezeichnet. Anschließend erfolgte die Auswertung der Schwingungsantwort und Datenanalyse, um die Eigenfrequenzen und Eigenschwingungs-



formen des Gebäudes zu identifizieren. Im nächsten Schritt wurden alle Zwischenwände eines Gebäudeflügels abgebrochen. Diese Wände eines Regelgeschoßes sind in Abbildung 7 (b) mit roter Farbe hinterlegt. Nach einer neuerlichen Messung der impulsinduzierten Beschleunigungsantwort wurden daraus Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen des veränderten Gebäudes ermittelt. Abbildung 8 zeigt die Frequenzantwort an einem Punkt der straßenseitigen Außenmauer im Dachgeschoß. Es ist die Verschiebung der Frequenzantwort in den tieferen Bereich zu erkennen. Dies ist mit der deutlichen Verringerung der Bauwerkssteifigkeit durch Wegfall der Zwischenwände zu erklären. Aus einem vereinfachten mechanischen Gebäudemodell konnte der Anteil der Steifigkeit der Zwischenwände an der Gesamtsteifigkeit rückgerechnet werden. Einzelheiten über das Gebäude, Aufstellung der Messaufnehmer, Lage der Anregungspunkte, Auswerteprozedur und erste Ergebnisse können in [19] nachgelesen werden.

08 | Spektrale Antwort vor (rot) und nach (grün) Entfernung der Zwischenwände infolge Impulsbelastung, Messpunkt: Dachgeschoß (siehe Abb. 7 (b)) [19]

Literatur

- [1] C. Petersen: *Dynamik der Baukonstruktionen*, Braunschweig (u. a.) 1996.
- [2] F. Ziegler: *Technische Mechanik der festen und flüssigen Körper*, dritte, verbesserte Aufl., Wien 1998.
- [3] C. Adam: „Mechanik 2“, Vorlesungsskriptum zur gleichnamigen Vorlesung, abgehalten im Sommersemester 2009 an der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Innsbruck 2009.
- [4] R.W. Clough/J. Penzien: *Dynamics of Structures*, zweite, überarbeitete Aufl., CSI, Berkeley 2004.
- [5] C. Adam: „Baudynamik“, Vorlesungsskriptum zur gleichnamigen Vorlesung,



abgehalten im Sommersemester 2009 an der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Innsbruck 2009.

- [6] H. Kramer: *Angewandte Baudynamik*, Berlin 2007.
- [7] D. Pichler/R. Schilder/P. Steinhauser/E. Kopp: „Masse-Feder-System auf Streifen- oder Flächenlagern? Systematische Untersuchungen am Beispiel der Versuchsstrecke Birgltunnel“, Unterlagen für den Vortrag bei der VDI-Fachtagung „Baudynamik“ am 17./18. Mai 2006 in Kassel.
- [8] D. Pichler/P. Fritsch: „Erschütterungs- und Schallschutz im Eisenbahnbau – Fugenlose Masse-Feder-Systeme aus Stahlbeton“, in: *Zement & Beton* 3, S. 8–11, Wien 1998.
- [9] R. Schilder/D. Pichler: “Solid carriageway and mass-spring-systems in Austria”, in: CD-ROM-Tagungsband IABSE Symposium Antwerpen, S. 320 f., Antwerpen 2003.
- [10] D. Pichler: „Masse-Feder-Systeme für Schienenbahnen am Beispiel des Lainzer Tunnels und Wienerwaldtunnels“, in: Tagungsband des 7. Wiener Eisenbahnkolloquiums, TU Wien, 12./13. März 2009, Wien 2009.
- [11] H. Wenzel: *Health Monitoring of Bridges*, Wiley, UK, 2009.
- [12] H. Wenzel/D. Pichler/R. Schedler: „Ambiente Schwingungsmessungen zur System- und Schadenserkenntnis an Tragwerken“, in: *Bauingenieur* 74, S. 115–123, Düsseldorf 1999.
- [13] H. Wenzel/P. Furtner: “Damage detection and bridge classification by ambient vibration monitoring – application of BRIMOS at two stay cable bridges in China”, in: Proceedings 4th China-Japan-US Symposium on Structural Control and Monitoring, Oct. 16-17, 2006, Hangzhou/China.
- [14] <http://www.brimos.com/Brimos/Brimos.aspx>
- [15] <http://www.seismid.com>
- [16] EN 1998-1, Ausgabe 2005-06-01: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbebeeinwirkungen und Regeln für Hochbauten.
- [17] Magistratsabteilung 37 (MA 37), Merkblatt für die Verfasser/innen von statischen Vorbemessungen gemäß § 63 Abs. 1 lit. h Bauordnung für Wien (BO) über den

aus Sicht der Magistratsabteilung 37 – Baupolizei erforderlichen Inhalt dieses Dokumentes als Beilage zu Bauansuchen für Bauführungen gemäß § 60 Abs. 1 lit. a (Neu-, Zu- und Umbauten), lit. b (sonstige bauliche Anlagen), lit. c (Änderung und Instandsetzung von Gebäuden und baulichen Anlagen) BO sowie gemäß § 62 Abs. 1 BO, März 2008.

- [18] G. Achs/H. Wenzel/C. Adam: „Seismische Systemidentifikation urbaner Gründerzeithäuser auf Basis messtechnischer Untersuchungen“, in: CD-ROM-Tagungsband der D-A-CH Tagung 2007 der Österreichischen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik, 27./28. September 2007, Wien, Publikation Nr. 24.
- [19] G. Achs/C. Adam: “Influence of non-structural walls and timber ceilings in the global dynamic behavior of historic residential masonry building”, in: CD-ROM Tagungsband 2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2009), 22.–24. Juni 2009, Rhodos, Griechenland (M. Papadrakakis/N.D. Lagaros/M. Fragiadakis, eds), Publikation Nr. CD173.

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Christoph Adam

Leopold-Franzens-Universität Innsbruck
Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik

Einsatz von innovativen Verdichtungstechnologien zur Sanierung von Hochwasserschutzdämmen

Dietmar Adam, Marek Szabó, Ivan Paulmichl



01 | Luftaufnahme nach dem Extremereignis 2002 in Aist an der Donau (Oberösterreich); kleiner Notdamm an der Dammbuchstelle bereits errichtet (Brandl, 2003)



02 | Dammbuchstelle an der March beim Hochwasser 2006 (Blovsky, 2006)

Kurzfassung

Selbstregelnde Vario-Control-Walzen mit Polygonbandagen sowie der Einsatz des Impulsverdichters ermöglichen Optimierungen im Erdbau durch den Einsatz neuartiger dynamischer Verdichtungstechnologien. Bei der Polygonbandage erfolgt eine innovative Weiterentwicklung der Glattmantelbandage und diverser Schaffußwalzen durch die Strukturierung der Bandagenform in Form von oktogonalen Elementen. Aufgrund der Profilierung der Bandage findet während der Verdichtung ein ständiger Krafrichtungswechsel statt. Durch die Knetwirkung wird der Boden aufgerissen und gleichzeitig entspannt, wodurch eine Verbesserung der Verdichtungswirkung sowie der -tiefe stattfindet. Der Impulsverdichter ist ein dynamisches Verdichtungsgerät, welches die Technologie des hydraulischen Schlaghammers benutzt und zur Verbesserung der Untergrundeigenschaften sowie zur Verbesserung von Erdbauwerken mittels kontrollierter Verdichtungsstöße dient. Die Verdichtungswirkung erfolgt durch eine vergleichsweise hohe Schlagfrequenz eines definierten Fallgewichtes, das aus relativ geringer Höhe auf eine Verdichtungsplatte fällt. Die Platte verbleibt dabei in ständigem Kontakt mit dem Untergrund, wodurch eine sichere und effiziente Energieeintragung erzielt wird. Diese beiden innovativen Verdichtungstechnologien kommen derzeit erfolgreich zur Ertüchtigung bestehender Hochwasserschutzdämme zum Einsatz, der an ausgewählten Praxisbeispielen in diesem Beitrag gezeigt wird.

1. Einleitung

Die katastrophalen Überschwemmungen in den Jahren 2002 und 2006 zeigten den

schlechten Zustand zahlreicher Hochwasserschutzdämme auf und damit die Notwendigkeit einer besseren Qualität zur Erzielung einer zuverlässigen Schutzfunktion von temporär eingestauten Dammbauwerken. In vielen Abschnitten ist der mangelhafte Istzustand auf die historisch bedingte Entstehung des Hochwasserschutzes und den damaligen Einsatz von einfachsten erdbautechnischen Mitteln zur Herstellung der Dammbauwerke zurückzuführen.

Folglich sind naturgemäß vor allem die älteren Dämme betroffen, welche damals zoniert aufgebaut und größtenteils aus einheitlichen, zum Teil nahezu ungeeigneten Dammschüttmaterialien mit lokal heterogenen Stellen mit stark variierender Durchlässigkeit geschützt wurden. Aufgrund der oftmals nur unzureichenden Verdichtung in Kombination mit einer hohen Durchlässigkeit der Dammschüttmaterialien kann es damit schon bei geringeren Beanspruchungen durch Hochwasser zu einer Aufweichung bzw. Auflockerung und zu anschließendem Bruch des Dammes kommen. Demnach sollte das Ziel jeder Sanierungsmaßnahme ein entsprechend dem heutigen Stand der Technik hergestellter bzw. verdichteter Dammkörper mit geringer Durchlässigkeit und entsprechenden Begleitmaßnahmen sein. Zur technisch-wirtschaftlichen Realisierung der Sanierung von Hochwasserschutzdämmen ist damit der Ruf nach innovativen Lösungen, insbesondere im Bereich der Verdichtungstechnologien, laut geworden. Mit dem Einsatz von selbstregelnden Vibrationswalzen mit Polygonbandagen zur oberflächennahen und der Technologie der Impulsverdichtung zur mitteltiefen Verdichtung sind in Österreich weltweit erstmalig diese neuen Verdichtungsmethoden zur Sanierung von Hochwasserschutzdämmen an der

Donau, der March und am Kamp eingesetzt worden.

2. Anforderungen an Hochwasserschutzdämme

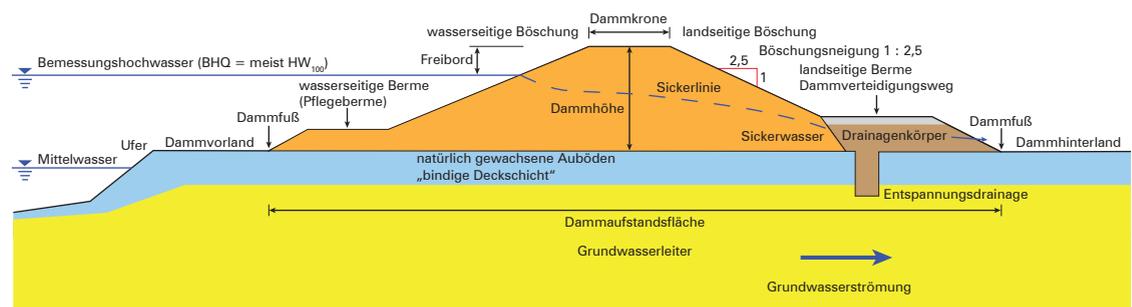
Die Hochwasserereignisse der letzten Jahre zeigten anhand der enormen entstandenen Schäden, dass die bestehenden Hochwasserschutzdämme aufgrund ihrer Qualität und ihrer Abmessungen (Geometrie) oftmals nicht den Anforderungen an ein schadloses Abfließen der Hochwasserwelle entsprechen und den damit beabsichtigten Schutz der Bevölkerung und der Sachgüter sowie landwirtschaftlicher Flächen nicht erfüllen.

Die Planung von derartigen Dammbauwerken erfordert daher in jedem Einzelfall, unter Berücksichtigung der geotechnischen Vorgaben, eine gezielte Anpassung der technischen Maßnahmen an die örtlichen Randbedingungen, die das zu schützende Leben und Gut, Hochwasserdaten, Gefährdungspotenzial, Umwelt- und Naturschutzaspekte etc. enthalten. Gerade aus diesem Grund ist es nicht möglich, einen einheitlichen und gleichzeitig allgemein gültigen „Standardquerschnitt“ für die Planung von Hochwasserschutzdämmen heranzuziehen. Um jedoch die entsprechenden Sicherheitsstandards zu gewährleisten, müssen die nach dem heutigen Stand der Technik geplanten bzw. sanierten Dammbauwerke (Abb. 2) folgende technische Anforderungen hinsichtlich der statischen und hydraulischen Aspekte erfüllen:

- Dammkörper – standsicher, gering durchlässig und nach dem heutigen Stand der Technik verdichtet.
- Abdichtungssystem als Erosionssperre mittels Innendichtung (Dichtwände,

Schlitzwände bzw. diverse Einmischverfahren etc.) – dieses System weist wesentliche Vorteile gegenüber einer Außenabdichtung auf; ein Absperren des Grundwasserleiters bzw. eine Einbindung in den gering durchlässigen Stauer durch die Dichtwände ist oftmals aufgrund der großen Mächtigkeiten des Grundwasserleiters oder aus hydrogeologischen bzw. wasserrechtlichen Gründen (Aufrechterhalten der Grundwasserkommunikation) nicht immer möglich (Lösung mit sogenannten Tauchwänden und eventuell mit Druckentlastung).

- Landseitige Drainage zur Ableitung von Sickerwasser – bei Vorhandensein bindiger Deckschichten auch in Kombination mit einer landseitigen Druckentlastung (Drainagegräben bzw. -säulen) zur Verhinderung von hydraulischen Grundbrüchen im Falle einer Unterströmung des Dammes.



Die geometrische Gestaltung sowie der Dammaufbau haben einen direkten Einfluss auf die Standsicherheit bzw. Gesamtstabilität des Dammes. Der Dammschnitt muss daher neben einem ausreichenden Freibord zum Bemessungshochwasser, einer breiten Dammkrone (mind. 3,0 m) und möglichst flachen Böschungen (Böschungsneigung mind.

03 | Dammschnitt mit Begriffen

1:2) auch einen Dammverteidigungsweg, über den der Damm auch im Hochwasserfall zu befahren ist, enthalten. Im Wesentlichen hängt jedoch die Geometrie vom Bemessungshochwasser und dessen hydraulischer Beanspruchung, von den bodenphysikalischen und -mechanischen Eigenschaften des Dammschüttmaterials bzw. des Untergrundes sowie den örtlichen Randbedingungen ab.

3. Versagensmechanismen von Hochwasserschutzdämmen

Schäden an Dämmen resultieren aus unzulässigen vertikalen und horizontalen Dammbewegungen, die primär durch die hydraulische Beanspruchung während eines Hochwassers auftreten können und damit zu einer Veränderung des Gefüges oder dessen Lage führen. Grundsätzlich wird die Stabilität von Erddambauwerken durch die hydrodynamischen und -statischen Einwirkungen des Wassers beeinflusst. Diese können bei einem mangelhaften Dammzustand aufgrund der Gefahr von Materialumlagerungen wesentlich begünstigt werden, wodurch die Standsicherheit deutlich herabgesetzt wird. Dies betrifft vor allem ältere Dämme, die keinen ausreichenden Verdichtungszustand aufweisen, aus sehr heterogenem Material bestehen, von Erosionsröhren durchzogen sind oder in unzulässigem Ausmaß durch- bzw. unterströmt werden. Eine lockere Lagerung in Kombination mit enggestuften oder auch stark ungleichförmigen und intermittierend gestuften Kornver-

teilungen des Schüttmaterials bildet bei einer Sickerströmung eine gute Voraussetzung für die Entstehung von innerer Erosion bzw. von Böschungsbruchversagen. Die Erosionsröhren (Piping, Wühltiergänge etc.) verursachen in hydraulischer sowie in statischer Hinsicht eine Schwächung des Dammquerschnittes, wodurch ein Bruch schon bei geringeren Belastungen auftreten kann.

Ein Versagen ist in der Regel ein Zusammenspiel von mehreren schadhafte Einflüssen auf den Dammkörper bzw. den Untergrund. Die Dammschäden der letzten Jahre lassen sich erfahrungsgemäß hinsichtlich der mechanischen und hydraulischen Versagensmechanismen (Abb. 4) folgendermaßen zusammenfassen:

- Böschungsbruch infolge von Sickerwassertritten (flächenhaft oder lokal im Bereich der Erosionsröhre)
- Böschungsbruch infolge raschen Absinkens des Wasserspiegels
- Dammbruch infolge Überströmung der Dammkrone mit anschließender Oberflächenerosion
- Hydraulischer Grundbruch infolge Unterströmung (Piping/Erosion und Suffosion)
- Hydraulischer Grundbruch durch Aufschwimmen des luftseitigen Fußbereiches des Dammes

Aus geotechnischer Sicht lässt sich das Versagensrisiko relativ einfach durch eine geeignete Wahl der verwendeten Schüttmaterialien (feinkörnige bis gut abgestufte gemischtkörnige Böden) und deren bodenphysikalischen Eigenschaften sowie die Umsetzung von gezielten technischen Maßnahmen minimieren. Im Vordergrund sollte stets eine sachgerechte, dem Stand der Technik entsprechende Verdichtung des Materials stehen. Diese hat einen direkten Einfluss auf die Durchlässigkeits- und die Scherfestigkeitsparameter des Dammschüttmaterials. Grundsätzlich ist im Vorfeld immer die Verfügbarkeit von geeigneten Materialien zu klären.

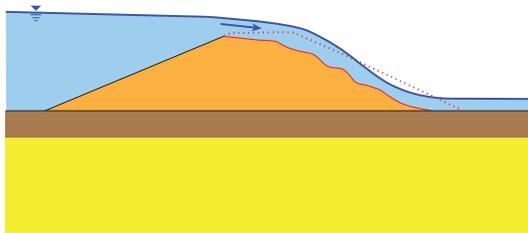
4. Sanierungskonzepte

4.1 Allgemeines

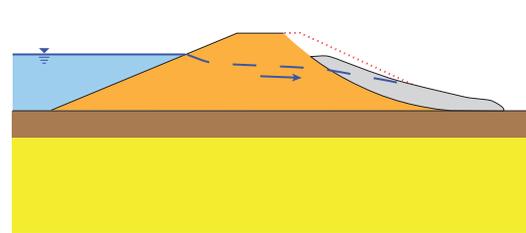
Bei der Sanierung von Hochwasserschutzdämmen geht es in erster Linie um die Erhal-

04 | Mögliche Versagensmechanismen von Hochwasserschutzdämmen

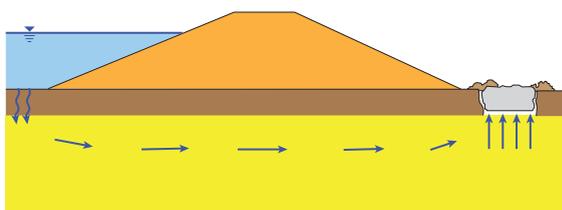
Überströmen des Dammes (Erosionsbruch)



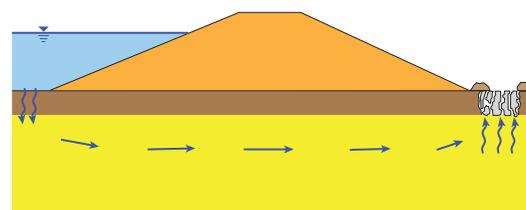
Böschungsbruch infolge Sickerwasser



Hydraulischer Grundbruch infolge Auftrieb (Aufschwimmen)



Hydraulischer Grundbruch infolge Erosion/Suffosion



tung bzw. die Wiederherstellung der Standsicherheit sowie in manchen Fällen um die Aufhöhung der Dämme zur Anpassung an die definierten Schutzziele. In diesem Zusammenhang sollte stets auch eine hydrodynamische Stabilität des Erdbauwerkes im Vordergrund stehen. Neben einem dauerhaft gut funktionierenden Dichtsystem sind dabei auch allfällige Filter- und Drainagesysteme zu berücksichtigen.

Für die Erstellung von Sanierungskonzepten gibt es grundsätzlich keine im Detail festgelegten Regeln. Art und Umfang richten sich nach den Ergebnissen einer umfassenden geotechnischen Dammszustandserkundung. Diese stellt eine wesentliche Wissensgrundlage für die Abschätzung des Gefährdungspotenzials, die Beurteilung der generellen Sanierungserfordernisse bzw. der im Detail notwendigen technischen Sanierungsmaßnahmen dar.

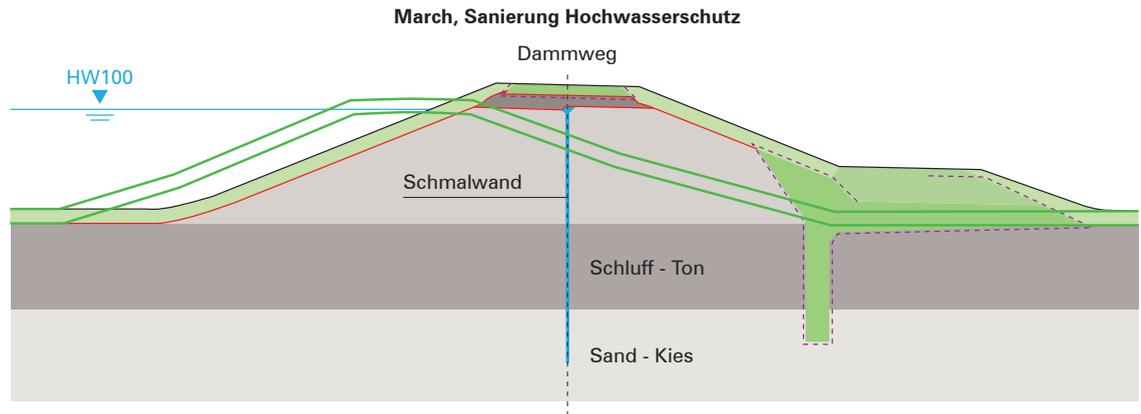
Bei der Sanierung von längeren Damms Strecken hat sich eine Prioritätenplanung bewährt, die einzelnen Dammsabschnitten in Abhängigkeit von der Eintrittswahrscheinlichkeit (Versagensrisiko) bzw. möglicher Folgeschäden den Vorrang gibt.

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen einer Ertüchtigung im Sinne einer Verbesserung der Stabilität des Dammes durch Adaptierung der Geometrie sowie durch gezielte Anwendung von Bodenverbesserungs- und/oder Abdichtungsverfahren und einer Umprofilierung mit anschließendem Wiedereinbau des Dammschüttmaterials. Der Neubau betrifft vor allem diejenigen Dämme, die unsachgemäß – nicht dem heutigen Stand der Technik entsprechend – errichtet wurden bzw. deren Qualität die geforderten Sicherheitsstandards nicht erfüllt.

Im Wesentlichen kommen bei der Sanierung von Hochwasserschutzdämmen folgende Maßnahmen infrage:

- Erdbauliche Maßnahmen, insbesondere Gegengewichtsschüttungen, Änderungen der Dammsgeometrie durch Dammaufhöhungen bzw. Dammsverbreiterungen (inklusive Drainagierungen, Einbau von Filtern, Geokunststoffen etc.)
- Einbau von Dichtungselementen (Oberflächenabdichtungen, Dichtwände: Schmalwände, Schlitzwände etc., siehe Abb. 5)

- Linienförmige hydraulische und erdstatische Dammertüchtigung durch Tiefenrüttelung (Rütteldruck- und Rüttelstopfverdichtung) oder in situ Bodenmischverfahren (MIP-Verfahren, FMI-Verfahren etc.)
- Flächenhafte hydraulische und erdstatische Ertüchtigung des Dammes und eventuell des Untergrundes durch Fallgewichtverdrichtung, Impulsverdrichtung, Tiefenrüttelung oder Walzenverdrichtung



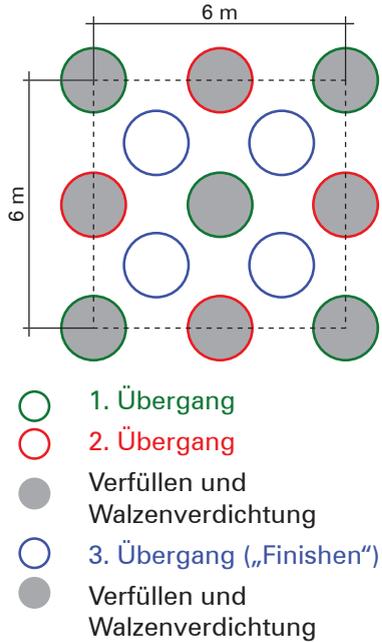
Die oberflächennahen sowie die (mittel-)tiefreichenden Verdichtungsverfahren spielen eine entscheidende Rolle bei der Sanierung von Hochwasserschutzdämmen. Aufgrund der Verringerung des Porenraumes des Schüttmaterials zufolge Verdichtung wird vor allem die Durchlässigkeit deutlich herabgesetzt und gleichzeitig die Scherfestigkeit bzw. die Standsicherheit erhöht. Es hat sich gezeigt, dass durch die Anpassung der Verdichtungsverfahren an die örtlichen Gegebenheiten eine Optimierung des Sanierungsablaufes erzielt werden kann. Anhand der folgenden Fallbeispiele werden die Vorteile in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht beim Einsatz der innovativen Verdichtungstechnologien gegenüber den konventionellen Verfahren erläutert und die einzelnen Sanierungskonzepte näher beschrieben.

4.2 Impulsverdichter

4.2.1 Grundlagen

Der Impulsverdichter ist ein dynamisches Verdichtungsgerät, das die Technologie des hydraulischen Schlaghammers ausnutzt und zur Verbesserung der Untergrundeigenschaften mittels kontrollierter Schläge eingesetzt wird. Im Unterschied zur Dynamischen Intensivver-

05 | Dammquerschnitt Sanierung Hochwasserschutz March (via donau, 2009)



06 | Impulsverdichter (links), Verdichtungsplatte mit Schlaghaube (Mitte oben), Verdichtungsplatte (Mitte unten) und Verdichtungsablauf (rechts)

Verdichtungsmethode	Tiefenwirkung
Statische Walzenverdichtung	0,2–0,5 m
Dynamische Walzenverdichtung	0,4–1,0 m
Impulsverdichtung	4,5–7,0 (10) m
Dynamische Intensivverdichtung	10–14 m

Tab 1 | Tiefenwirkung unterschiedlicher Verdichtungsmethoden

dichtung (DYNIV), wo ein schweres Fallgewicht etwa ein- bis zweimal pro Minute aus großer Höhe auf den zu verdichtenden Untergrund fallen gelassen wird, wird beim Impulsverdichter die Verdichtungsenergie bzw. -leistung durch die große Schlagfrequenz eines leichteren Fallgewichtes von einer relativ geringen Höhe auf eine Verdichtungsplatte erzeugt. Die Platte verbleibt dabei in ständigem Kontakt mit dem Untergrund, weshalb eine sichere und effiziente Energieeintragung möglich ist und der Untergrund beim jeweiligen Aufschlag lokal verdichtet wird. Der durch die Verdichtung entstandene Krater wird mit einem geeigneten Material (in Abhängigkeit von den jeweiligen Projektanforderungen) aufgefüllt und dieses folglich wiederum mit dem Fallgewicht verdichtet. Durch Wiederholung dieser Vorgangsweise entsteht in den oberflächennahen Bereichen ein verdichteter Pfropfen, der mit jedem Stoß tiefer in den zu verbessernden Boden eindringt bzw. eine Durchmischung des verfüllten Materials mit dem anstehenden Boden bewirkt. Der Boden wird damit mitteltief verdichtet bzw. verbessert und zusätzlich homogenisiert. In Abhängigkeit der geforderten Eigenschaften des Untergrundes (Setzungsverhalten, Konsolidation, Durchlässigkeit etc.) werden Fallhöhe, Verdichtungsabfolge sowie Verfüllmaterial anhand eines Probefeldes festgelegt.

4.2.2 Gerätetechnologie

Der Impulsverdichter stammt vom „Rapid Runway Compactor“ ab, der in den frühen Neunzigerjahren von BSP International Foundations Limited in Kooperation mit dem britischen Verteidigungsministerium zur raschen Reparatur von Bombenkratern auf Militärflugplätzen entwickelt wurde. In den letzten 15 Jahren wurde der „Rapid Runway Compactor“ für zivile Anwendungen weiterentwickelt. Mit der Konstruktion der zivilen „Variante“ des Impulsverdichters, des sogenannten „Rapid Impact Compactors“ (RIC), besteht nun erstmals die Möglichkeit, die Lücke zwischen Oberflächen- und Tiefenverdichtung zu schließen. Im Wesentlichen besteht der Impulsverdichter aus drei Komponenten (Abb. 6):

- dem patentierten Verdichtungsfuß (Stahlplatte),
- der Schlaghaube und
- dem hydraulischen „Hammer“ mit dem Fallgewicht.

Der Verdichtungsfuß ist eine Lastplatte aus Stahl mit einem Durchmesser von 1,5 m. Dieser ist mit der Schlaghaube lose verbunden, damit nur stoßartige Druckkräfte auf die Verdichtungsplatte übertragen werden. Verdichtungsfuß, Schlaghaube und Fallgewicht („Hammer“) werden auf den Ausleger eines 40- bis 48-t-Trägergerätes montiert. Die derzeit verfügbaren Gerätetypen mit einer Fallmasse von 5, 7, 9 und 12 t (RIC 5000, RIC 7000, RIC 9000 und RIC 12000) ermöglichen bei einer maximalen Fallhöhe von 1,2 m das Einbringen von Verdichtungsenergien von 60 bis 144 kNm, sodass bei einer Schlagfrequenz von 40 bis 60 Schlägen/min eine Verdichtungsleistung von 2,4 bis 8,6 MNm/min erzielbar ist. Dadurch ist eine Verdichtungstiefe von 4,5 bis 7 m in effektiver und wirtschaftlicher Weise erzielbar, wie erste Messergebnisse gezeigt haben. Die maximal mögliche Tiefenwirkung liegt wahrscheinlich bei rund 8 bis 10 m. Im Unterschied dazu wird bei der Dynamischen Intensivverdichtung zwar ein größeres und schwereres Fallgewicht von einer größeren Höhe fallen gelassen, die Schlagfrequenz liegt jedoch nur bei rund ein bis zwei Schlägen/min. Unter der Annahme einer Fallgewichtsmasse von 10 bis 15 t und einer Höhe von 5 bis 15 m variiert die Verdichtungsener-

gie pro Schlag zwischen 490 und 2.207 kNm, die erzielbare Verdichtungsleistung ist mit 0,5 bis 4,4 MNm/min deutlich geringer als beim Impulsverdichter. Der Vergleich der Impulsverdichtung mit anderen dynamischen Verdichtungsmethoden hinsichtlich Tiefenwirkung zeigt, dass der Impulsverdichter die Nische zwischen oberflächennaher Verdichtung (z. B. statische und dynamische Walzen) und Tiefenverdichtung (z. B. Rütteldruck- bzw. Rüttelstopfverdichtung, Dynamische Intensivverdichtung) in effizienter und wirtschaftlicher Weise ausfüllen kann (siehe Tabelle 1).

4.2.3 Verdichtungstechnologie

Die Verdichtung erfolgt in einem definierten Verdichtungs raster mit einem Übergang oder mehreren Übergängen. Der Verdichtungsablauf (Raster, Geräteeinstellungen, Anzahl der Übergänge etc., siehe Abb. 7) wird im Vorfeld eines Projektes auf einem Probefeld kalibriert. In Abhängigkeit von der Art und Anzahl der Verdichtungs raster sowie der Verdichtungsübergänge je Raster lassen sich grundsätzlich nachfolgende drei Verdichtungs raster unterscheiden:

- Raster 1 mit einer linearen Abfolge und einem Arbeitsgang,
- Raster 2 mit einfachem Pilgerschritt und zwei Arbeitsgängen (Abb. 7) sowie
- Raster 3 mit doppeltem Pilgerschritt und drei Arbeitsgängen.

Durch die Datenaufzeichnung während des Verdichtungsprozesses und die Online-Anzeige in der Fahrerkabine sind eine Steuerung der Verdichtung, ein ökonomischer Geräteeinsatz und eine arbeitsintegrierte Qualitätskontrolle möglich. Folgende Parameter werden kontinuierlich aufgezeichnet, gespeichert und dokumentiert:

- Datum und Uhrzeit,
- die Lage des Verdichtungspunktes mittels GPS,
- die Anzahl der Schläge je Verdichtungspunkt (Schlaganzahl),
- die Eindringtiefe und
- die Verdichtungsenergie.

Das Abbruchkriterium ist durch die Schlagzahl bzw. die Einsenkung der Platte definiert.

Mit diesem innovativen Gerät können Kiese, Sande, Schluffe, industrielle Nebenprodukte, Abraummaterial aus dem Bergbau und Müll auf Deponien gleichermaßen erfolgreich verdichtet werden. Zu den Einsatzgebieten zählen die Erhöhung der Fundamenttragfähigkeit, die Verbesserung bzw. Vergleichmäßigung der Bettungsbedingungen für Bodenplatten, die Reduzierung des Verflüssigungsvermögens und die Stabilisierung von Abfallprodukten. Bei anstehenden weichen Böden empfiehlt es sich, eine rund 0,4 m dicke Kiesschicht aufzubringen, um die Verdichtungsenergie effizient in das darunterliegende Material einbringen zu können. Der Impulsverdichter kann auch mit anderen Bodenverbesserungsverfahren kombiniert werden, z. B. mit der Dynamischen Intensivverdichtung, wenn die Bearbeitungstiefe groß ist, bzw. mit der Rüttelstopfverdichtung oder mit der Kalk-Stabilisierung auf weichen bindigen Böden. Der Einsatz ist auch zum Abschluss der Verdichtungsarbeiten mit der Dynamischen Intensivverdichtung möglich, und zwar zum „Bügeln“ der Oberfläche.

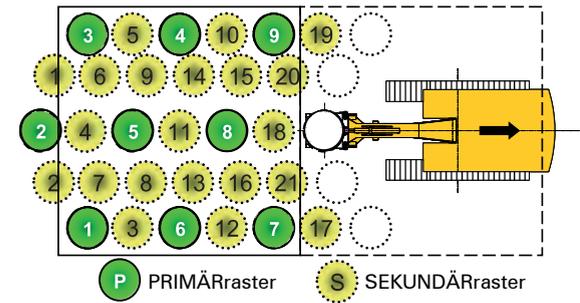
4.2.4 Wissenschaftliche Untersuchungen

Im Rahmen eines laufenden Forschungsprojektes, abgewickelt von der Universität Innsbruck und der Geotechnik Adam ZT GmbH in Kooperation mit der Firma TERRA-MIX, wird erstmals die Verdichtungswirkung des Impulsverdichters grundlegend theoretisch und experimentell untersucht. Die daraus resultierenden Erkenntnisse und Erfahrungen fließen unmittelbar in die Optimierung der Geräteparameter ein, um so einen bestmöglichen Einsatz in Abhängigkeit von den Bodenarten bzw. den Grundwasserverhältnissen sowie den Anforderungen an den zu verbessernden Boden gewährleisten zu können.

Theoretische Untersuchungen beinhalten Computersimulationen der impulsförmigen Verdichtungswirkung bzw. des Energieeintrages und der Wellenabstrahlung. Experimentelle Versuche auf verschiedenen Untergrundverhältnissen dienen als Grundlage für die praktische Anwendung (Verdichtungskontrolle und Optimierung des Verdichtungsablaufes) sowie zur Verifizierung der theoretischen Analysen.

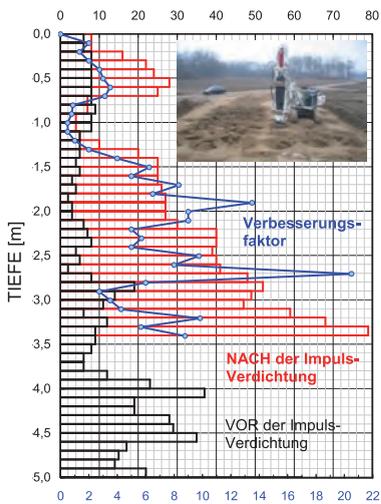
4.2.5 Qualitätskontrolle

Die Überprüfung der Verdichtung, die mit dem



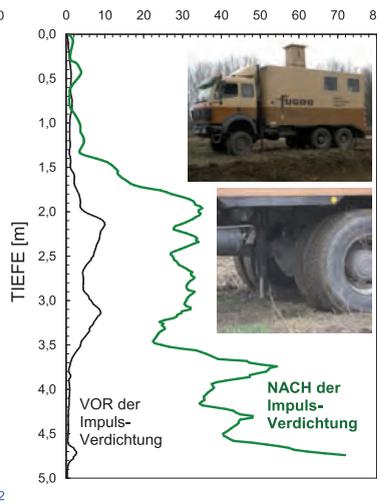
07 | Einfacher Pilgerschritt, Raster 2: Primärraster (1. Arbeitsgang) und Sekundärraster (2. Arbeitsgang) in Quadraten von 9 x 9 m (Cooper, 2006)

Leichte Rammsonde (DPL)
Schlagzahl N_{10}

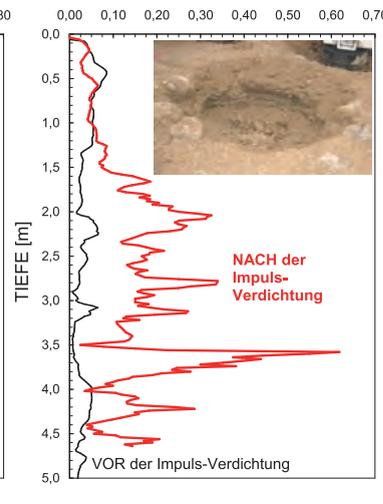


Verbesserung $N_{10, \text{vor}} / N_{10, \text{nach}}$

Drucksondierung (CPT)
Spitzendruck q_c [MPa]



Mantelreibung f_s [MPa]



08 | Exemplarische Ergebnisse von baubegleitend durchgeführten Verdichtungskontrollen mittels Leichter Rammsonde (links) und Drucksondierungen (rechts)

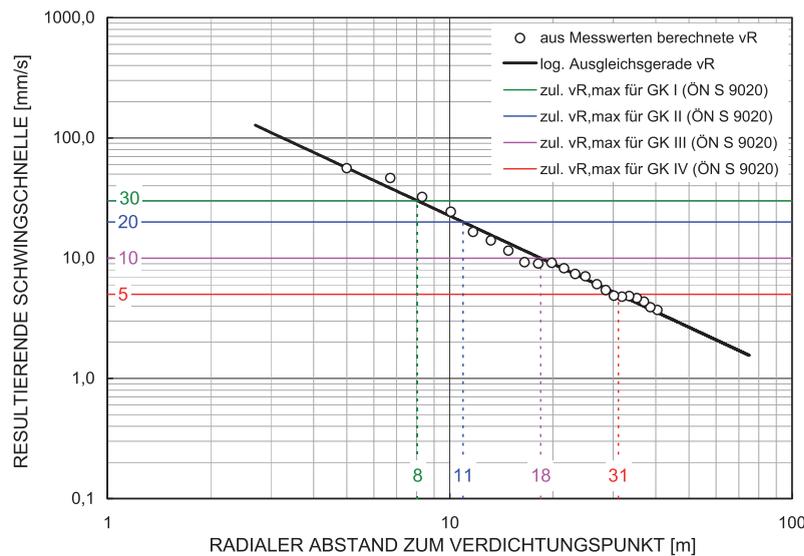
Impulsverdichter erzielbar ist (Lagerungsdichte bzw. Konsistenz, Tiefenwirkung etc.), hängt von der Bodenart ab. Während grobkörnige Böden in idealer Weise mit Schweren Rammsondierungen (DPH, früher SRS 15) überprüft werden können, eignen sich Leichte Rammsondierungen (DPL) oder Drucksondierungen (CPT) für feinkörnige Böden wesentlich besser. Obwohl CPT-Tests in Österreich traditionell nur selten eingesetzt werden, empfehlen sich für die Überprüfung von Schluffen und Feinsanden insbesondere Drucksondierungen. Dabei wird sowohl der Spitzendruck als

nur auf die Lagerungsdichte bzw. Konsistenz, sondern auch hinsichtlich der Bodenart Rückschlüsse gezogen werden können. Im Zuge der Probeverdichtung auf dem Kalibrierfeld, das im Vorfeld eines Projekts zur Eignungsprüfung und Optimierung der Impulsverdichtung dient, sind bis dato nachfolgende Messungen und Versuche zur Qualitätskontrolle durchgeführt worden:

- Geodätische Messungen vor und nach der Impulsverdichtung zur lage- und höhenmäßigen Aufnahme des Dammes, um eventuelle Dammverformungen im Zuge der Probeverdichtung zu erfassen
- Leichte (DPL) und Schwere Rammsondierungen (DPH) in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen vor und nach der Impulsverdichtung
- Drucksondierungen (CPT) vor und nach der Impulsverdichtung
- Dynamische Lastplattenversuche vor und nach der Impulsverdichtung
- In situ Durchlässigkeitsversuche mit dem BAT-Messsystem bzw. mittels Versickerungsversuchen im Bohrloch zur Bestimmung der Durchlässigkeit des Dichtkerns (bei der Ertüchtigung von Hochwasserschutzdämmen)
- Dichtemessungen mit der Isotopensonde
- Schwingungsmessungen (Abb. 9)



09 | Schwingungsmessungen (links) und Entfernungsabhängigkeit der Erschütterungen infolge Impulsverdichtung (rechts)



auch die Mantelreibung gemessen, womit unter Berücksichtigung des Reibungsverhältnisses (Mantelreibung zu Spitzendruck) nicht

4.2.6 Fallbeispiele

4.2.6.1 Probedamm Fischamend

Der Einsatz des Impulsverdichters zur Ertüchtigung von bestehenden Hochwasserschutzdämmen alternativ zu Verfahren wie dem Mixed-In-Place (MIP) oder der Fräs-Mischinjektion (FMI) wurde im Auftrag der Firma HABAU auf einem Probedamm auf der firmeneigenen Kiesgrube in Fischamend in situ untersucht. Der Ablauf der Probeverdichtung, die durchgeführten Versuche und die Untersuchungsergebnisse werden nachfolgend zusammengefasst.

Konzept für die Herstellung der Damm-dichtung mittels Impulsverdichter

Das Konzept der Ertüchtigung von bestehenden Hochwasserschutzdämmen mit Dichtkern sieht vor, dass der Dichtkern mit dem Impulsverdichter verbessert wird. Um einen tragfähigen

gen Dichtkern mit geringer Durchlässigkeit zu erzeugen, werden die locker gelagerten Aulseite bzw. weichen bis steifen Ausschlässe im Bereich des Dichtkerns mittels Impulsverdichtung derartig verbessert, dass die Lagerungsdichte der Böden erhöht und der Porenanteil verringert wird. Gleichzeitig erfolgen durch den Verdichtungsablauf eine Homogenisierung des bestehenden Dichtkerns sowie ein Schließen von bestehenden Hohlräumen (Biber-, Fuchsgänge etc.) bis in die sandigen Kiese unterhalb der Dammaufstandsfläche des Bestandsdammes.

Der Nachweis der Eignung des Impulsverdichters zur Ertüchtigung von Hochwasserschutzdämmen bzw. die Optimierung des Ablaufes der Impulsverdichtung erfolgten an einem eigens dafür hergestellten Probedamm, der unter Berücksichtigung realer Randbedingungen (Dammgeometrie, Dichtkernmaterial etc.) angelegt wurde und dessen Dichtkern mittels Impulsverdichter zur Erzielung der geforderten Eigenschaften bearbeitet wurde.

Probedamm

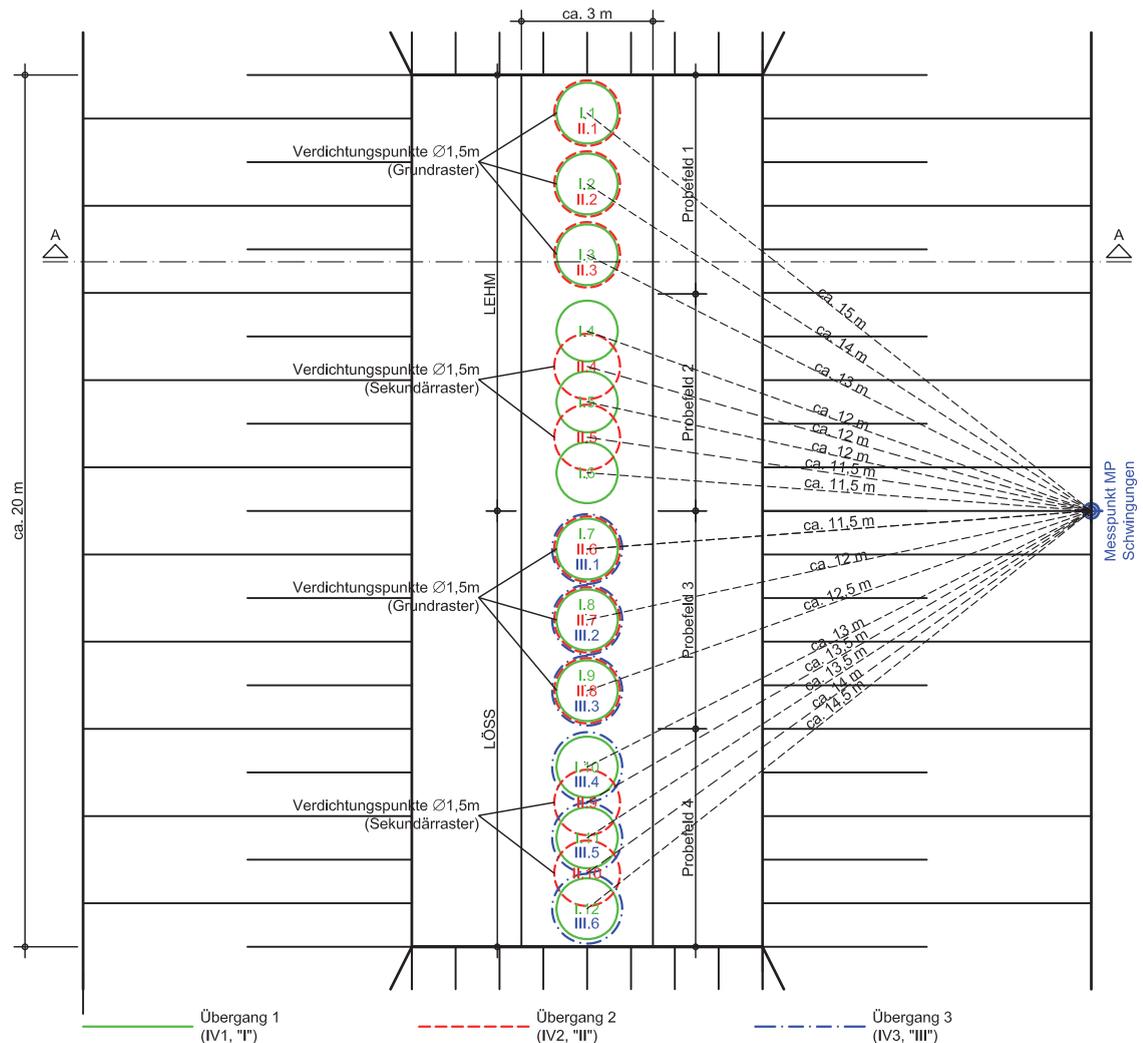
Der Dammquerschnitt ist in Abbildung 11 dargestellt.

Der Untergrund im Dammbereich besteht bis ca. 0,75 m Tiefe aus Löss und in weiterer Folge aus Kies (Fein- bis Mittelkies). Eine aus dem Löss entnommene Probe weist einen Feinanteil (Schluff und Ton) < 0,063 mm von 78,9 M.-% auf.

Zunächst wurde die Dammaufstandsfläche (ca. 14 x 35 m) mit einer 12-t-Walze mit Glattmantelbandage (Typ HAMM 3412) verdichtet. Dabei erfolgten je Spur zwei Übergänge (dynamisch vor und statisch zurück). Auf der verdichteten Dammaufstandsfläche wurden dynamische Lastplattenversuche mittels des Leichten Fallgewichtsgerätes durchgeführt; die Bandbreite der ermittelten dynamischen Verformungsmodule (Minimum – Maximum [Mittelwert]) lässt sich wie folgt angeben:

$$E_{vd} = 11,7 - 38,4 \text{ MN/m}^2 \text{ (24,2 MN/m}^2\text{)}$$

Anschließend wurde der Dichtkern („Erdkern“) lagenweise hergestellt; es wurden insgesamt vier Lagen zu jeweils ca. 1 m Stärke geschüttet und mit der Walze lediglich vorverdichtet. Als Schüttmaterial wurde auf einer Länge von jeweils 10 m sandiger Schluff („Löss“) und Schluff („Lehm“) verwendet. Die Böschungen des Dichtkerns wurden mit einer Neigung von



2:3 ausgeführt. Nach der Fertigstellung des Dichtkerns wurde der Dammkörper aus sandigen Kiesen bis zur Oberkante des Dichtkerns hergestellt.

Verdichtung mit dem Impulsverdichter

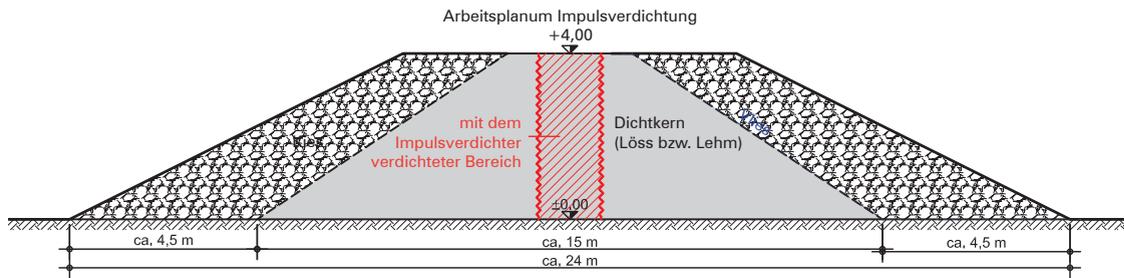
Das Planum des Dichtkerns diente als Arbeitsplanum für den 9-t-Impulsverdichter. Dieses wurde für den Verdichtungsablauf in vier Probefelder (PF) à ca. 5 m Länge unterteilt:

- Probefeld 1 und 2 im Bereich des Dichtkerns aus „Lehm“
- Probefeld 3 und 4 im Bereich des Dichtkerns aus „Löss“

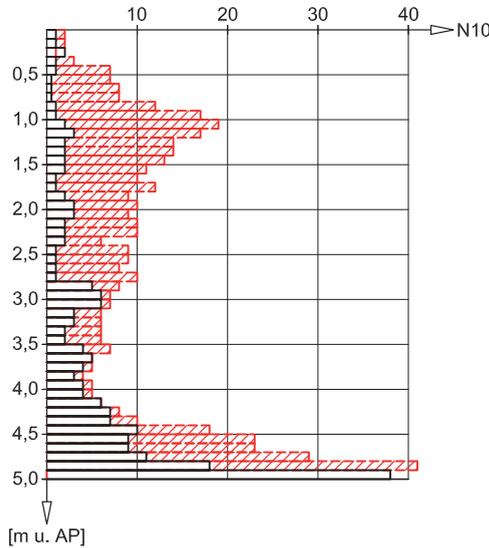
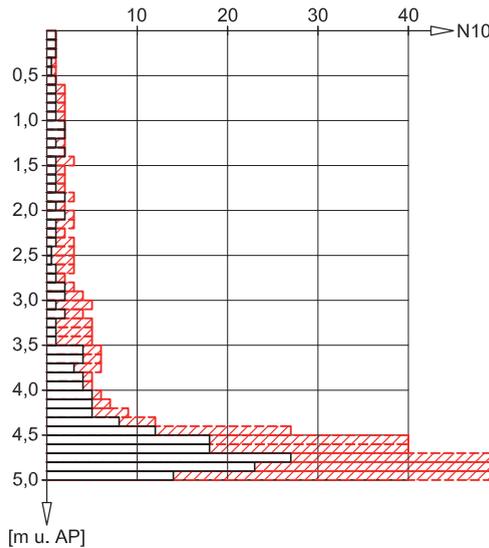
Die Herstellungsparameter der Impulsverdichtung wurden wie folgt gewählt (siehe Abb. 11):

- Durchmesser des Verdichtungsfußes: 1,5 m

10 | Probedamm – Draufsicht



11 | Probedamm – Querschnitt (Schnitt A-A gem. Abb. 10)



12 | Schwere Rammsondierungen DPH
Oben: RS2 (Probefeld 2) – Vergleich RS2-0 (unverdichtet; schwarz) mit RS2-5 (nach ca. drei Monaten Ruhezeit; rot strichliert); Unten: RS3 (Probefeld 3) – Vergleich RS3-0 (unverdichtet; schwarz) mit RS3-3 (unmittelbar nach IV3; rot strichliert); Schraffur = Änderung der Schlagzahlen N10 durch Impulsverdichtung; AP = Arbeitsplanum

- Grundraster: drei äquidistante Verdichtungspunkte je Probefeld (Abstand von ca. 1,6 m) (zwei Übergänge auf PF 1 [IV1, IV2] und auf PF 4 [IV1, IV3])
- Sekundäraster: zwei um den halben Durchmesser des Verdichtungsfußes versetzte Verdichtungspunkte auf PF 2 und PF 4 (1 Übergang [IV2])

Die Impulsverdichtung wurde folgendermaßen ausgeführt (siehe Abb. 11):

- 1. Verdichtungsübergang (IV1) auf den äquidistanten Punkten des Grundrasters
- Verfüllen der Verdichtungskrater mit Dichtkernmaterial
- Ruhezeit: Durchführung der Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH)
- 2. Verdichtungsübergang (IV2) auf den äquidistanten Punkten des Grundrasters (PF 1 und PF 3) bzw. den versetzten Punkten des Sekundärasters (PF 2 und PF 4)
- Verfüllen der Verdichtungskrater mit Dichtkernmaterial
- Ruhezeit: Durchführung der Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH)
- 3. Verdichtungsübergang (IV3) auf den äquidistanten Punkten des Grundrasters (PF 3) bzw. den versetzten Punkten des Sekundärasters (PF 4)
- Verfüllen der Verdichtungskrater mit Dichtkernmaterial
- Ruhezeit: Durchführung der Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH)
- abschließende Walzenverdichtung

Die Verdichtung erfolgte nach folgenden Abbruchkriterien:

- Abbruchkriterium 1: Gesamtsetzung (Krater- bzw. Trichtertiefe) > 80 cm

- Abbruchkriterium 2: Schlagzahl pro Verdichtungspunkt > 40
- Abbruchkriterium 3: Setzung letzter Schlag < 10 mm

Qualitätskontrolle

Im Zuge der Probeverdichtung wurden die Herstellungs- bzw. Verdichtungsparameter kontinuierlich aufgezeichnet sowie nachfolgende Messungen zur Überprüfung des Verdichtungserfolges bzw. der Dichtheit durchgeführt:

- Schwere Rammsondierungen (DPH) vor und nach der Impulsverdichtung
- Dynamische Lastplattenversuche vor und nach der Impulsverdichtung
- In situ Durchlässigkeitsversuche mit dem BAT-Messsystem zur Bestimmung der Durchlässigkeit des Dichtkerns
- Schwingungsmessungen seitlich des Probedammes am Böschungsfuß (ungefähr zwischen Probefeld 2 und 3)

Exemplarisch werden im Folgenden ausgewählte Ergebnisse der Rammsondierungen zur Kontrolle der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz zusammenfassend dargestellt:

- Probefelder 1 und 2 (Dichtkern aus „Lehm“)

Aus den Schlagzahlenverläufen (Abb. 12, oben) ist ersichtlich, dass die Tiefenwirkung im Damm rund 4,5 m beträgt, der anstehende Boden darunter wird durch das Verschieben des Verdichtungspfropfens nach unten deutlich verdichtet. Die Verdichtungswirkung im Lehm ist als durchschnittlich einzustufen. Der 1. Übergang führte zu einer Verdoppelung der Schlagzahlen zwischen 1 und rund 3,5 m Tiefe. Nach dem 2. Übergang war infolge des Aufbaus von Porenwasserüberdrücken praktisch keine Änderung der Schlagzahlen zu erkennen. Die Zunahme der Schlagzahlen nach einer Liegezeit von ca. drei Monaten ist deutlich feststellbar (Abbau der Porenwasserüberdrücke). Grundsätzlich ist zu bedenken, dass mit der Schweren Rammsonde (DPH) in bindigen Böden weicher bis steifer Konsistenz unabhängig vom Verdichtungszustand nur geringe Schlagzahlen erzielbar sind. Aus diesem Grund empfehlen sich zum Nachweis der Verdichtungswirkung in derartigen Böden

entweder Leichte Rammsondierungen (DPL) oder Drucksondierungen (CPT).

- Probefelder 3 und 4 (Dichtkern aus „Löss“)

Aus Abbildung 12 (unten) kann eine Tiefenwirkung im Damm von zumindest 4,5 m abgeleitet werden, der Untergrund unter dem Damm wird wiederum sehr gut verdichtet; die Verdichtungswirkung ist deutlich besser als bei den Probefeldern im lehmigen Dichtkernbereich. Nach dem 2. Übergang ist eine signifikante Zunahme der Schlagzahlen zwischen 0,5 und 3,5 m Tiefe feststellbar, wobei insbesondere die Zunahme bis knapp 2 m auffällt. Auch nach dem 3. Übergang ist eine Zunahme der Schlagzahlen zu erkennen. Porenwasserüberdrücke traten im sandigen Schluff praktisch nicht auf; entsprechend gering ist die weitere Zunahme der Schlagzahlen nach einer Liegezeit von ca. drei Monaten.

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass die Verdichtungswirkung auf dem Probefeld 4, wo der 3. Übergang auf den versetzten Punkten des Sekundärasters erfolgte, etwas höher war als auf dem Probefeld 3, wo der 3. Verdichtungsübergang auf den äquidistanten Punkten des Grundrasters durchgeführt wurde.

Schlussfolgerungen

Die aus den Ergebnissen der Probeverdichtung auf dem Probedamm abgeleiteten Schlussfolgerungen werden im Folgenden zusammengefasst:

- Tiefenwirkung: Es ist beim untersuchten Dammaufbau mit einer Tiefenwirkung von rund 4,5 m bzw. darüber zu rechnen. Bei stärker sandigen Böden ist die Tiefenwirkung größer als bei vorrangig schluffigen Böden.
- Herstellungsparameter und Arbeitsablauf: Für die Verdichtung des Dichtkerns können in Abhängigkeit der Dichtkernmaterialien (Aulehme oder Ausande bzw. mit Kalk stabilisierte Böden etc.) unterschiedliche Herstellungsparameter (Rastermaße, Anzahl und Abfolge der Verdichtungsübergänge etc.) sowie der Arbeitsablauf auf Basis von Kalibrierfeldern definiert und optimiert werden.
- Qualitätssicherung: Optimierung und

Kontrolle der Impulsverdichtung erfolgen durch Einhaltung der auf dem Kalibrierfeld festgelegten Abbruchkriterien (Krater- bzw. Trichtertiefe, Schlagzahl pro Verdichtungspunkt und Übergang, Verdichtungstiefe pro Schlag). Durch die kontinuierliche Dokumentation der Verdichtungsparameter besteht die Möglichkeit, örtliche Inhomogenitäten des Untergrundes klar zu erkennen und die Tiefenverdichtung gezielt anzupassen. Gegebenenfalls empfiehlt es sich, zusätzlich entweder Drucksondierungen (CPT) oder Leichte, Mittelschwere bzw. Schwere Rammsondierungen (DPL, DPM bzw. DPH) vor und nach der Impulsverdichtung durchzuführen, insbesondere sofern sich die Randbedingungen ändern (Bodenart, Verdichtungsanforderungen etc.).

- Dichtheit: Vergleicht man das alternative Ertüchtigungskonzept hinsichtlich Durchlässigkeit mit einer Dichtwand unter Zugrundelegung der Permittivität, so zeigt sich, dass die Dichtwirkung bei den untersuchten Böden praktisch die gleiche ist.

4.2.6.2 Sanierung Hochwasserschutzdamm Kamp

Der bestehende Hochwasserschutzdeich links und rechts vom Fluss Kamp (Linker und Rechter Kampdeich) wird derzeit im Rahmen des Projektes „Hochwasserschutz Kamp“, Abschnitt Jettsdorf, ertüchtigt. Dabei erfolgt alternativ zur ausgeschriebenen Rütteldruck- bzw. Rüttelstopfverdichtung die Dammsanierung mittels Impulsverdichtung.

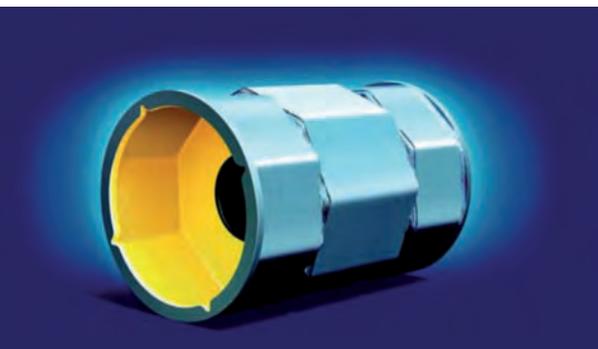
Der Nachweis der Eignung des vorgeschlagenen Alternativkonzeptes sowie die Festlegung bzw. Optimierung des Ablaufes der Impulsverdichtung zur Bodenverbesserung erfolgte im Dezember 2008 auf einem Probefeld, das in situ angelegt wurde. Aus den Messergebnissen wurden Empfehlungen für den Ablauf und die Abfolge der Bodenverbesserungsmaßnahmen mittels Impulsverdichter abgeleitet. Zusammenfassend hat sich gezeigt, dass sich die Bodenverbesserung mittels Impulsverdichter beim gegenständlichen Bauvorhaben in idealer Weise dazu eignet, eine deutliche Verbesserung der Lagerungsdichte, Verringerung der Durchlässigkeit und Erhöhung der Stabilität des be-



13 | Vibrationswalze mit Glattmantelbandage (konventionelle Verdichtungstechnologie)



14 | Vario-Control-Walze mit Polygonbandage (innovative Verdichtungstechnologie)



15 | Polygonbandage

stehenden Dammkörpers bis in die Tiefe der unter dem Dammkörper anstehenden Kiese zu erzielen.

4.3 Polygonbandage

4.3.1 Grundlagen

Die oberflächennahe Verdichtung findet in der Regel statisch oder dynamisch mittels Vibrations- bzw. Oszillationswalzen oder Walzen mit Richtschwängern statt, und seit einigen Jahren werden auch sogenannte selbstregelnde Walzen (VARIOMATIC, ACE) verwendet. Im Erdbau kommen heutzutage bevorzugt die dynamischen Walzen zum Einsatz. Diese Verdichtungstechnologie ermöglicht infolge des Zusammenspiels zwischen den dynamischen Kräften und den statischen Lasten aus dem Gewicht der Bandage eine verbesserte Verdichtungswirkung. Der dynamische Verdichtungseffekt ist jedoch stark von den bodenphysikalischen Eigenschaften des zu verdichtenden Bodens abhängig. Vor allem bei feinkörnigen, bindigen Böden, die häufig als Dammschüttmaterial im Hochwasserschutzdammbau herangezogen werden, bewirkt eine dynamische Einwirkung bei erhöhtem Wassergehalt das „Hochpumpen“ des Porenwassers und führt damit zu einer deutlichen Verschlechterung der Bodeneigenschaften. Maschinentechnisch kann diesem Verschlechterungseffekt teilweise durch eine Anpassung der Bandagenform an das Verdichtungsverhalten der feinkörnigen Böden gegengesteuert werden. In diesem Zusammenhang wurde im Sinne einer Verdichtungs-optimierung bei den Sanierungsarbeiten der Hochwasserschutzdämme an der March eine innovative Verdichtungsmethode mittels Vibrationswalzen mit Polygonbande eingesetzt.

4.3.2 Gerätetechnologie

Die Polygonbande stellt durch die Adaptierung der Bandagenform eine Weiterentwicklung der klassischen Glattmantelbandage bzw. diverser Schafffußbandagen dar. Die Bezeichnung „Polygonbandage“ ergibt sich aus der achteckigen Form der einzelnen Bandagenelemente. Diese neuartige Bandage besteht im Wesentlichen aus drei bzw. fünf axial nebeneinander liegenden achteckigen Elementen, deren ebene Segmente jeweils versetzt zum benachbarten Element angeordnet sind. Zwecks besserer Führungs- und Transportmöglichkei-

ten insbesondere auf festen Untergründen sind auf beiden Rändern der Bandage Ringe angeschweißt. Die einzelnen Segmente sind eben ausgebildet, d. h., sie erstrecken sich in Achsialrichtung der Welle parallel zur Wellenachse. Dadurch werden von einem Segment, wenn es auf dem Boden liegt, nur Normalkräfte, aber keine Schubkräfte übertragen. Der Vortrieb bzw. die Steigfähigkeit, zu der jedoch Schubkräfte nötig sind, erfolgt über die Kanten der benachbarten Elemente. Während ein Element mit einem Segment eben auf dem Boden aufliegt und diesen dadurch verdichtet, wird über das benachbarte Element der für die Fortbewegung notwendige Vorschub sichergestellt, indem dort eine Kante in den Boden eingedrückt wird.

Eine noch wesentlichere Rolle spielen die Kanten für die Verdichtungswirkung der Polygonbandage. Beim Kontakt einer Kante mit dem Boden entsteht eine Spannungsspitze in der „Kontaktlinie“ zwischen Bandage und Untergrund (Singularität). Der Boden wird beim weiteren Eindringen des polygonalen Körpers durch Spaltzugkräfte „aufgerissen“. Die eingeleitete Kraft ist dabei sehr hoch, da zunächst die gesamte Belastung, je nach Stellung der Bandage, über zwei bzw. drei Kanten auf den Boden aufgebracht wird. An der Stelle neben den Kanten, wo die ebenen Flächen kurz vor ihrem Auftreffen sind, hat der Boden Platz zur Entspannung, bis schließlich die Nachbarflächen aufliegen und dadurch ein Ausgleich der Spannungen erzeugt wird. Die entstehenden Spaltzugkräfte erzeugen in weiterer Folge Schubkräfte, die sich insbesondere bei der Verdichtung feinkörniger, bindiger Böden günstig auswirken.

Experimentelle Untersuchungen (Markiewicz, 2001/Saal, 2002/Thiele & Kloubert, 2006) haben unter Beweis gestellt, dass die Bandagenform einen maßgebenden Einfluss auf die Optimierung der Verdichtungswirkung hat. In Abbildung 16 ist beispielhaft ein Vergleich zwischen einer profilierten und einer glatten Bandage anhand von gemessenen Verdichtungsgraden über einen bestimmten Tiefenbereich dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Verdichtungswirkung der Polygonbandage auch in Tiefen über 2,0 m deutlich ist, während im obersten Bereich (ca. 0,5 m) aufgrund der Profilierung der Bandage eine geringere Verdichtung erzielt wird. Diese Tatsache der

moderaten Verdichtung bzw. Auflockerung der Oberfläche verliert jedoch bei lagenweiser Verdichtung an Bedeutung, da diese Zone mit der nächsten Schüttlage verdichtet wird. Außerdem wird durch die Profilierung ein Effekt der Deckelbildung verhindert, wie er bei der Glattmantelbandage unter bestimmten Randbedingungen auftreten kann.

Bei der Sanierung bzw. beim Neubau von Hochwasserschutzdämmen hat sich die Verwendung von Walzen mit Polygonbandage aufgrund der optimierten Verdichtungswirkung gegenüber den konventionellen Verdichtungsmethoden als vorteilhaft erwiesen. Insbesondere aufgrund des guten Verdichtungserfolges und der großen Tiefenwirkung sind beim Einsatz dieser innovativen Verdichtungstechnologie höhere Schüttlagen möglich als bei der konventionellen Verdichtung mit Glattmantelbandage. Im Hinblick auf die Längserstreckung der Hochwasserschutzdämme ergeben sich dadurch wesentliche Vorteile auch in zeitlicher Hinsicht. Durch die Profilierung der Bandage entsteht auf der Oberfläche ein regelmäßiges Muster, wodurch eine bessere Verzahnung der einzelnen Schüttlagen erzielt werden kann. Ebenfalls günstig wirkt sich der Einsatz der Polygonbandage bei der dynamischen Verdichtung von feinkörnigen, bindigen Böden aus. Hierbei wird der Boden durch die Knetwirkung der Bandage „aufgebrochen“ bzw. „aufgerissen“, wodurch Porenwasserdrücke nur untergeordnet entstehen können und die eingebrachte Energie zur Verdichtung des Bodens genutzt wird.

4.3.3 Verdichtungskontrolle

Zur Überprüfung des Verdichtungserfolges bzw. zur Qualitätskontrolle werden in erster Linie walzenintegrierte FDVK-Systeme herangezogen, die heutzutage zur Standardausrüstung der dynamischen Vibrationswalzen gehören. Das FDVK-Messsystem ermöglicht nach jeder Walzenüberfahrt und für jede Schicht eine lückenlose flächenhafte Dokumentation und gleichzeitig eine sofortige Beurteilung der Verdichtungsqualität. Neben den flächenhaften Methoden werden auch punktförmige Untersuchungen verwendet. Hierzu gehören dynamische und statische Lastplattenversuche sowie Verfahren zur Dichtebestimmung (Ausstechzylinder, Ersatzverfahren, Isotopsondierung etc.), welche

in der Regel mit bodenphysikalischen Laboruntersuchungen (Proctorversuch, lockerste und dichteste Lagerung) kombiniert werden. Als weitere Untersuchungsmethoden können Rammsondierungen (DPL, DPM, DPH) oder Drucksondierungen (CPT) eingesetzt werden. Diese werden grundsätzlich nicht für einzelne Schichten sondern meistens nach dem Abschluss der Verdichtungsarbeiten z. B. von der Dammkrone aus durchgeführt.

4.3.4 Fallbeispiele

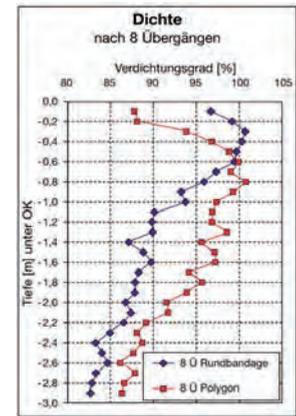
4.3.4.1 Sanierung Hochwasserschutzdamm March (Hohenau)

Die Hochwasserschutzdämme an der March und Thaya waren aufgrund des Hochwassers im Jahre 2006 überaus starken Beanspruchungen ausgesetzt, die in weiten Bereichen zu einer Aufweichung bzw. Auflockerung des Dammschüttmaterials und in einigen Bereichen zu Dammbürchen führten.

Im Zuge der Sanierung des Hochwasserschutzes an der March und Thaya ist im Abschnitt Hohenau ein Abtrag des bestehenden Damms bis etwa 0,5 m unterhalb des angrenzenden Geländeneives vorgesehen. Nach dem Verdichten des Abtragsplanums wird das bestehende Dammschüttmaterial lagenweise geschüttet und wiedereingebaut. Die Abdichtung des Damms zur Verhinderung von allfälligen Erosionserscheinungen erfolgt mittels Schmalwand. Zur Vermeidung von hydraulischen Grundbrüchen der bindigen Aubödenschicht wird im Bereich des landseitigen Böschungsfußes im Rahmen der Sanierungsmaßnahme eine Druckentlastung ausgeführt.

Optimierung der Erdbauarbeiten

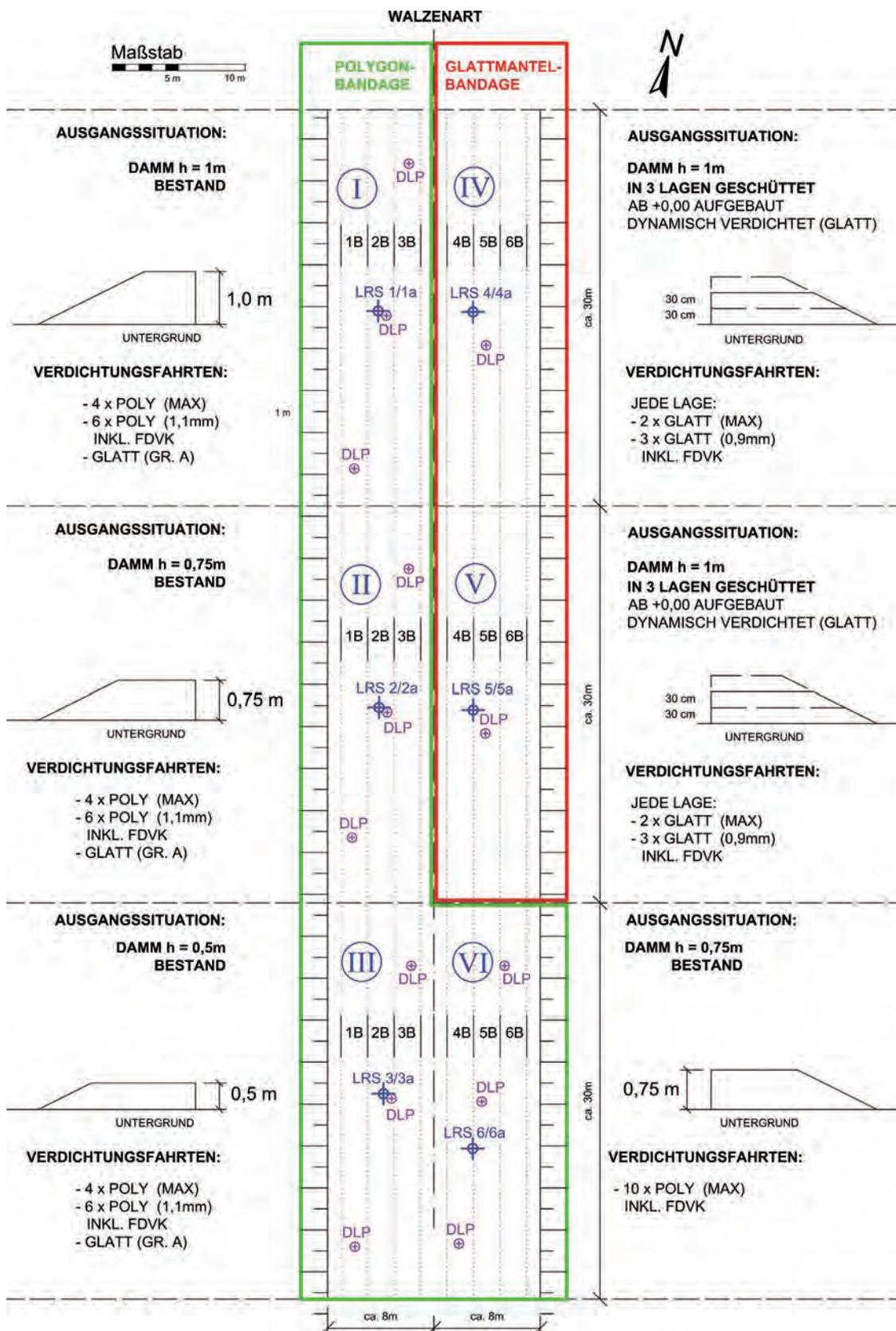
Das optimierte Verdichtungskonzept sieht vor, dass rund 1 m des Bestandsdamms bezogen auf das plangemäße Abtragsniveau unterhalb des Böschungsfußes bestehen bleibt und dieser Dammkörper mittels innovativer Verdichtungstechnologie mittels einer Vario-Control-Walze mit Polygonbandage verdichtet wird. Aufgrund der optimierten Verdichtungswirkung und größerer Verdichtungstiefe wird in Abhängigkeit vom Verdichtungspotenzial des Untergrundes zusätzlich auch eine Verdichtung unterhalb des Abtragsplanums erzielt. Hinsichtlich der Möglichkeit, größere Schüttlagen zu verdichten, ergibt sich auch eine bauzeitliche Optimierung des Bauablaufes.



16 | Verdichtungstiefe der Polygonbandage im Vergleich zur Glattmantelbandage (Thiele & Kloubert, 2006)



17 | Oberflächenbeschaffenheit (regelmäßiges Oberflächenmuster) nach Verdichtungsüberfahrten mit der Polygonbandage



18 | Einteilung der Prüffelder auf dem Probefeld, durchgeführte Verdichtung und Untersuchungen (Adam, 2009)

Der Nachweis der Eignung des optimierten Einbau- und Verdichtungskonzeptes erfolgte auf einem Probefeld, die Überprüfung der Verdichtung mittels walzenintegrierten FDVK-Messsystems und Rammsondierungen bzw. mittels dynamischer Lastplattenversuche.

Verdichtungsversuch mittels Polygonbandage

Der Damm war im Bereich des Probefeldes überwiegend aus schluffigen bis enggestuften Sanden aufgebaut. Unterhalb der Dammaufstandsfläche lag eine Schicht natürlich gewachsener Auböden ähnlicher Zusammensetzung, jedoch mit dominierenden Schluffanteilen, die von den Grundwasser führenden Marchsand unterlagert wurden. Die Übergänge zwischen den einzelnen Schichten waren nicht sehr deutlich ausgeprägt.

Das Probefeld (ca. 90 x 16 m) wurde in insgesamt sechs Verdichtungsfelder (Abb. 18) mit einer Länge von ca. 30 m eingeteilt. Auf insgesamt vier Feldern erfolgte der Abtrag des bestehenden Dammes bis rund 1 m (Prüffeld I), 0,75 m (Prüffelder II und VI) und 0,5 m (Prüffeld III) über dem plangemäßen Abtragsniveau. Die Verdichtung wurde nach dem optimierten Verdichtungskonzept mittels einer 12-t-Vario-Control-Walze mit Polygonbandage durchgeführt. Die unterschiedliche Schichtmächtigkeit in einzelnen Versuchsfeldern diente einer besseren Abschätzung der Verdichtungstiefe im Hinblick auf die Verdichtung des Dammuntergrundes. Die restlichen zwei Felder (Prüffelder IV und V) wurden entsprechend dem ursprünglichen Sanierungskonzept bis zum Abtragsniveau ausgehoben und anschließend lagenweise (drei Lagen je ca. 30 cm) mittels einer 12-t-Walze mit Glattmantelbandage verdichtet.

Verdichtungskontrolle

Die Qualitätskontrolle erfolgte sowohl flächenhaft mit dem walzenintegrierten FDVK-Messsystem als auch punktförmig mit leichten Rammsondierungen und mittels dynamischer Lastplattenversuche mit dem Leichten Fallgewichtsgerät. Die FDVK-Dokumentation wurde nach jeder Walzenüberfahrt bis zur Endverdichtung (Verdichtungszuwachs < 5 %) durchgeführt. Auf den unterschiedlichen Höhenniveaus des Bestandsdammes (Prüffeld I, II, III und VI) wurde mit der Walze

mit Polygonbandage ein sehr gleichmäßiges Verdichtungs-niveau beobachtet. Anhand der gemessenen EVIB-Werte konnte dabei ein Zuwachs der Verdichtung des Bestandsdammes zwischen 42 % bis 69 % erzielt werden. Die Prüffahrten mit der Glattmantelbandage zeigten zwar systembedingt aufgrund der unterschiedlichen Walzenparameter ein höheres Messwertniveau, die Gleichmäßigkeit der Verdichtung war jedoch weit weniger gegeben als bei den Prüffahrten mit der Polygonbandage. Die Überprüfung der Lagerungsdichte vor und nach der Verdichtung erfolgte mit leichten Rammsondierungen (Abb. 20). Auf den Prüffeldern, die mittels Polygonbandage verdichtet wurden, konnte eine Zunahme der Schlagzahlen bis zu einer Tiefe von etwa 1,5 bis 2,0 m beobachtet werden. Auf den entsprechend dem konventionellen Verdichtungskonzept verdichteten Prüffeldern IV und V war erwartungsgemäß im oberen neu geschütteten Bereich ein deutlicher Zuwachs der Schlagzahlen ersichtlich. Es konnte eine Verdichtungswirkung bis in eine Tiefe von etwa 1,6 m beobachtet werden. Ergänzend zu den Rammsondierungen wurden dynamische Lastplattenversuche mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass durch die Verdichtung die Veränderung des dynamischen Verformungsmoduls örtlich relativ unterschiedlich ist und stark von den Materialeigenschaften des verdichteten Materials abhängt. Bei der Polygonbandage hat naturgemäß auch die Ebenföchigkeit der Oberfläche einen wesentlichen Einfluss.

4.3.4.2 Sanierung Hochwasserschutzdamm March (Marchegg Bahnhof – Zwerndorf)

Im Zuge der Sanierung der Hochwasserschutzdämme an der March wurden im Abschnitt Marchegg Bahnhof – Zwerndorf gemäß dem optimierten Verdichtungskonzept im Abschnitt Hohenau die Vibrationswalzen mit Polygonbandagen eingesetzt. Die Einbau- und Verdichtungsparameter wurden aufgrund der teilweise unterschiedlichen bodenphysikalischen Eigenschaften des Dammschüttmaterials und des Untergrundes anhand eines Verdichtungsversuches untersucht. Im Bereich des Versuchsfeldes war der Dammkörper überwiegend aus sandigen Schluffen mit darunterliegender Deckschicht (Auböden)

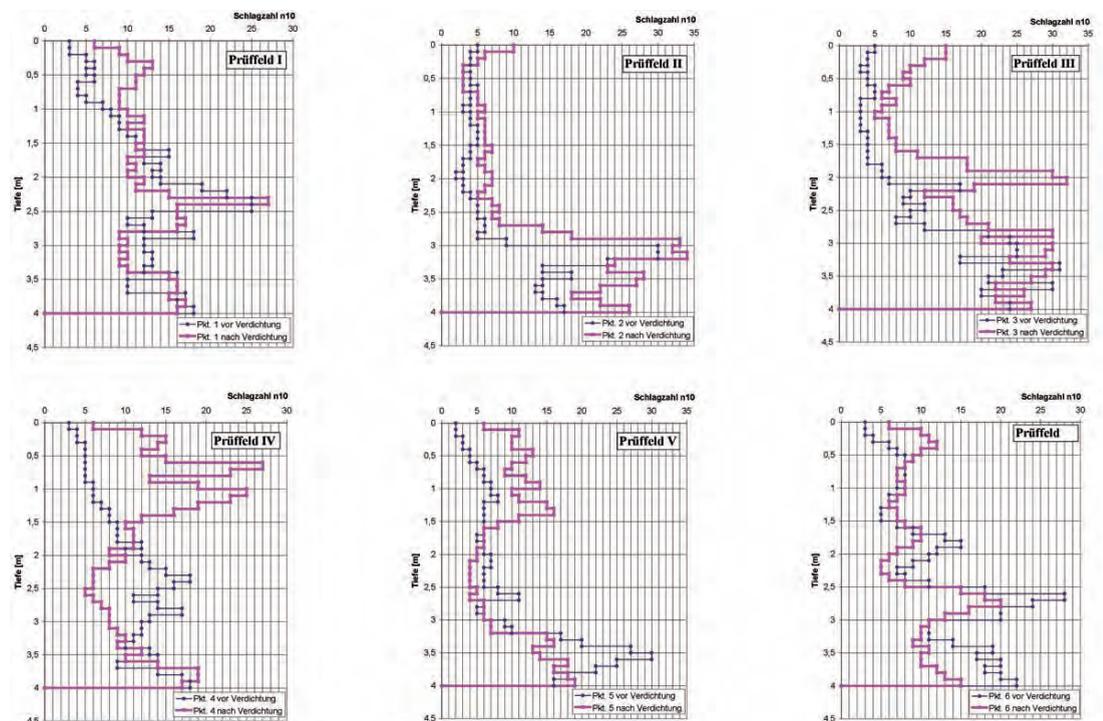
ähnlicher Zusammensetzung aufgebaut. Das Probefeld wurde bis zu 1 m des Bestandsdammes über der Dammaufstandsfläche bzw. bis zur Dammaufstandsfläche abgetragen und mittels Vibrationswalzen mit Polygonbandage bzw. nach dem ursprünglichen Verdichtungskonzept verdichtet. Die Überprüfung der Verdichtung wurde mittels FDVK-Dokumentationsfahrten, leichten Rammsondierungen (jeweils vor und nach der Verdichtung) und mittels dynamischer Lastplattenversuche durchgeführt.

Schlussfolgerungen

Die im Zuge der beiden Verdichtungsversuche durchgeführten umfangreichen Messungen zeigen, dass sich mittels der Walzen mit Polygonbandage eine gute Verdichtungswirkung erzielen lässt. Durch die Profilierung der Bandage wird das überwiegend feinkörnige bzw. gemischtkörnige Schüttmaterial durchgeknetet und anschließend wieder entspannt, wodurch ein sehr gleichmäßiges Verdichtungs-niveau erreicht wird. Die Gleichmäßigkeit konnte anhand der Aufzeichnungen der walzenintegrierten Verdichtungs-dokumentation (FDVK) beobachtet werden.

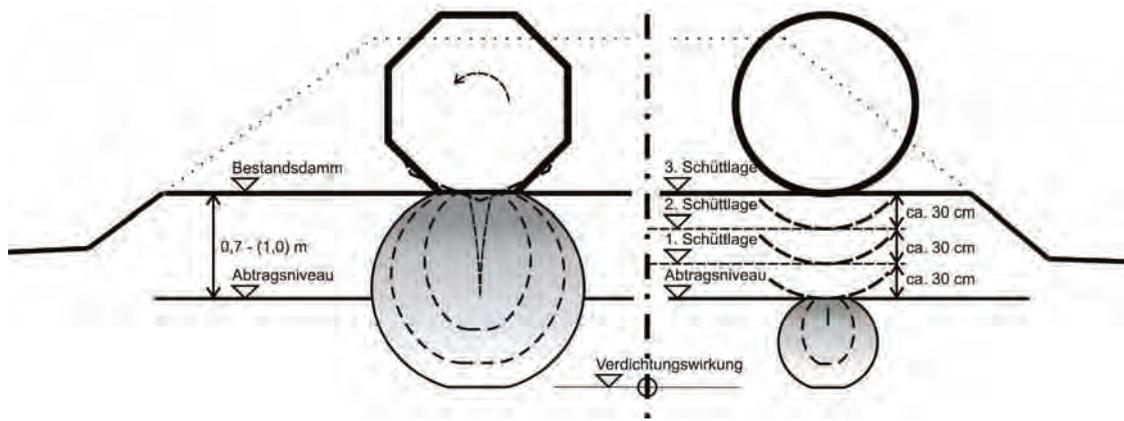


19 | Probefeld



Aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse (Abb. 21) aus den Verdichtungsversuchen konnte festgestellt werden, dass die Verdich-

20 | Verdichtungskontrolle für jedes Probefeld mittels leichten Rammsondierungen vor und nach der Verdichtung



21 | Verdichtungswirkung der Polygonbandage im Vergleich zur Glattmantelbandage

tung mittels Polygonbandage dem ursprünglichen Verdichtungskonzept in technischer Hinsicht bis zu einer Schichtstärke (des bestehenden Damms) von etwa 0,7 bis 1,0 m gleichwertig ist. Aus bauzeitlicher Sicht ergibt sich ebenfalls eine Optimierung der Abwicklung der Erdbauarbeiten.

5. Zusammenfassung

Untersuchungen im Zusammenhang mit dem Einsatz von innovativen Verdichtungs-technologien mittels Impulsverdichtung und selbstregelnden Walzen mit Polygonbandagen zur Sanierung bzw. für den Neubau von Hochwasserschutzdämmen zeigen, dass sich damit eine wesentliche Optimierung nicht nur in technischer, sondern auch in bauzeitlicher Hinsicht erzielen lässt.

Die Vorzüge der Impulsverdichtung bei der Ertüchtigung von Hochwasserschutzdämmen lassen sich auf Basis der präsentierten Fallbeispiele wie folgt zusammenfassen:

- Es findet durch die Impulsverdichtung eine Bodenverdichtung bzw. untergeordnet eine Bodenverdrängung statt, sodass eine deutliche Volumenverringering des zu verbessernden Bodens erzielt wird. Das entsprechende Volumen wird durch geeignetes Zugabematerial (verdichtungsfähiges und gleichzeitig gering durchlässiges Material) in der Art ergänzt, dass durch weitere Übergänge eine Pfropfenbildung bzw. Durchmischung mit dem anstehenden Boden erfolgt.
- Durch die Volumenreduktion bzw. Verringerung des Porenanteils wird einerseits ein Dammkern geringer Durchlässigkeit

erzeugt, und andererseits werden bestehende Hohlräume vollständig geschlossen bzw. bestehende horizontale Linsen mit einer höheren Wasserdurchlässigkeit zerschlagen.

- Bei Anwendung der Impulsverdichtung kommt es durch die Volumenverringering gleichzeitig zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit und Stabilität des Damms und folglich zu einer Verringerung der Erosionsgefahr.

Die wesentlichen Vorteile beim Einsatz von selbstregelnden Walzen mit Polygonbandagen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Bei der Verwendung der Polygonbandagen ergeben sich aufgrund des guten Verdichtungserfolges und der größeren Tiefenwirkung höhere Schüttlagen, wodurch sich eine zeitliche Optimierung gegenüber konventionellen Verdichtungsmethoden (z. B. Glattmantelbandagen) erreichen lässt.
- Bei der Verdichtung von feinkörnigen Böden wird der Boden aufgrund der Bandagenform aufgerissen, wodurch sich Porenwasserdrücke schneller abbauen können. Das Kneten und Entspannen des Bodens führt zu einer gleichmäßigen und erhöhten Verdichtungswirkung.
- Beim Verdichten bewirken die Kanten der Polygonbandage durch das „Aufreißen“ des Bodens eine Auflockerung im Oberflächenbereich. Dadurch setzt der sogenannte Effekt der Deckelbildung viel später ein als bei der Glattmantelbandage.
- Die Polygonbandage hinterlässt bei der Überfahrt eine regelmäßig gemusterte Oberfläche und ermöglicht damit einen Haftverbund (Schichtverzahnung) zwischen der bereits verdichteten und der einzubauenden Lage.
- Durch die walzenintegrierte flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) kann auch bei Walzen mit Polygonbandagen der Verdichtungserfolg genau dokumentiert, kontrolliert und optimiert werden.

Literatur

- [1] D. Adam: *Geotechnische Stellungnahme über die Optimierung des Erdbaus mittels Vario-Control-Walze mit Polygonbandage zum Projekt Sanierung Hochwasserschutz March Hohenau*, Geotechnik Adam ZT GmbH, A-2345 Brunn am Gebirge, Wiener Straße 66–72/15/4, Brunn am Gebirge 2009.
- [2] D. Adam: *Geotechnische Stellungnahme über die Optimierung des Erdbaus mittels Vario-Control-Walze mit Polygonbandage zum Projekt Sanierung Hochwasserschutz March Marchegg Bahnhof – Zwerndorf*, Geotechnik Adam ZT GmbH, A-2345 Brunn am Gebirge, Wiener Straße 66–72/15/4, Brunn am Gebirge 2009.
- [3] D. Adam: *Geotechnische Stellungnahme über die alternative Bodenverbesserung mittels Impulsverdichtung – Eignungsprüfung Impulsverdichtung zum Projekt Hochwasserschutz Kamp, Abschnitt Jettsdorf, Fluss km 7+140 bis 9+860*, Geotechnik Adam ZT GmbH, A-2345 Brunn am Gebirge, Wiener Straße 66–72/15/4, Brunn am Gebirge 2009.
- [4] D. Adam: *Geotechnische Stellungnahme über den Probedamm Kiesgrube Fischamend*, Geotechnik Adam ZT GmbH, A-2345 Brunn am Gebirge, Wiener Straße 66–72/15/4, Brunn am Gebirge 2008.
- [5] D. Adam/I. Paulmichl: „Bodenverbesserung mit dem Impulsverdichter – Ein neuartiges Gerät zur mitteltiefen Verdichtung von Böden“, Tagungsband und Vortrag, FSV-Verkehrstag 2007, 21. Juni 2007, Wien 2007.
- [6] D. Adam/I. Paulmichl: „Rapid Impact Compactor – An innovative dynamic compaction device for soil improvement“, Proceedings of Geotechnical Conference on Improvement of Soil Properties, June 4 & 5, Bratislava 2007.
- [7] D. Adam/J. Fürpass: „Dynamische Intensivverdichtung ‚light‘ mit dem Rapid Impact Compactor“, Präsentation am Tag der offenen Tür der Fa. TERRA-MIX, 9. Februar 2007, A-8521 Wettmannstätten, Schönaich 96.
- [8] H. Brandl/S. Blovsky: „Zustandsbewertung, Überwachung, Sicherung und Sanierung von Deichen bzw. von Hochwasserschutzdämmen“, in: R. Herrmann/J. Jensen (Hg.): *Sicherung von Dämmen und Deichen*, Siegen 2003.
- [9] H. Brandl/S. Blovsky/M. Szabó: *Flood Risk II – TP7.1 – Instandhaltung von Dämmen – Modell für ein Zustandsmonitoring und Sicherheitskonzepte*, BMVIT und Lebensministerium der Bundesrepublik Österreich, Wien 2009.
- [10] R. Markiewicz: *Untersuchungen zur Arbeitsweise und Tiefenwirkung der Polygonbandage auf nichtbindigem Boden*, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, Wien 2001.
- [11] I. Paulmichl/J. Fürpass: „Mitteltiefe Bodenverbesserung mit dem Impulsverdichter – Fallbeispiele aus der Praxis“, in: Tagungsband der 7. Österreichischen Geotechniktagung, S. 341–352, 21. und 22. Jänner 2009, Wien 2009.

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.

Dietmar Adam

Technische Universität Wien

Institut für Geotechnik

Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik

Geotechnik Adam ZT GmbH

Dipl.-Ing.

Marek Szabó

Technische Universität Wien

Institut für Geotechnik

Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik

Dipl.-Ing.

Ivan Paulmichl

Geotechnik Adam ZT GmbH

Forschung und Entwicklung als wichtiger Baustein für die Weiterentwicklung des Unternehmens

Peter Furtner



01 | Ponte de Tete, Mosambik



02 | Luling Bridge, New Orleans, USA



03 | River Suir Bridge, Waterford, Irland

Bereits vor meinem Eintritt in die FCP/VCE im Jänner 2002 wurde beschlossen, die Forschungsaktivitäten und -ressourcen der Unternehmensgruppe bei der VCE zu bündeln. Dank diesem Entschluss konnte eine Reihe von internationalen Forschungsprojekten im 5., 6. und jetzt 7. Rahmenprogramm der EU für Forschung und Entwicklung gewonnen werden, in welchen die VCE die Rolle als Projektkoordinator innehatte. Eines dieser Projekte, nämlich CaSCo (Consistent Semiactiv System Control), das sich mit der Reduktion von Schall- und Erschütterungsemissionen im Schienenverkehr durch intelligente Dämpfungs- bzw. Mitigationstechniken befasste, war mein Einstiegsprojekt im Unternehmen und zugleich mein Einstieg in die Forschung und Entwicklung.

Der erfolgreiche Abschluss großer internationaler F & E-Projekte, der mit der Bewertung „outstanding“ durch die Europäische Kommission für die Projekte IMAC und CaSCo einen ersten Höhepunkt fand, führte zu einer Intensivierung der Forschungstätigkeit bei zahlreichen nationalen und internationalen Projekten. Der inhaltliche Schwerpunkt lag und liegt dabei in den Bereichen Messtechnik im Bauwesen sowie Zustandsbeurteilung von Bauwerken durch Monitoring (Stichwort: BRIMOS®). In den letzten Jahren wurde der Themenbereich in Richtung Erdbebenforschung (Stichwort: Inkrafttreten von EC 8) und industrielle Sicherheit erweitert.

Forschung soll und kann niemals Selbstzweck sein. Für ein Privatunternehmen muss die praktische und kommerzielle Umsetzung der Forschungsergebnisse im Vordergrund stehen. Dies führte zur Gründung der Competence Center BRIMOS (BRIdge-MONitoring-System), Messtechnik, Geotechnik & Naturgefahren sowie Sonderbauwerke & Dynamik.

Insbesondere im Bereich Bauwerksmonitoring, geprägt durch die Marke BRIMOS®, gehört die VCE mit zu den weltweit führenden Unternehmen, aber auch zu den führenden Entwicklern. Dies äußert sich unter anderem in der erfolgreichen Umsetzung von mehr als 500 kommerziellen Monitoring-Projekten (insbesondere Brücken, Schornsteine, Hoch- und Industriebauten) weltweit.

Die größten Fortschritte und Erfolge konnten im Bereich Kabelmessungen erzielt werden (z. B. Schrägseile, Abspannungen, externe Vorspannung). Die messtechnische Bestimmung von Kabelkraft, Kabelsteifigkeit und Dämpfungsverhalten kann durch die von VCE entwickelte Hard- und Software hochgenau, schnell und zuverlässig durchgeführt werden. Neben Schrägseilbrücken in Österreich, die regelmäßigen Messungen unterzogen werden (z. B. Donaustadtbrücke, Rosenbrücke Tulln, A4-Ostautobahn, Vöestbrücke Linz), wurden in zahlreichen Auslandsprojekten bisher über 4.000 Kabel gemessen. Als herausragende Projekte seien hier die Ponte de Tete in Mosambik über den Zambezi (288 Hänger), die Ziegelgrabenbrücke in Deutschland über den Strelasund (32 Kabel), die Luling Bridge in New Orleans über den Mississippi (72 Hänger), die Binzhou Yellow River Bridge in China über den Gelben Fluss (200 Kabel) und die River Suir Bridge in Waterford, Irland, (76 Kabel) genannt.

Bei der River Suir Bridge, einer einhüftigen Schrägseilbrücke mit einer Hauptspannweite von 230 Metern, kommt außerdem erstmals das neue Dauerüberwachungssystem BRIMOS®-Permanent mit BRIMOS®-Webinterface zum Einsatz. Das Tragwerksverhalten wird mit in Summe 62 Sensoren (Beschleunigung, Verformung, Dehnung, Wind, Temperatur etc.) kontinuierlich überwacht. Die Daten werden

durch die Messanlage vor Ort automatisch ausgewertet und dem Auftraggeber passwortgeschützt über das Internet zur Verfügung gestellt. Die aktuellen sowie sämtliche historische Messwerte und Auswertungsergebnisse können jederzeit eingesehen und heruntergeladen werden. Die Daten werden selbstverständlich grafisch ansprechend aufbereitet.

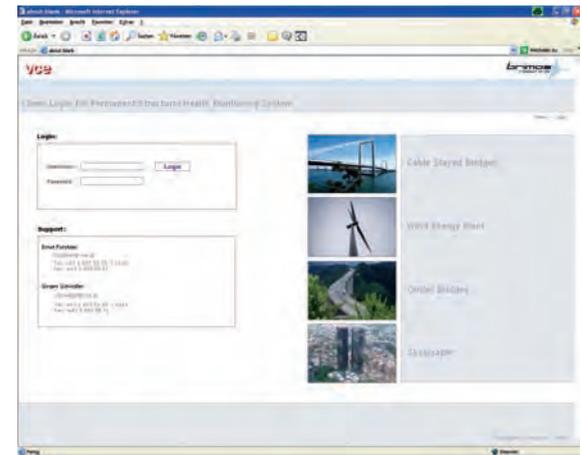
Zusätzlich werden bei Überschreitung vordefinierter Grenzwerte automatisch SMS-Kurzmitteilungen und E-Mails zur Alarmierung versendet.

Das Webinterface kommt bisher neben der River Suir Bridge bei den permanenten Monitoring-Projekten Incheon Bridge in Korea, Viadukt Weyermannshaus und Europabrücke in Zürich in der Schweiz, Beska Bridge über die Donau in Serbien, Europabrücke am Brenner und YH-1 an der Westbahn in Österreich zum Einsatz. Zahlreiche weitere Projekte befinden sich derzeit in Planung bzw. in Umsetzung.

Der große Erfolg der Forschungstätigkeit führte in den letzten acht Jahren zu einer Vervielfachung unseres Forschungsteams auf aktuell 40 Mitarbeiter. Durch die Intensivierung der Forschungstätigkeit und die rasante Entwicklung der Mess- und Auswertungstechnik werden sich in naher Zukunft bisher ungeahnte Möglichkeiten im Bereich des Bauwerks-Monitorings eröffnen.

Für die Unterstützung unserer Forschungstätigkeit möchte ich mich hier ausdrücklich bei den Förderstellen AWS, FFG und ZIT und im Besonderen bei unseren Kunden bedanken!

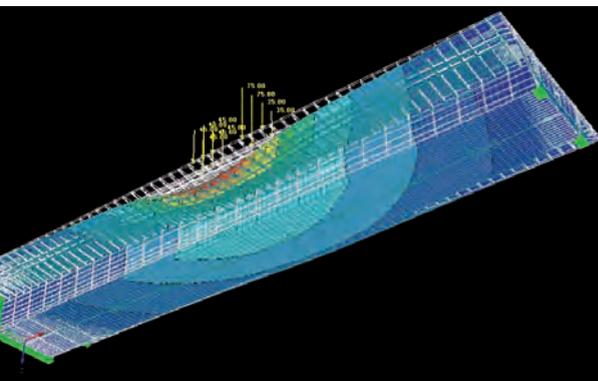
Dipl.-Ing.
Peter Furtner
VCE Holding GmbH
Prokurist



04 | BRIMOS®-Webinterface:
Login-Fenster und Monitoring-
Ergebnisse Europabrücke

Beschreibung des Competence Center BRIMOS

Robert Veit-Egerer



01 | Für die Bewertung der Ermüdungsgefährdung als maßgeblich isolierte Bauwerksteile und weiterführende Analyse der realen Beanspruchungssituation

Kernaufgabe des Competence Center BRIMOS ist die Bereitstellung und konsequente Weiterführung einer Technologie, welche den Prozess der Entscheidungsfindung von Infrastruktureigentümern und -betreibern im Rahmen der Bauwerkserhaltung maßgeblich unterstützt.

Dabei wurde bereits sehr früh erkannt, dass durch eine Evaluierung des Schwingungsverhaltens der analysierten Struktur den konventionellen, visuellen Bewertungsmethoden ein verlässliches, objektivierendes Verfahren zur Seite gestellt werden kann. Basierend auf den Grundsätzen der Baumechanik werden maßgeschneiderte Schwingungsmessungen und numerische Simulationen verknüpft. Während die Analyse der Bauwerke in erster Linie auf der experimentellen Bauwerksmessung fußt (gemessene Physik), ermöglichen Finite-Elemente-Vergleichsrechnungen ein vertieftes Verständnis zum Tragwerksverhalten und erweitern die Möglichkeiten einer relevanten Ergebnis-Interpretation.

Das Diagnoseverfahren BRIMOS® basiert heute auf einer bereits seit mehr als 15 Jahren konsequent entwickelten, anwenderorientierten Forschungsarbeit auf nationaler und internationaler Ebene. Dadurch kann ein umfassendes Spektrum an Anwendungsmöglichkeiten für jeden Abschnitt innerhalb der betrieblichen Nutzung abgedeckt werden (Lifecycle Management), welches unabhängig von der Art der Tragstruktur und des eingesetzten Materials ist.

Als ich 2003 frisch nach dem Abschluss des Studiums in das Unternehmen kam, hatte ich durch das Studium des Bauingenieurwesens an der TU Wien mit Vertiefung Brückenbau, Flächentragwerke und Baudynamik soweit das richtige Rüstzeug beisammen, um in der Firma Fuß zu fassen. In weiterer Folge konnte

ich insbesondere das theoretisch-analytische Wissen durch die beschriebene Kopplung mit den Bauwerksmessungen entscheidend erweitern und laufend vertiefen. Es erfüllt mich mit Freude und Stolz, dass mir bereits zu Beginn des Jahres 2007 die Verantwortung für das Competence Center BRIMOS (Structural Health Monitoring) übertragen wurde.

Meilensteine

Aus der Tätigkeit bis dahin und seither sind aus meiner Sicht zwei Schwerpunkte hervorzuheben: DYGES und BRIMOS Tschechien.

DYGES (Dynamisches GEWichtserfassungssystem) – Entwicklung eines monitoring-basierten Schwerverkehrs-Lastmodells

Die A13 Brennerautobahn ist eine von Österreichs strategisch bedeutendsten Straßenverbindungen – nämlich die Nord-Süd-Transitroute über den Brenner. In enger Zusammenarbeit mit der ASFINAG Alpenstraßen GmbH wurden bereits seit 1997 zahlreiche Messungen und Sonderuntersuchungen durchgeführt, welche in der Realisierung einer Dauerüberwachungsanlage 2003 mündeten. Dabei wird den veränderten realen Verkehrsverhältnissen heute im Vergleich zur Projektierung in den späten Fünfzigerjahren Rechnung getragen, da nicht nur ein fünfmal so hohes Schwerverkehrsaufkommen als seinerzeit vorliegt, sondern gleichzeitig auch durchschnittlich fünfmal so viel Fracht mitgeführt wird. Gleichzeitig sollte aber ein Gegengewicht zur konservativen Diktion des Eurocode 1, Teil 2 hinsichtlich einer notwendig gewordenen Nachrechnung bestehender Tragwerke entstehen.

Das übergeordnete Ziel der Forschungstätigkeit bestand darin, die durch Zählstellen (Mautportal) vorliegende Charakteristik des Schwer-

verkehrs am Brenner um die Eigenschaft der Tonnagen je Lkw-Einheit zu erweitern.

Dabei kommt ein neuartiges, permanentes Monitoring-System aus Beschleunigungssensoren zum Einsatz, welches seit dem Sommer 2004 am Brückenkragarm Lkw-Einheiten zählt und „wiegt“. Gleichzeitig wird dem Statiker ein Werkzeug bereitgestellt, welches auch tatsächlich auftretende Belastungskonfigurationen infolge Langzeitbeobachtungen liefert. Aus dieser Tonnagen-Charakteristik wurde ein neues, vollkommen monitoring-basiertes Lastmodell erstellt, welches als Eingangsgröße für etwaige durchzuführende Nachrechnungen im Rahmen von Tragfähigkeitsnachweisen, vor allem aber im Rahmen von Ermüdungsnachweisen (verbleibende Lebensdauer maßgeblicher Teile der primären und sekundären Tragstruktur aufgrund der bisherigen Schädigung) zur Verfügung steht.

Die entwickelte Methodik beseitigt bisherige Defizite bei der Parameterabschätzung, da weitgehend auf Annahmen verzichtet werden kann. Der Einsatz der Messtechnik erweitert die Kenntnis des tatsächlichen Tragwerksverhaltens entscheidend. Die Einwirkungsseite wird letztlich vollständig durch Messwerte ersetzt.

Diese neuartige Erfassung und Klassifizierung des realen Schwerverkehrs wurde 2006 vom BMVIT mit einer Nominierung für den Österreichischen Staatspreis für Verkehrstelematik ausgezeichnet.

Da die Ergebnisse der langjährigen Studien zum Schwerverkehr laufend auf nationaler wie internationaler Ebene publiziert und diskutiert werden, begleiten sie bis zu einem gewissen Grad auch den Diskussionsprozess für die in Ausarbeitung befindlichen Richtlinien zur Bewertung bestehender Brücken. Weiters fließen diese auch als ein wesentlicher Teilaspekt

in meine an der TU Wien in Arbeit befindliche Dissertation ein, wofür ich dem für Forschung und Entwicklung hauptverantwortlichen Geschäftsführer Dr. Wenzel zu großem Dank verpflichtet bin.

BRIMOS Tschechien – ein neu erschlossener Markt

Als gebürtiger Prager ist es mir ein besonderes Anliegen und eine besondere Freude, als zweiten Schwerpunkt die Erschließung des Tätigkeitsbereiches Tschechien darzulegen. 2004 entstand seitens der Geschäftsführung – Dipl.-Ing. Harald Schmidt – die Idee, sich diesem neuen Markt mittels Konferenzvorträgen und aktiven Kundenkontakten zu präsentieren und Bewusstsein für unsere Tätigkeit zu schaffen. Eine nachhaltige Kooperation mit dem unsere Unternehmensgruppe sehr gut ergänzenden lokalen Consulting-Unternehmen INFRAM wurde angestrebt.

Mittlerweile sind fünf Jahre vergangen, und Tschechien ist heute das einzige Land im geografischen Referenzportfolio von FCP, welches alle wesentlichen Bereiche im Spektrum der angewandten Baudynamik im Rahmen der Bauwerksdiagnose in sich vereint.

Dazu gehört zunächst die Erfassung der wirksamen Kabelkräfte einer Schrägseilbrücke in Prag (2005). Diese Methodik wurde gemeinsam mit INFRAM im Rahmen des grenzüberschreitenden Forschungsprojektes INNO FORCE auf Zugglieder einer Fußgängerbrücke – ebenfalls in Prag – erweitert (2006).

Ein Durchbruch bei der industriellen Bauwerksdiagnose gelang mit der mehrjährigen Überwachung (seit 2005) eines 200 m hohen Stahlbetonschornsteins für den Autokonzern Škoda, dessen verbleibende Tragfähigkeit als Grundlage für ein angemessenes Erhaltungs- und Erüchtigungskonzept im Rahmen einer perma-



nenten Schwingungsmessung fixiert werden konnte.

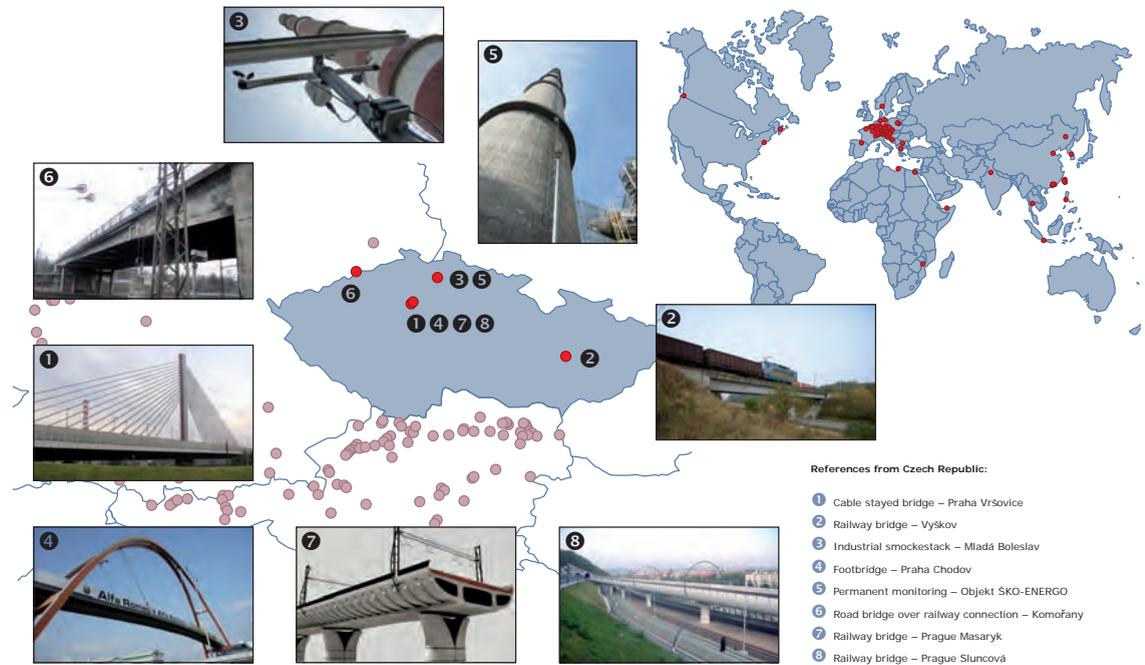
Besonders hervorzuheben ist sicherlich auch die Bewertung der aktuellen Tragfähigkeit und Funktionsfähigkeit einer 45 Jahre alten, vorgespannten Straßenbrücke (2007). Nach einem negativ ausgestellten Befund musste zunächst eine Verkehrseinschränkung für den Bus- und Schwerverkehr verordnet werden. Zur weiteren Nutzung der Brücke bzw. bis zur Entscheidung über weitere Verfahrensschritte auf diesem Straßenabschnitt wurde eine mit hinreichend geringem Gefährdungsgrad behaftete Belastbarkeit ausgearbeitet – das Ergebnis einer ausführlichen baodynamischen Studie.

Gerade für die erfolgreiche Lösung der beiden letztgenannten Fälle wurde Anfang 2007 eine völlig neue Art der Analyse entwickelt. Dabei wurde evident, dass sich für die Analyse der dynamischen Antwortsignaturen erst unter Berücksichtigung der Variation der eingebrachten Input-Energie das tatsächliche Schadensausmaß offenbart und quantifizieren lässt.

Zweifellos ein Höhepunkt war der Zuschlag für hochattraktive Monitoring-Aufträge samt analytischen Vergleichssimulationen an den zwei derzeit prominentesten Eisenbahnbrücken-Neubauten in Tschechien. Es handelt sich um die dynamische Überprüfung des Ausgangszustandes neu errichteter, 350 bis 450 m langer Spannbeton-Eisenbahnbrücken mitten durch das Zentrum von Prag (Estakáda Sluncová & Estakáda Masaryk). Die umfassende dynamische Analyse erfolgte sowohl im Sinne der Anforderungen der anzuwendenden Tschechischen Norm ČSN 736209 als auch der europäischen Normen EN 1990/A1 und EN 1991-2.

Dieser Auftrag ist insofern hervorzuheben, als er nicht nur unsere erste kommerzielle Tätigkeit für die Tschechischen Bundesbahnen darstellte, sondern auch, weil sich das Competence Center BRIMOS auf diesem Markt gleichzeitig auch erstmals in einem öffentlichen Bieterverfahren zu behaupten hatte.

Dipl.-Ing.
Robert Veit-Egerer
 VCE Holding GmbH
 Leiter Competence Center BRIMOS



02 | Referenzkarte BRIMOS® Tschechien

Recent Research and Development Activities on Structural Health Monitoring in Japan and Collaboration with Vienna Consulting Engineers

Yozo Fujino

1. Introduction

With the increasing number of aging infrastructures and increasing demand on the quality of public infrastructures, Japan as well as European countries and the United States are facing new challenges in realizing a sustainable infrastructure system. As it is widely perceived, reliable and durable civil infrastructures are the main requirement of sustainable economic growth, productivity, and the well-being of a nation. To this end, efficient and effective infrastructure maintenance that integrates the structural health monitoring (SHM) system plays an important role.

to evaluate the current stand of SHM in civil engineering, particularly in bridge engineering, to assess the benefits or lessons learned from the SHM past experiences, and to set the future outlooks. To this end, this paper briefly summarizes the research and development activities in bridge monitoring, sensing technology, and application of SHM in general with specific example of Japan experiences. It also explains an example of a collaborative work between the Bridge and Structure Laboratory of The University of Tokyo and the Vienna Consulting Engineers on progressive damage test of an overpass bridge.

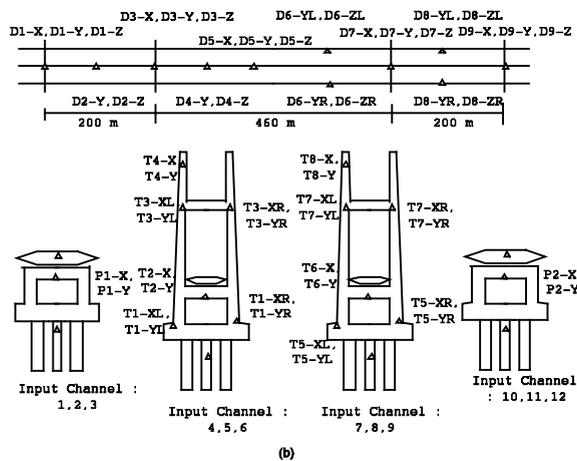
2. Recent research experience on bridge monitoring in Japan

Historically, Japanese bridge monitoring system has more emphasis on environmental measurement for verification of design assumptions. Natural disasters such as earthquakes and typhoons are some of the major concerns for civil engineering construction. Therefore, sensing technology for natural disasters is well developed and various bridges have been instrumented for decades to evaluate these uncertain loading associated with natural disasters. Although based on similar sensing technology, these instrumentations are mainly focused on environmental and load effect on structures, and not necessarily aimed to detect damage or other structural health monitoring purposes.

The needs for structural health monitoring (SHM) system have emerged recently especially in conjunction with realizing a sustainable infrastructure system. To this end, there are two main obstacles, namely, environment and natural disasters, and deterioration of large portion of infrastructure stock. SHM as a



(a)



(b)

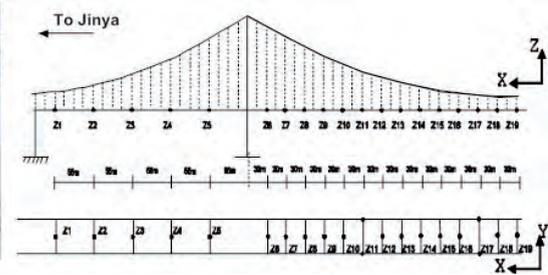
01 | Yokohama-Bay Bridge and its sensor system

In its 50 years of engineering consulting business, Vienna Consulting Engineers (VCE) has an extensive experience in the development and application of SHM for civil infrastructures. This experience should be cherished and used for the advancement of SHM knowledge. Our university research group has also been active in SHM research in the past decade. With the common interest in pursuing advanced research and engineering application of SHM, it is important for us on this special occasion

form of vulnerability assessment is an integral part of risk assessment, which also includes hazard assessment.

From engineering viewpoint, implementation of SHM technologies in risk assessment have at least two benefits: increasing the quality of information by reducing the uncertainties associated with measurement, and allowing measurement and assessment of more structures at a shorter time; or in short, improving the quality and efficiency of risk assessment. Deployment of SHM technologies is also important for infrastructure owner to: assist the decision making, reduce the manual maintenance cost, prevent a sudden failure of infrastructure and the liability claim that may follow, and facilitate an optimal use of maintenance budget by prioritizing the use of budget to the more critical structure [1].

Because of the high intensity of seismic activities in Japan, monitoring for seismic response has been widely employed especially for bridges with special features such as long span bridges [1], and bridges with new technology such as base-isolated bridges. One of such examples is the Yokohama-Bay Bridge (Fig. 1) [2]. Dense seismic measurement system has been installed as shown Figure 1. The system identification is applied to several seismic records. In addition to global behavior such as amplitude dependent of damping ratios, variations of local components were also observed. The identified results of the Yokohama Bay Bridge revealed two types of the first longitudinal mode, where the main difference was the relative modal displacement between the end piers and girder. In design, the end piers and girder are connected by link-bearing connections (LBC) whose essential function is to prevent the large inertial force of a superstructure from being imparted



to substructures during large excitation. For this purpose, the LBC is expected to function as a longitudinal hinge connection to indicate that the girder and pier caps work as separate units in design. Monitoring results using seismic records under various levels of earthquake indicate that performance of LBC depends on the amplitude of earthquake excitation and does not always follow the analytical prediction. Although the study is focused on comparison with design and analysis, the result implies damage or malfunctioning of the bearing could be detected by the monitoring system. In addition, this result is reflected to on-going seismic retrofit of the bridge, connecting the girder end to the footing by PC cables. Wind-induced vibration has created many problems on structures especially the large and flexible one such as long-span bridges. Nowadays monitoring for wind-induced vibration has been widely employed for long span bridges in Japan. One of such measurement systems was employed on the Hakucho Bridge in Hokkaido (Fig. 2) [3, 4]. The initial objective of the monitoring was to verify the results of wind tunnel test, especially concerning the aerodynamic force. At the time of the test, bridge engineers in Japan were mainly relied on wind tunnel test and there was little effort to confirm the result with a full-scale monitoring of the real bridge. In fact, this was the first initiative in Japan to monitor a long-

02 | Hakucho Bridge and its sensor system

span bridge with a very dense-array of sensor (i.e. forty measurement points on one half-span of the bridge) for over two weeks.

With such dense-array of sensor and long measurement period, the bridge performance under various levels of wind speed can be observed. The records show a quadratic relationship between wind velocity and vertical deck response. By using system identification dynamic characteristics of the bridge was identified. The results show these characteristics (i.e. natural frequency, damping ratio and modal phase angle) vary with respect to wind velocity. The changes are quantified by employing an inverse structural identification [3], where the changes in modal parameters are represented by additional stiffness and damping provided by the bearing friction and aerodynamic force. Results show that the aerodynamic stiffness and damping can be identified and are of the same order with the wind tunnel measurements. The changes of dynamics parameters are attributed largely to the friction of bearings located at the tower. The results show that by employing a monitoring system, performance of bridge under various wind condition and its local component can be evaluated.

Systematic study on the assessment of large bridges has shown that with a proper identification and detail analysis, monitoring data can be utilized as tools to understand the real mechanisms. Using vibration-based monitoring we have learned that any deviation or unwanted mechanism that might hinder the structure from functioning can also be discovered. These are important features for future structural health monitoring, where the emphasis is not on finding or locating damage, but more on assessment of structural performance in general.

3. Research activities on sensing technologies

Research efforts in developing an advanced sensor system for SHM have been reported in literature. One may observe a converging trend in sensor development toward a new type of sensor that is small, smart, wireless, and self-sufficient in power consumption. This would replace the current portable sensors that are linked with cables and required centralized operation as well as power consumption sys-

tem. A smart sensor has data processing capability in it. It can locally process measured data and transmit only the important information through wireless communication. When a monitoring system requires many sensors, wireless communication appears to be attractive. The high cost associated with the installation of wired sensors can be greatly reduced by employing wireless sensors. Digital conversion on the wireless sensor node also eliminates possible signal degradation during analog signal communication through long cables. Development of smart sensor is reported by [5]. The system uses the Imote2 sensor board and is equipped with middleware services. The system can perform modal identification such as Natural Excitation Technique and ERA separately on a single node. In its network, smart sensors will check the consistency of identification results with neighboring sensors and transmit only the meaningful result to the base station where decision is made.

There are also notable developments of high-performance sensor technology in Japan using the optical fiber sensor (OFS) technology. Using an optical time-domain reflector (OTDR) technique such as Brillouin Optical Time Domain Deflectometry (BOTDR), the distributed optic fiber sensing technique provides information on strain distribution along the optic fiber in terms of value and location that can be used to monitor the performance of structural members such as reinforced concrete and detect the crack initiation as well as crack's width [6].

It is important to realize that there are at least two aspects need to be considered when choosing sensor for monitoring civil infrastructure. One is the size of monitored object and scalability of the sensor, and the other is durability. The selection of sensor is determined by the size of the monitored object. When it comes to a large scale object such as the global scale, global sensors linked to satellite in the global positioning system (GPS) are used. On the other hand, for the micro scale object, the sophisticated nano or micro sensors are more suitable. The civil structures can be considered between these two extremes, hence the meso scale. They have many components with many variations so that in order to monitor the local and global condition, the use of a too-expensive and sophisticated micro-sen-

sing system can be prohibitively expensive. To effectively monitor a large civil infrastructure, a set of dense array sensor is needed. Such a dense array must be designed to be scalable, which means that the quality of information conveyed and the system performance do not degrade substantially as the number of components increases.

Many important civil infrastructures are built in severe environment. They are designed to last for long time, typically over 50 years. During service life, hazardous events may not occur very frequently, but nevertheless the monitoring system must be always reliable over the lifetime of the structure. Therefore sensor type, lifespan, and packaging/embedding durability considerations are important aspect in selecting the sensor and monitoring system. Note that regardless of technologies and methodologies selected for monitoring system, there are four aspects that one should clearly understand before conducting monitoring:

1. A clear objective of monitoring. Monitoring system can have several objectives such as: structural observation during extreme events, failure prevention, damage detection, and stock management. Once the objective is defined one can select a set of structural features as indicators of the structural conditions that fit into the objective of monitoring. Following that, the appropriate sensors that can best capture these structural features are selected.
2. A complete understanding of sensor capabilities and limitations. Sensors should be able to perform the intended functions during the designated monitoring time. Sensitivity, durability, range of measurement, and limitations of the sensor and data acquisition devices should be clearly understood.
3. A clear and quantitative definition of the choice of the feature used as indicator of the structural condition. Since sensor cannot detect damage directly, feature(s) are extracted from measurement through signal processing and structural identification. These feature e.g. modal parameters, strain, etc, convert sensor data into damage information. Therefore, it is important that the fea-

tures represent the actual condition of the structural. They should be sensitive enough to detect damage at earliest stage possible, and at the same time not too sensitive to the non-damage quantities.

4. Cost-benefit analysis of the monitoring system. Once the objective of monitoring and sensor system are selected, the costs associated with developing, installing, operating and maintaining the SHM system should be evaluated and compared with the benefit of the system itself in near-term and long-term. It is important that the overall benefits of SHM system outweigh the total cost associated with its implementation.

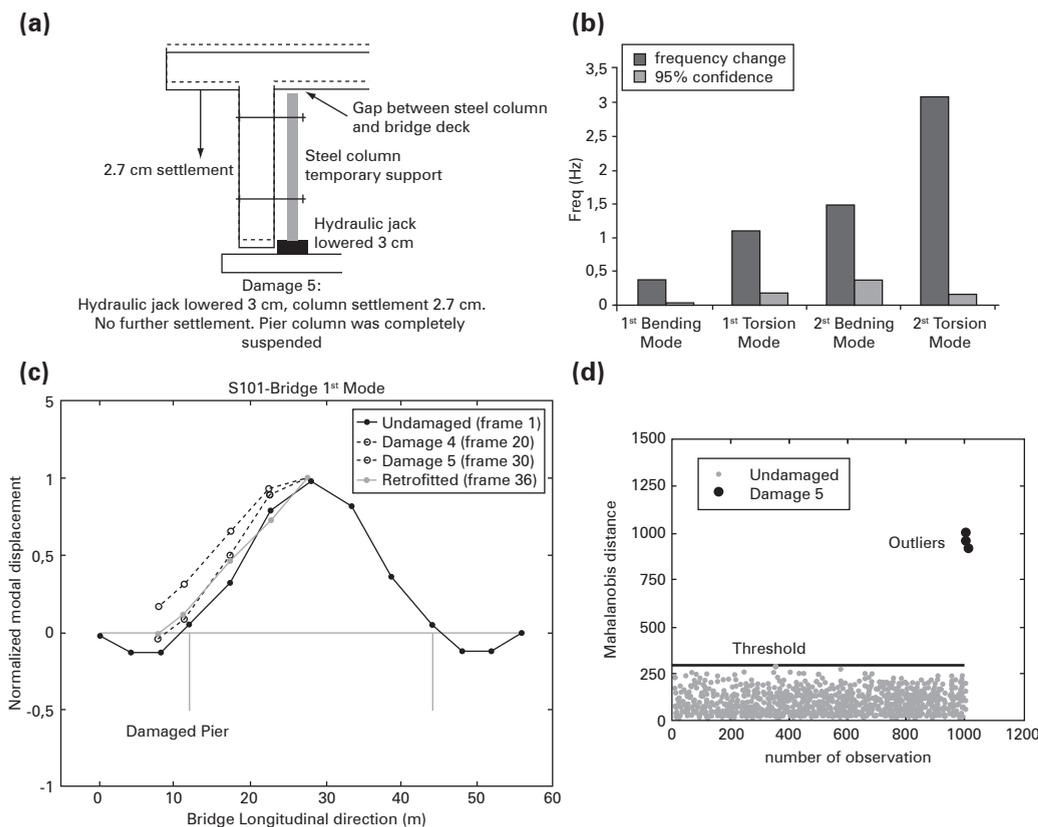
4. Full-scale damage test of highway overpass bridge

We have discussed two main research topics in SHM that is monitoring and sensor development. The other important research front that has received a great deal attention in last decades is damage detection. Development of damage detection methods is originated from the aerospace and mechanical engineering. Some methods are extended to civil engineering applications with modifications, while some methods are purely adopted. Application of damage detection to civil structures, however, is not as straightforward as it was in aerospace or mechanical engineering. Many factors are involved such as the unique characteristics of civil structure in which one structure is different from others in terms of size, quality of construction, location and the exposure to environmental conditions. These factors have complicated direct application damage detections method. Nevertheless, progress and developments in damage detection methodologies for civil structure have been developed. Most of them, however, have been of theoretical or computational nature and verified in finite element simulation or laboratory-scale experiments. There are only few studies that involve verification on full or near full-scale test of an actual structure subjected to controlled damage, which understandable since progressive damage test of a real structure is costly and sometimes impossible.

Vibration measurement during progressive



03 | S101 Bridge progressive damage test



04 | (a) Schematic figure of pier settlement damage, (b) observed changes in bridge frequency due to damage, (c) observed changes in mode shapes, (d) Mahalanobis distance value as damage indicators

damage test of full-scale structure is therefore a very important learning opportunity. From such experiment, one can observe evolution of dynamic characteristics, validate damage detection method, and formulate the baseline criteria for typical structural deteriorations. One such case that we feel very fortunate to be involved in is the progressive damage test of the S101 Overpass Bridge.

The S101 Bridge is a post-tensioned concrete bridge with the main span of 32 m, side spans of 12 m, and the width of 6.6 m (Fig. 3). Damage was introduced to the structure by cutting the pier column just above the pier footing and by cutting the tendon of deck's post-tension cable near the supports. In pier damage, the cut was made twice each was approximately 5 cm layer of column, and immediately after the cutting process was completed, the initial pier settlement was introduced by lowering the pier sequentially. Through systematic data analysis that includes spectrogram analysis, global and local system identification, we can evaluate dynamic characteristics of the bridge before, during and after damage. In evaluation of global modal parameters, in particular, statistical analysis by means of Bootstrap method was employed to quantify the confidence level and hence facilitate the statistical

interpretation of the results [7]. From vibration analysis it was found that the non-uniform pier settlement –simulated as damage in this study, affects global stiffness of structure significantly. This is evident by the significant change in frequency of low-order modes especially on the torsional modes (Fig. 4b). Accordingly, this finding can be used as an indicator of the presence of a non-uniform pier settlement. It is also observed that damage in the form of pier settlement alters the mode shapes locally (Fig. 4c). Modal displacements at the pier-girder node for damage cases increase significantly suggesting immediate effect of constraint-losing at the boundary condition. The changes are evident from bending and torsional low-order modes and are well predicted by finite element method [7].

As mentioned earlier, S101 Bridge damage test can also serve as a benchmark for validation of damage detection method. One promising method that has been studied recently is the use of time series analysis. In this method, structural condition is defined by certain features of vibration response and the threshold criterion of a healthy structure is determined. Structural condition in the future is evaluated continuously by assessing the position of the structure feature with respect to the threshold criteria. The outliers are then assumed as signal of change in structural condition. In the study [7], such an approach is implemented to S101 Bridge. Feasibility of multivariate outlier detection using auto-spectra as damage features has been investigated. The results show (Fig. 4d) that the use of Mahalanobis distance can detect the presence of damage at the earliest stage. When damage has significantly changed the characteristics of structure, all damage indicator points are unambiguously detected as outliers indicating the clear presence of damage. The distance between threshold line and damage points in outlier detection are increasing as damage becomes larger. This distance can be used further as indicator of damage severity. Further development of this method is expected in the future.

5. Closing remarks

In the occasion of 50 years anniversary of Vienna Consulting Engineers, it is a privilege

ge for me to discuss the issue of structural health monitoring of bridges in general, and to share some experiences of bridge monitoring in Japan. We should also anticipate future developments in SHM that will include multidisciplinary research efforts encompassing fields such as sensing devices, smart materials, structural dynamics, signal processing, computational hardware, data telemetry, statistical pattern recognition and many others. Together with that, we also expect new implementations on more complex structures and deterioration problems in the future. In the past few years, we have seen many projects that implement SHM systems to major infrastructure. Unfortunately, we have also seen structural failure even when an inspection system had been implemented (the recent Minnesota Bridge collapse serves as a good example). Consequently, many are still skeptical about the usefulness of SHM. The high costs of these projects should therefore be justified with the results. It is our responsibility to convince that SHM is not only fashionable but also essential for our structures, and that all infrastructure stakeholders gain benefit from the monitoring. To this end collaboration between university research activities and engineering consulting firms such as VCE should be encouraged. Finally, I congratulate VCE for its 50 years of engineering consulting experience and wish it well for the new challenges in the future.

References

- [1] Y. Fujino/D.M. Siringoringo/M. Abe: "The needs for advanced sensor technologies in risk assessment of civil infrastructures", *Smart Structures and Systems*, Vol. 5, No. 2, Yuseong-gu Daejeon 2009.
- [2] D.M. Siringoringo/Y. Fujino: "System identification applied to instrumented long-span cable-supported bridges using seismic records", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 361–386, 2008.
- [3] T. Nagayama/M. Abe/Y. Fujino/K. Ikeda: "Structural identification of a nonproportionally damped system and its application to a full-scale suspension bridge", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 131, pp. 1536–1545, 2005.
- [4] D. M. Siringoringo/Y. Fujino: "System identification of suspension bridge from ambient response measurement", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 2, pp. 462–477, 2008.
- [5] T. Nagayama/S. H. Sim/Y. Miyamori/B.F. Spencer Jr.: "Issues in structural health monitoring employing smart sensors", *Smart Structures and Systems*, Vol. 3, No. 3, pp. 299–320, Yuseong-gu Daejeon 2007.
- [6] Z. Wu: "Structural health monitoring and intelligent infrastructure in Japan", *Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure*, Wu & Abe (eds), 1, pp. 153–167, 2003.
- [7] D. M. Siringoringo/T. Nagayama/Y. Fujino/D. Su/C. Tandian: "Dynamic Characteristics of an Overpass Bridge During Destructive Test", draft submitted for publication in *Journal of Engineering Mechanics*, 2009.

Prof.

Yozo Fujino

The University of Tokyo

Department of Civil Engineering

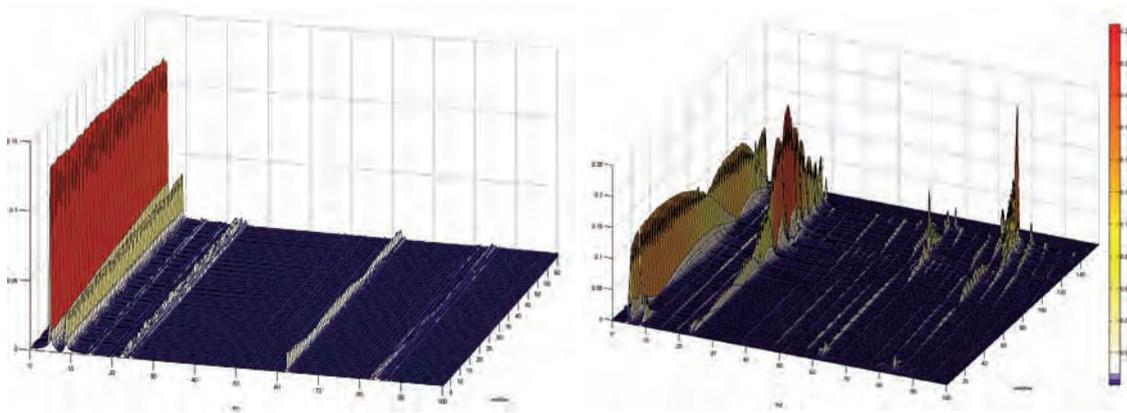
Bridge and Structure Laboratory

Structural Health Monitoring by Spectral Analysis

Hiroshi Tanaka, Helmut Wenzel, Helga Allmer

1. Introduction

Damage detection in civil engineering has long been concentrated on the change of stiffness with increasing damage. This indicator, however, has been proven to be by far not sensitive enough to satisfy the practical requirements. Our experience is that a more sensitive indicator could be observed when the measured frequencies of higher order are carefully examined. While the lower fundamental frequencies appear not much affected by the stiffness changes, the higher frequencies can indicate much earlier signs of it. It was found that actually an energy transfer is happening from lower to higher frequency range with increasing damage. Figure 1 is an example showing this phenomenon. The reduction of eigen-frequencies and the transfer of energy are both observed in this graph.



01 | Spectral development over time for a sound structure (left) and during a damage test at MPA Stuttgart (right)

This phenomenon has never been described in the literature yet except it was briefly mentioned in an earlier article by VCE after the first observation of this kind. It is obvious that this is not the modal damping and it needs to be described by a system behavior parameter. The physical concept, the mathematical mo-

deling and a clear simulation of the phenomena are not available yet.

2. Structural Nonlinearity and Energy Transfer

Cascading energy transfer in a dynamical system could be caused by the development of nonlinear characteristics of the structural response caused by various reasons. Many different types of damage can cause nonlinearity of system response. One of the common types of damage is creation of cracks that subsequently open and close under operational loading (Farrar et al., 2007).

Suppose there is a development of nonlinear mechanism in both damping and stiffness of the structure, whose dynamic behaviour is simply expressed by a SDOF model, associated with the progress of a structural damage. It can be typically represented in the equation of motion by modifying both damping and stiffness terms as follows:

(1)

$$m\ddot{z} + c[1 + \varepsilon_2(z)]\dot{z} + k[1 - \varepsilon_1(z)]z = 0$$

where ε_1 and ε_2 are the linear or nonlinear correction terms introduced corresponding to the development of structural damage and $z(t)$ represents the dynamic response of the structure in general. Note that it is unlikely to have any change in the inertia term. Eq.(1) can be rewritten as

(2)

$$m\ddot{z} + c\dot{z} + kz = k\varepsilon_1(z)z - c\varepsilon_2(z)\dot{z} = F(z, \dot{z})$$

where $F(z, \dot{z})$ is generally a nonlinear function of z and/or \dot{z} , such as

(3)

$$F(z, \dot{z}) = C_1 z^2 + C_2 \dot{z}^3$$

for example. It implies that if z is given as a vibration with frequency ω , $F(z, \dot{z})$ is generally a function of fluctuations with the frequencies expressed by the multiples of ω . For example, substitution of $z = A \sin \omega t$ to (3) results in

(4)

$$F(z, \dot{z}) = \frac{C_1 A^2}{2} (1 - \cos 2\omega t) + \frac{C_2 A^3 \omega^3}{4} (3 \cos \omega t + \cos 3\omega t)$$

which in turn will result in the dynamic response including functions of twice, thrice higher frequencies of the original for this case. The same process will be repeated as time allows and, as a result, a part of the system's dynamic energy will be gradually distributed to higher and higher frequency range.

Where would this process end? For the case of damage-caused nonlinearity, the high frequency energy components dissipate as heat or noise and, if not, the destruction or rupture of the structure would play a roll. Even if it does not reach the destruction point, the mechanism of structural response will change largely when damage progressed that far.

Nonlinear characteristics of the system such as the one indicated by eq.(1) will bring in significant changes to the system dynamics. First of all, a closed form solution is no longer available. A general system function such as the frequency response function is no longer uniquely defined in general. For MDOF systems, modal superposition does not work any more. It means that when damage causes the

system to respond in nonlinear manner, the new dynamic response characteristics of the system can be used as distinct indicators of the existence of damage (Farrar et al., 2007).

Energy cascading, such as the one described above, can be associated with various types of nonlinear physical phenomena. It is typically observed in dynamics of turbulent fluid flow. In fact, the case of fully developed turbulence, the energy cascading process is one of the most central issues (Argoul, 1989).

3. Application to Structural Health Monitoring

A very interesting point is that the detection of energy cascading could be potentially utilized as a tool for the structural health monitoring. As mentioned earlier, the traditional idea of knowledge-based structural health monitoring is by identifying the reduction of stiffness, which has been proved to be far less sensitive than desired for practical purposes. In contrast to that, by finding the transfer of dynamic energy to higher frequencies through spectral analysis of the ambient vibration survey, it may be possible to detect the damage development in a structure at its earlier stage. Any extent of structural damage can of course change the local structural damping or energy dissipation and stiffness. As a consequence, the global dynamic properties of the structure, i.e., the eigen-frequencies, mode shapes and modal damping would be all somewhat influenced.

It needs to be kept in mind, however, that structural nonlinearity is attributed not only to developing damages. Field experience indicates that the magnitude of modal damping is often amplitude dependent. Increase of damping, when the vibration amplitude is significant, is due to energy consumption at

increased friction at bearings, bending action of piers, behaviour of the bridge outfitting and also the structure-vehicle interaction (Wenzel, 2009). At the same time, the existence of structural nonlinearity, both or either in stiffness and damping, does not necessarily exist when the structure is damaged in any ways. There may be a case where micro-cracks are developing, for example, but the overall structural behaviour does not show any sign of nonlinearity. If the loading does not cause the cracks to open and close, for example, the structure will remain behaving almost as a linear system.

For identifying the energy cascading phenomena, it is useful to obtain the normalized spectral density function of either displacement or acceleration and its distribution function to indicate the fraction of dynamic energy corresponding to less than any particular frequency level. It can clearly reveal the fraction of energy transferred to different frequency ranges, resulting in the change of its pattern. Normalization of spectral density makes sense since our interest is only in the change of energy distribution pattern and not in actual magnitude of the spectral density, which depends on the total dynamic energy supplied by excitation and is always expected to change during the ambient vibration survey.

When the distribution function is examined, it should be noted that the energy cascading caused by structural nonlinearity as discussed in this document is only a partial transfer of energy through the free vibration process of the structure, and not all the dynamic energy is transferable to high frequency range. Also, during the vibration survey, there may be many different types of dynamic excitations or disturbances from the external environment. There will be, as a result, new dynamic energy supplied to the system and it will augment the energy fraction at corresponding frequencies. The characteristics of these excitations are often not readily identifiable. However, when there are any predominant excitation frequencies, there may be distinct spectral peaks observed at those particular frequencies. If the excitation is more broad-band noise, a part of this energy will be absorbed at eigen-frequencies and corresponding spectral peaks will show up as additional spikes in the results.

4. Example: Flughafen Vorfahrt, Wien

The access bridge in front of the terminal 2 of the Vienna International Airport was established in 1956 and widened to 10.5m bridge in 1968. Measurement of the dynamic characteristics took place after a concern was expressed regarding its load carrying capacity. Available data, though not continuously, are from 14 different groups of files accumulated over a period of eight years, May 2001 through October 2009, while the construction work was also progressing. There were a number of changes in structural configuration, therefore, over this period (Furtner, 2009).

Out of existing data files, the measurement till 2005 was with the sampling frequency of 100 Hz. When the sampling frequency was 100 Hz, any spectral information in high frequencies beyond 50 Hz would have been lost. Sampling frequency of 500 Hz started in 2005. The present analysis is based only on the data files available at 500 Hz sampling.

Figure 2 shows the transition of normalized spectral response of the bridge from 2005 to 2009 and Figure 3 presents the cumulative spectral distribution. Regardless of the history of various events happened on the structure, there is clearly a general trend of dynamic energy shifting towards higher frequency range throughout the period. The high spectral peaks started appearing in the higher frequency range after milling of the ramp started in April 2007, indicating a significant change of spectral pattern. The statistical analysis indicates that the significant changes for this structure took place in 2006 and the structure seems to be rapidly deteriorating in 2009.

5. Concluding Remarks

The proposed spectral method was applied to the results of on-site measurements at several different bridges. Presented here is an example, which emphasizes a possibility of effectively detecting the development of structural damage by looking at the change of spectral pattern due to shift of dynamic energy towards higher frequency range. In relation to this observation, it should be noted that the more informative outcome would be obtained by sampling data in higher frequency, generally speaking.

The energy shift described here seems to be quite characteristic to the structures with developing damages. It is considered now that a combination of the ambient vibration survey and the proposed spectral analysis can be effective and applicable as a simple structural health monitoring tool. To this end, it would be ideal if a criterion for the extent of structural damage corresponding to any indicator of the energy shift can be established. At the same time, it is important to come up with a decision making mechanism based on the measured results to categorize the extent of damages thus detected.

For the future measurements, it is advisable to have the sampling frequency high, such as 500 Hz. For identifying the high frequency shift of dynamic energy, it is desirable to minimize the effects of extraneous disturbances, particularly the traffic load. If the spectrum of excitation force can be identified even approximately, its contribution towards the output spectra can be estimated but this is not the case most of the time. Minimization of noise effects could be achieved by taking a long enough record so that undesirable noise, including the traffic load, can be regarded more or less an evenly distributed excitation. Taking several consecutive files, each with five minute long record, would suffice. Ideally, the free vibration record of the structure should be observed over a certain period of time. It should be also mentioned that, in any measurements involving multi-locations on the structure, it is desirable to keep the reference point at the same location throughout the campaign.

Acknowledgement

The authors extend their acknowledgement to Peter Furtner for his support and discussion.

References

- [1] F. Argoul et al.: "Wavelet analysis of turbulence reveals the multifractal nature of the Richardson cascade", *Nature* (338) 3, 1989, pp. 51–53.
- [2] C. R. Farrar/K. Wonder/M. D. Todd/G Park/J. Nichols/D. Adams/M. T. Bement/K. Farinholt: "Nonlinear system identification for damage detection", *Los Alamos National Laboratory Report*, LA-14353, 2007.

- [3] P. Furtner: „Flughafen Wien Schwechat Vorfahrt Ost Terminal 2 – Objekt 102, Dynamische Charakteristik der Bauwerke – Periodische Nachmessung und Interpretation der Ergebnisse“, Bericht Nr. 09/1042, 2009.
- [4] H. Tennekes/J. A. Lumley: *A First Course in Turbulence*, MIT Press, Cambridge (Massachusetts) & London 1972.
- [5] H. Wenzel: *Health Monitoring of Bridges*, Wiley 2009.

em.Prof.

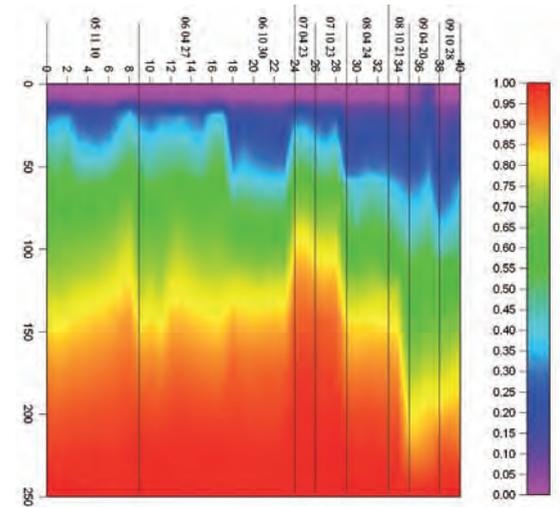
Hiroshi Tanaka Ph.D., P.Eng.
University of Ottawa, Canada

Prof. Dipl.-Ing. Dr.

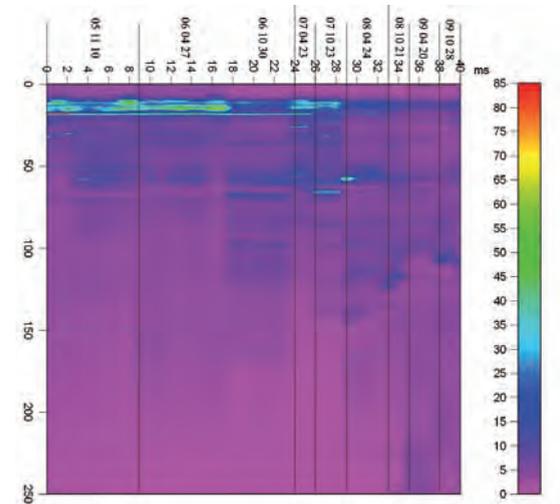
Helmut Wenzel
VCE Holding GmbH
Geschäftsführender Gesellschafter

Dipl.-Ing.

Helga Allmer
VCE Holding GmbH



02 | Normalized spectral density of the bridge response



03 | Accumulated spectral distribution function

Bridge Engineering in the 21st Century

Emin Aktan, Franklin Moon

Key words: Health Monitoring, Performance, Bridges, Structural-System Identification, Hot Spot Identification, Asset Management, Risk

Introduction

Bridge engineers have always taken advantage of the heuristics that accumulated as insightful bridge designers took advantage of field observations, load testing and close-range inspections to test their assumptions and gain insight into material and system behavior. As we lost the bridge master-builders such as Ammann, Figg, Freyssinett, Leonhardt, Maillart, Modjeski, Nervi, Steinman, Strauss and others in the past Century, we recognize a dilemma. How are we going to educate and train future bridge engineers given the loss of heuristics due to the rapid changes in society and the nature of civil engineering education and practice? Although we still count a few master-builders like Pei, Gehry and Calatrava, our ability to learn by apprenticeship and by observing the systems designed and constructed by master-builders to maintain our heuristics is fast disappearing. Each new generation of civil engineers has to learn, train, work and teach in very different circumstances given the relentless pace of change in materials, systems, construction processes and most importantly, societal expectations.

In the last two decades there have been significant advances in computers, software, sensors and communication systems. There have even been applications that demonstrated how such technology can help us understand the loading and behavior mechanisms of existing constructed systems (ASCE St-Id). However, these have been in the realm of research and technology demonstration, and there have been far too many other applica-

tions that did not result in any knowledge or benefit to the systems they were supposed to serve. These fruitless applications may be helping to reveal common mistakes; however, they also create chatter and mask the prerequisites that are necessary for properly taking advantage of technology in civil engineering practice.

In this paper that is dedicated to one of the forward thinking consulting practices in Europe, the writers are motivated to discuss the societal, organizational and technological prerequisites that are necessary before we can expect to take full advantage of technological innovation in civil engineering education, training and practice. The greatest risk that civil engineering and therefore society faces today is the loss or lack of applicability of the past heuristics that guided us for millennia. New generations of civil engineers are generally oblivious to the limitations in our understanding of how actual constructed systems perform at their various lifecycle episodes of fabrication, construction and erection, operation, maintenance, repair, retrofit and renewal, but they are also extremely computer-literate. Civil engineering educational institutions have become factories admitting and graduating masses that often go through their education without seeing a single beam or column failure let alone how actual systems are loaded and how they behave. We desperately need a new way of educating and training civil engineers that recognizes the significant changes in technology and societal demands/needs. The writers are convinced that finding our way as civil engineers cannot occur unless we understand the scope of our challenges as society and as professionals and adopt a new way of thinking in terms of concepts and paradigms to guide our thinking, education and

practice. The writers' objective in this paper is to formulate definitions and a hierarchy for these concepts and paradigms.

Reforming civil engineering education and practice

Civil engineering education and practice in the US has had significant changes since the early 1900's. Unfortunately these changes resulted in the planning, initial financing, feasibility studies, design, construction, operation, maintenance and rehabilitation of infrastructures becoming highly fragmented. This, in turn, has fueled the proliferation of construction and related industries as well as educational programs. Although proliferation in and of itself is not necessary bad, in this case it has occurred in an increasingly fragmented manner, which has promoted over-specialization and a lack of integration among the resulting sub-disciplines. In the last two decades there have been many incidents of infrastructure failure that have helped an awareness of both the complexity and the critical functions of civil infrastructures mature.

According to the Engineering News Record (ENR; <http://enr.ecnext.com/>) there are well over a thousand "large" contractors and tens of thousands of smaller (specialty) subcontractors distributed in the US. According to the American Society of Engineering Education (ASEE; <http://www.asee.org/>), 278 programs offer civil engineering or related undergraduate degrees in the US. These Institutes and faculty in the corresponding specialty areas seldom communicate to each other and, therefore, there is very little cross-cutting research/education in most programs.

Given a culture of such fragmentation, it is not surprising that our heuristic knowledge base

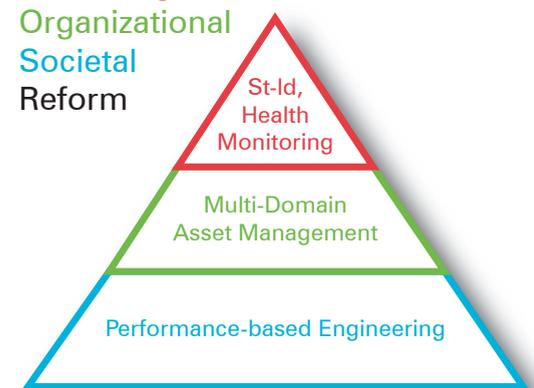
that assured a generally acceptable performance of constructed infrastructure has disappeared. Perhaps more than ever, it has become urgently critical to change the current practice by enabling a more objective *performance based, lifecycle benefit/cost, and asset management* strategy, which will require a combination of innovation on hot spot and structural-system identifications, damage detection, diagnostics, data mining, and prognostics. The hierarchy of these paradigms is shown in Figure 1 and they are briefly described in the following sections.

Performance based engineering

Performance based engineering is the foundation of asset management and health monitoring paradigms. Currently nearly all consumer products are fabricated and sold to the public in a performance-based manner, with some length of warranty. Some autos come with 10 years warranties and even 30-day money-back guarantees. Meanwhile, civil engineered products remain as perhaps the only non-performance based engineered products. They are generally planned, designed, financed, fabricated, constructed, operated and maintained in a highly fragmented and process-based manner.

Performance-based civil engineering is therefore defined as the integration of planning, feasibility analysis, financing, design, construction, operation, maintenance and preservation so that one may assure and guarantee, with a long-term warranty if needed, that the constructed system will meet a set of objective performance metrics through its lifecycle. An especially important advantage of performance based engineering is providing a framework that can guide decision-making

Paradigms Requiring Technological Organizational Societal Reform



01 | Paradigms for Performance-Based Civil Engineering Education and Practice

in asset management based on recognizing and accounting for the *risk associated with a failure to perform*.

Aktan et al., 2007 reported on the consensus recommendations of an ASCE Technical Committee charged with the task of evaluating how the civil engineering profession may transform its practices from specification-based to performance based approaches. The Committee suggested a rational approach based on the formulation of performance metrics for infrastructures and their engineered systems and elements. Table 1 describes the performance categories for engineered, human and natural sub-systems of multi-domain infrastructures. Table 2 provides general metrics and performance criteria at different engineering limit-states. Many impediments to performance based engineering were also identified by the ASCE Committee, the two most important ones being: (a) the common mechanisms for financing, bidding and contract delivery; and, (b) the highly fragmented ownership/stewardship for various performance categories at various limit-states along the lifecycles of infrastructures.

The broader civil engineering profession is expected to move from the current specification-based approach to a performance-based one in several stages. While codes and standards for constructed systems in the US are now beginning to refer to expected performance especially in seismic design, these still remain subjective, as objective and measurable criteria are not yet available. Such criteria require statistically relevant data on the operational and structural characteristics of constructed systems and measures of how these change over the lifecycle and impact various performances. This data can be collected only by systemic applications of structural system identification and health monitoring. In this regard, performance-based civil engineering is expected to fundamentally change the relationship between civil engineering, society and economy (especially in the context of project financing, delivery, infrastructure asset management and insurance industries).

Asset management (am)

Asset management is the paradigm that aims to leverage the benefits from health moni-

ring (HM) to facilitate the transition to performance-based civil engineering. The origins of AM go back to "operations research" developed during World War II, and the paradigm has been applied extensively in economics, finance and manufacturing. The goal of AM is the effective management of large and complex systems in an integrated manner, through explicitly considering the dynamic interactions between all of the heterogeneous elements within the system. The first application of AM to civil engineered systems, termed "Applied Systems Analysis," was pioneered by deNeufville (1990) who subsequently demonstrated how this concept may help enhance the design and optimization of the operations of airports (2003). In the US today, the federal and state governments and legislatures have recognized the necessity of adopting asset management for a transparent, accountable and sustainable approach to managing current infrastructures. Europe and the Far East have made even greater strides. However, there still remains significant fuzziness as to what constitutes asset management, and whether we can effectively manage infrastructures without considering each and every one of human, nature and engineered assets that make up all infrastructures as a system-of-systems.

Current Practice in Highway Transportation Asset Management

Since the 1990's, the importance of applying "sound management principles" in decisions related to infrastructure development and operation as well as maintenance expenditures has been advocated by many agencies. For example, in the realm of infrastructure AM, the US DOT-Federal Highway Administration (FHWA, 1999) offers the following definition: "*Asset management is a systematic process of maintaining, upgrading, and operating physical assets cost-effectively. It combines engineering principles with sound business practices and economic theory, and it provides tools to facilitate a more organized, logical approach to decision-making. Thus, asset management provides a framework for handling both short-and long-range planning*". According to Thompson (2004), the need for applying AM principles to public infrastructures was highlighted as early as 1997 by the US Gene-

ral Accounting Office, and the Government Accounting Standards Board (GASB) established a set of accounting requirements through Statement 34 in 1999. FHWA established the Office of AM in 1999, and the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) published a process-oriented guideline in 2002 (NCHRP 2002). A recent domestic scan that was sponsored by AASHTO, the Federal Highway Administration (FHWA), and the National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) reviewed the asset management practices of six state and a number of regional and local transportation agencies (NCHRP 20-68, 2006). The conclusions reached from this scan clearly reveal that even at the agencies that have made the greatest progress in the adoption of asset management, pavements and bridges remain the only assets considered. Further, *“in each case, the success of the asset management process was directly linked to the actions of an asset management champion or champions within the organization.”* This implies a lack of systemic approach to adoption, which is what is needed to transform the practice.

In the authors’ opinion, effective AM requires the explicit consideration of all the heterogeneous elements within the system, including the organization and operations, which in many cases are just as important as “hard” assets (e.g. pavements and bridges). The goal of an AM system should be to provide information about the trade-offs associated with various decisions. Such information is critical for reconciling the many conflicting objectives and constraints in a manner that maximizes the *system performance* rather than individual performances of a few asset groups.

The crux of a contemporary and systemic application of integrated asset management is twofold (1) define and monitor performance of the system in terms of explicit, physical indices, and (2) maintain assets above minimum performance measures while optimizing resources through life-cycle benefit-cost analysis of the network. Although legacy data has been collected and archived by all transportation agencies, whether it is sufficient to satisfy these requirements remains an open question. In addition, the type of data that can and should be collected going forward to enable such analyses is not known at the moment.

Limit State	Domain		
	Engineered	Societal	Natural
Operational and Utility	Safety Security Efficiency	Transparency Organizational Effectiveness Fiscal Prudence	Sustainability Minimal impact Hazards risks management
Engineering	Serviceability Durability Safety Stability of failure	Inspectable Maintainable Adaptable Renewable	Recyclable Carbon FP Unobtrusive
Societal Goals	Long-term economic sustainability Preserve culture	Healthy and Just Society Promote good governance	Respecting the environment Rely on sound science

Tab 1 | Critical Limit States Included in the Definition of Structural Health

Tab 2 | Summary of Limit States, Metrics and Performance Criteria

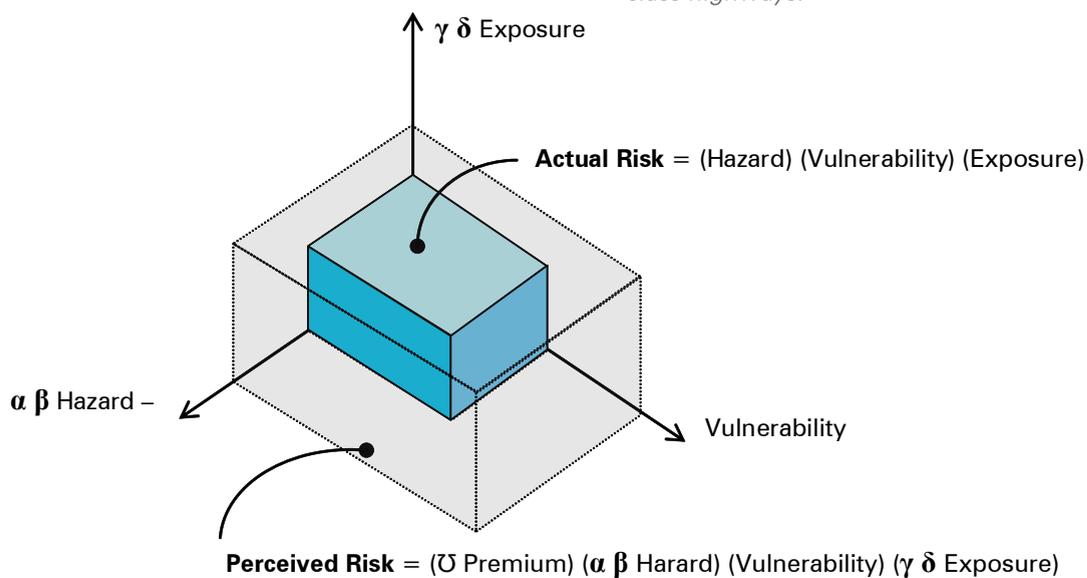
	Limit States			
	Utility & Functionality	Serviceability & Durability	Safety & Stability of Failure at Ultimate Limit States	Life-Safety at Conditional Limit States
Metrics	Operational Parameters, Environmental Impacts, Social Impacts, Cost Parameters	Deformations, Localized Deterioration, Vibrations, Durability Cost/ effectiveness of inspections, maintenance	Excessive Movements & Settlements, Material & Element Failure, Stability Failure, Partial and Full Plastic Collapse Mechanisms	Control Disproportional Collapse, Facilitate Emergency Response, Limit Casualties
Performance Criteria	Functions relating to operational efficiency, safety and security	Functions relating to optimizing inspection, maintenance and rehabilitation during the lifecycle	Assurance of life safety and quick recovery of operations following a hazard	Protection of escape routes; Search, rescue and evacuation needs; Minimize casualties; Economic recovery

Lifecycle Cost

According to U.S. National Institute for Standards and Technology (NIST) *“life-cycle cost analysis (LCCA) is a method for assessing the total cost of facility ownership. It takes into account all costs of acquiring, owning, and disposing of a building or building system. LCCA is especially useful when project alternatives that fulfill the same performance requirements, but differ with respect to initial costs and operating costs, have to be compared in order to select the one that maximizes net savings (www.wbdg.org)”*.

A similar position was advocated through a policy statement of the FHWA in 2004, related to transportation investment decision-making. The follow three brief practice guidelines for the implementation of LCCA were offered:

- (1) *Life-cycle costs are an important consideration in all highway investment decisions.*
- (2) *The level of detail in LCCA should be commensurate with the level of investment involved and the types of alternatives being analyzed.*
- (3) *Typical LCCA profiles may be developed and used as the basis for evaluating alternatives for general types of improvements, such as, consideration of alternative pavement designs or different types of bridges on various functional class highways.*



02 | Visual Representation of Actual and Perceived Risk

It follows that lifecycle cost and in some cases lifecycle benefit/cost analysis is a critical concept for making investment decisions, and therefore should be incorporated in the engineering and asset management of infrastructure systems. Several important questions remain before one may conduct a meaningful LCC analysis, however. These relate to the determination of the lifecycle of a new, maintained, rehabilitated or retrofitted structure and its expected performance along the lifecycle as affected by the Limit States listed in Table 1.

Decision-Making by Leveraging RISK

In civil engineering performance-based design (PBD), the desired performance is defined as *maintaining a capacity for any of the performance demands only with an acceptable level of risk of not performing. Risk is a subjective quantity defined as:*

$$\text{RISK} = \text{U} (\alpha \beta \text{ HAZARD} * \text{VULNERABILITY} * \gamma \delta \text{ CONSEQUENCES})$$

Where:

U = Epistemic uncertainty governing the evaluation of risk

α = Factor reflecting the nature of the considered hazards (return period, sudden or following warning, is it avoidable, can it be mitigated, number/type of individuals affected by hazard)

β = Psychological impact factor – reflecting the tolerance to risk – different in the cases of loss of time, loss of property and the loss of life

γ = Duration of exposure – minute, day, year, decade, lifetime, forever

δ = Cultural factor – Adjustment for different cultures

Hazard – Probability of the occurrence of a hazard

Vulnerability – Probability that the system will fail to perform as desired, given the occurrence of the hazard

Exposure – Consequences of the structure not performing as desired

Figure 2 visually illustrates both the perceived and actual risk, and their individual components. This figure shows three axes which cor-

respond to the three components of risk. The volume of the box defined by these components represents the risk posed by a system for the various hazards considered. Generally speaking, the perceived risk (inclusive of the uncertainty premium) is generally much larger than the actual risk, owing to the conservative nature of infrastructure decision-makers. There are notable exceptions to this rule; most obviously these include bridge failures in which owners would have never, knowingly, assumed the actual risk.

In bridge and highway management, we need to consider a multi-hazard approach for a risk- and performance-based infrastructure management. In multi-hazard design, the interaction of a given hazard with others is largely unknown and, given the scarcity of maintenance costs, their mitigation cost often competes with other hazards.

The USDOT as well as US-EPA and various other federal agencies are greatly interested in an integrated asset management of infrastructures. Managing engineered as well as natural and human assets for maximum life-cycle benefit/cost requires an understanding of their intersections and interactions with each other and with the natural environment, establishing appropriate performance criteria and associated metrics, and most importantly, recognizing and incorporating multi-hazards risks and their mitigation in the performance criteria. Naturally, the linkages and interdependencies between the highway and other transportation modes as well as critical power, fuel, water and information infrastructures have to be identified and incorporated in asset management.

The technology tool-box, data and information required for asset management of a regional highway, water or power distribution system based on risk of not performing is already available to a large extent. The key is in *the coordinated integration of technology which requires a multi-disciplinary team for successful application*, and, the collection and warehousing of data and information in an inter-operable manner. This may be accomplished through the structural-system identification concept that is discussed in the following section. The *experimental* technologies for bridge health monitoring that need to be integrated are summarized in Table 3.

Bridge Geometry Monitoring	Short-Term Monitoring and Controlled Testing		NDE Methods	Long-Term Monitoring	
	Pseudo-Static	Dynamic		Slow-Speed	High-Speed
Surveying GPS Laser Vibrometer Photogrammetry Remote Sensing	Static Trucks Crawl Tests Special Loading Devices	Impact-Modal Excited-Modal Response Ambient Monitoring WIM+ Monitoring High-Speed Truck Responses	Radar Thermal Methods, Magnetic Methods, Ultrasonic & Acoustic Wave, Electrical and Electrochemical Methods, Optical Methods, Nuclear Methods (X-Ray, Gamma Ray, etc)	Continuous Measurement Displacement, Tilt, Wind, Temperature, Responses caused by intrinsic effects	Intermittent or Triggered Measurement Wind input vibrations, Traffic images, and WIM with dynamic bridge responses Earthquake inputs and responses

Experimental, Analytical & Information Technology

Until recently the civil/structural engineering profession (under various names) was forced to rely on rather simplistic and idealistic models of constructed systems for analysis and design. Buildings were modeled as plane frames and bridges as simple or continuous beams. This simplistic view of constructed systems forms the basis of many of our process-based and prescriptive codes, and although much more sophisticated modeling approaches are readily available, many engineers continue to opt for simplicity. This is necessary since our heuristics dictates adopting the least complex model commensurate with the uncertainty prevailing in model construction. On the other hand, as the profession moves towards more performance based design approaches, and begins to more seriously consider durability, maintenance, and serviceability limit states as well as struggle with contemporary challenges associated with preservation and renewal of existing systems, we cannot just rely on such simple modeling approaches.

Tab 3 | Experimental Technologies for Bridge Health Monitoring

Our concern should be reducing the uncertainty to be able to construct more complete models that can capture all the important mechanisms of loading, intrinsic forces and the corresponding responses with emphasis on movements and the kinematics of displacement and deformation at soil and foundation interfaces.

Today while there are powerful modeling tools available that have the ability to simulate both three-dimensional local and global behaviors of constructed systems, these require far more information to mitigate the influences of bias (epistemic) sources of uncertainty (e.g., boundary and continuity conditions) for reliable results. This understanding has resulted in a growing recognition for the need to correlate models with experimental response data (considering the confluence of experimental, analytical, and numerical/computational errors).

Leveraging the health monitoring paradigm

Health monitoring paradigm in civil engineering is a transformation of the proactive health management paradigm that has revolutionized medicine and extended human life by decades. In civil engineering, health monitoring may pertain to either individual constructed systems, populations of constructed systems, or complete infrastructure systems. The National Research Council (NRC) defines “critical infrastructure” as water, wastewater, power, transportation, and telecommunication facilities (NRC, 2007). Such systems are all multi-domain systems integrating elements from engineering (both constructed and manufactured), natural (climate, air, water, soil, wildlife and habitats) as well as human (societal, cultural, organizational, individual) domains. In such multi-domain systems, elements from the human, nature and engineering domains dynamically intersect, interact, and are often interdependent. A critical concern is unknown or hidden intersections and interdependencies between different infrastructures (or sub-systems of the same infrastructure) that emerge due to a failure of one system affecting the safety and performance of another system.

Within the last few years both extreme events as well as chronic challenges have begun to be viewed as illustrative of the complexity and highly intertwined nature of infrastructure.

For example, consider the cascading failures highlighted and set off by Hurricane Katrina. What began as poor government preparation and engineering design, quickly spiraled into emergency management failures (evacuation, food, shelter) and ultimately a humanitarian crisis and widespread social unrest. The lasting effects of these events are still unfolding and include massive population loss (New York Times 2007), neighborhood redevelopment and abandonment, as well as public skepticism over the government’s peace-keeping capabilities (note that gun permit requests are up four fold per capita from pre-Katrina levels) (AP 2007). In addition to extreme events, more chronic challenges such as congestion are also illustrative of the intertwined nature of infrastructure. The Texas Transportation Institute (2005) estimates congestion costs the U.S. public over \$63 billion per year in lost productivity and is considered by many to be the largest challenge facing economic development and growth within U.S. cities (Siemens, GlobeScan and MRC 2007).

When an individual constructed system, such as a building or a bridge, is considered for HM, how/whether this engineered system can be separated from human and natural domains should be carefully considered. During the last two decades, structural aspects of HM (SHM) has become an intensely researched field in several branches of engineering (e.g. see structure.stanford.edu/workshop/) and became a popular area of research in especially nuclear defense, space, aerospace and mechanical engineering since it offers the potential to make a transition from time-based maintenance to need-based maintenance, offering significant savings. Today, we may find implementations of SHM as well as intelligent systems in many autos and most airplanes.

While automotive and aerospace industries have already started to reap the benefits of HM, we estimate that we are perhaps a decade or longer away from meaningful applications to constructed systems. Although there are examples of significant investment into SHM of major bridges in Hong Kong, Mainland China, Korea and more recently Europe, these have yet to prove their value in terms of contributing to enhancements of structural safety and maintenance management. So far,

bridge owners remain hesitant to embrace SHM due to the lack of a convincing business case specifically related to constructed structural systems that are expected to perform for many decades and even centuries.

Benefits of Meaningful HM Applications

HM provides a powerful framework to observe and document constructed system and infrastructure performance to enable important advances that may make up for the disappearance of heuristics, as well as fragmentation and proliferation. The knowledge that will accumulate from a number of successful HM applications to various classes of construction will help revolutionize the empiricism of our current practice without any assurance of their validity in the current context of civil engineering:

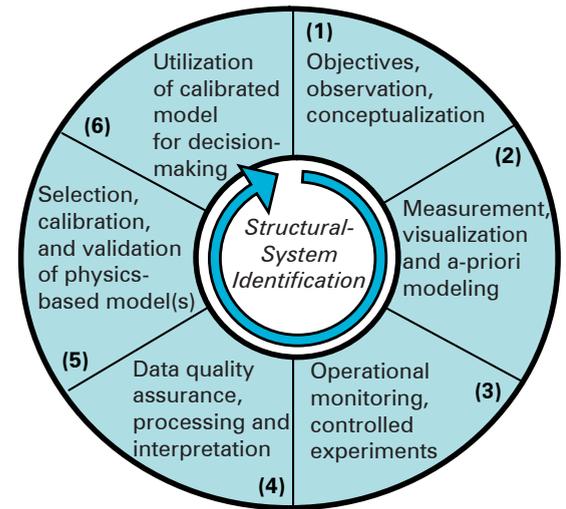
- Conceptually understanding and defining metrics for various performance categories so that performance may be measured and modeled reliably.
- A database of as-built mechanical properties of various bridge types and their behavior under environmental and operating loads.
- Insight into how defects, aging, deterioration and damage may affect structural performance along the lifecycle of typical bridges. Understanding the linkages between material, element and system behaviors and performance.
- Improved codes and standards based on statistically meaningful and quantitative observations of performance.
- Performance evaluations and projections based on objective metrics, damage indicators, and health condition indices rather than just visual inspections or ad hoc NDE applications.
- Pro-active management of health and diagnosis of the circumstances that may lead to unsafe operation, deterioration or damage in a timely manner. Ability for not only diagnose but also a prognosis of performance insufficiencies.
- Effective renewal and preservation of aged facilities by developing a more definitive understanding of geriatric bridge performance.

- Performance based maintenance management for improved safety of operation and effective maintenance.
- Improved emergency management during/following accidents and hazards in the realm of extreme events.

Structural-System Identification

Figure 3 provides an illustration of the six primary steps of the structural-system identification process (St-Id) that have been adopted by the ASCE St-Id of Constructed Systems Committee (Aktan and Moon, 2005). This paradigm was introduced to engineering mechanics researchers by Hart and Yao (1977) and to civil-structural engineering researchers by Liu and Yao (1978). Over 30 years after these seminal papers, structural-system identification remains an active research area.

Given the general framework shown in Figure 3, there are many different methods and approaches to utilizing the St-Id paradigm. Typically applications are distinguished based on model type as either parametric (or physics-based, see surveys by Hart and Yao 1977, Liu and Yao 1978, Mottorshead and Friswell 1993, Ghanem and Shinozuka 1995, Shinozuka and Ghanem 1995, and Doebling et al. 1996.) or non-parametric (or non-physics-based, see Chang et al. 2001, Masri et al. 1996, Nakamura et al. 1998, and Zapico et al. 2003, Shinozuka and Ghanem 1995, Andersen and Kirkegaard 1998 and Bodeux and Golinval 2001, among others), and then further distinguished based on their model correlation approaches (e.g. sensitivity based, statistical (Bayesian), direct approaches, various training methodologies, etc.). In addition, St-Id applications can be categorized based on the type of experimental approach (or approaches) employed. Common experimental methods used include quasi-static approaches such as diagnostic or proof-level load testing, as well as dynamic approaches such as forced-excitation modal testing (impact or shaker) or ambient vibration monitoring. In all cases, the specific model type, correlation method and experimental approaches adopted must be compatible with the overall objective of the application as well as the structure type and its critical behavior mechanisms.



03 | Structural-System Identification

Conclusions and recommendations

This paper strived to articulate that leveraging technology and enabling performance-based engineering is a far greater challenge than what is generally being assumed today. Achieving this will require structural identification, health monitoring and lifecycle asset management based on risk of nonperformance be integrated with their appropriate analytical, experimental and information tool-boxes as described above. The writers recommend government-sponsored applications of St-Id, HM and Asset Management programs to various populations of constructed systems and infrastructures for educating coordinators for performance based engineering and asset management. For example, a typical application would require selecting bridge populations to follow through these steps:

- Chronicle the full history of the constructed system and the parent infrastructure system via existing design/construction plans/documents, inspection reports, maintenance, repair, rehab, any operational incidents based on interviews and searching archives.
- Track financing, revenue, ownership and management history. Review and map the social, political, organizational and user systems, current performance, expected lifespan and desired future performance in terms of operational, durability, serviceability and safety limit-states and cost/revenue realities.
- Perform performance based hot spot and structural-system identification to determine structural/mechanical properties and behaviors at the local, regional and global system levels by measurements, Finite Element (FE) modeling/simulation, material sampling/testing, NDE and structural testing.
- Determine by monitoring periodically the typical loading environment and the corresponding transient and intrinsic actions by structural performance and behavior.
- Meanwhile, leverage the calibrated FE models to determine critical regions, members and connections under desired performance levels and perform failure-

mode analyses at each critical limit-state. Establish and rank the risk of non-performance at critical limit-events and states.

- Refine structural monitoring to measure/monitor and track the most critical inputs and responses pertaining to critical failure modes.
- Develop performance based asset management plan to include any interventions due to operational changes, maintenance, repair, retrofit, etc. to ascertain that desired performance is provided at available revenue.

References

- [1] A. E. Aktan/B. R. Ellingwood/B. Kehoe: "Performance-based engineering of constructed systems", ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 2007, pp. 133, 311–323.
- [2] A. E. Aktan/F. L. Moon: "ASCE-SEI Performance of Structures Track Technical Committee: Structural Identification of Constructed Systems", <http://www.di3.drexel.edu>, 2005.
- [3] P. Andersen/P. H. Kirkegaard: "Statistical damage detection of civil engineering structures using ARMAV models", *Proceedings of the 16th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, Santa Barbara, California, 1998, pp. 356–362.
- [4] Associated Press: "New Orleans residents turning to weapons for security", Mary Foster, *Houston Chronicle*, March 2007.
- [5] J. B. Bodeux/J. C. Golival: "Application of ARMAV models to identification and damage detection of mechanical and civil engineering structures", *Smart Materials and Structures*, Vol. 10, 2001, pp. 479–489.
- [6] R. de Neufville: *Applied Systems Analysis, Engineering Planning and Technology*, New York 1990.
- [7] R. de Neufville/A. R. Odoni: *Airport Systems: Planning, Design, and Management*, New York 2003.
- [8] S. W. Doebling/C. R. Farrar/M. B. Prime/D. W. Shevitz: "Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature

- review", Report No. LA-13-70-MS, Los Alamos National Laboratory, Los Alamos, N.M, 1996.
- [9] Federal Highway Administration, *Life-Cycle Cost Analysis, Real Cost*, User Manual, August 2004.
- [10] Ghanem/Shinozuka: "Structural-system identification I: Theory", ASCE, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 121, No. 2, 1995, pp. 255–264.
- [11] G. C. Hart/J. T. P. Yao: "System Identification in Structural Dynamics," ASCE, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 103 (EM6), 1977, pp. 1089–1104.
- [12] S. C. Liu/J. T. P. Yao: "Structural Identification Concept, Journal Structural Division", ASCE, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 104 (ST12), 1978, pp. 1845–1858.
- [13] S. F. Masri/M. Nakamura/A. G. Chassiakos/T. K. Caughey: "Neural network approach to detection of changes in structural parameters", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 122, No. 4, 1996, pp. 350–360.
- [14] F. L. Moon/A. E. Aktan: "Impacts of epistemic uncertainty on structural identification of constructed systems", *The Shock and Vibration Digest*, Vol. 38, No. 5, 2006.
- [15] J. E. Mottorshead/M. I. Friswell: "Model updating in structural dynamics: a survey", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 167, No. 2, 1993, pp. 347–375.
- [16] National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Project 20-68, U.S. Domestic Scan Program Progress Summary, April 2006 (TRB: Washington, DC).
- [17] National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Performance Measures and Targets for Transportation Asset Management, Report 551, 2002 (Transportation Research Board: Washington, DC).
- [18] National Research Council (NRC) of National Academies Workshop, (Chair: D. Nash): "Sustainable Critical Infrastructure Systems – A framework for meeting 21st Century Imperatives", www.nap.edu, 2007.
- [19] P. L. Nervi/R. Einaudi: *Aesthetics and Technology in Building*, Cambridge (Massachusetts) 1965.
- [20] S. Dewann: "Fed-Up New Orleans Residents Are Giving Up", *New York Times*, 2007 February 16.
- [21] Shinozuka/Ghanem: "Structural-system-identification II: Experimental verification", ASCE, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 121, No. 2, 1995, pp. 265–273.
- [22] Siemens: GlobeScan and MRC, "Megacities", www.siemens.com/presse/megacities, 2007.
- [23] Texas Transportation Institute: "2005 Annual Urban Mobility Report", <http://mobility.tamu.edu/ums/>, 2005.
- [24] P. Thompson: "Bridge management systems: where should we go from here?", *Bridge Maintenance, Safety, Management and Cost*, Conference, 2004.
- [25] US Department of Transportation (USDOT), Asset Management Primer, Office of Asset Management, US Department of Transportation, Washington, DC, 1999.
- [26] US Government Accounting Office (GAO), Transportation Infrastructure: States' Implementation of Transportation Management Systems, US GAO, 1997.
- [27] US Government Accounting Standards Board (GASB), Statement 34, Resource Center, Government Accounting Standards Board. Available online at: www.gasb.org/repmode, 1999.
- [28] J. L. Zapico/M. P. Gonzalez/K. Worden: "Damage assessment using neural networks", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 17, No. 1, 2003, pp. 119–125.

Emin Aktan Ph.D.
Drexel University
Drexel Intelligent Infrastructure Institute,
Philadelphia, USA

Ass.-Prof.

Franklin Moon Ph.D., M.S.
Drexel University
Drexel Intelligent Infrastructure Institute,
Philadelphia, USA