



Schweizerischer Erdbebendienst
Service Sismologique Suisse
Servizio Sismico Svizzero
Swiss Seismological Service

ETH zürich

SITE CHARACTERIZATION REPORT

SVISP (SVIS1), SVIK: Visp (VS), borehole stations

Paolo Bergamo, Afifa Imtiaz, Francesco Panzera, Paulina Janusz, Walter Imperatori, Donat Fäh



Last modification: 04.11.2023

Schweizerischer Erdbebendienst (SED)
Service Sismologique Suisse
Servizio Sismologico Svizzero
Servizi da Terratrembels Svizzer

ETH Zurich
Sonnegstrasse 5
8092 Zuerich
Schweiz
paolo.bergamo@sed.ethz.ch

Content

| | Section | Page |
|-----------|---|------|
| | Summary | 3 |
| 1. | Introduction | 4 |
| 2. | Geological setting | 5 |
| 3. | Geophysical measurements | 6 |
| 3.1 | Single-station microtremor measurements | 8 |
| 3.1.1 | <i>Acquisition</i> | 8 |
| 3.1.2 | <i>Horizontal-to-vertical spectral ratios</i> | 9 |
| 3.1.3 | <i>Polarization analysis</i> | 12 |
| 3.2 | Multichannel analysis of surface waves (MASW) | 15 |
| 3.2.1 | <i>Acquisition</i> | 16 |
| 3.2.2 | <i>Processing</i> | 16 |
| 3.3 | Microtremor array | 17 |
| 3.3.1 | <i>Acquisition</i> | 17 |
| 3.3.2 | <i>Processing</i> | 17 |
| 3.4 | Cone penetration tests | 18 |
| 3.4.1 | <i>Acquisition and stratigraphic interpretation</i> | 18 |
| 3.4.2 | <i>Assessment of liquefaction potential</i> | 19 |
| 3.5 | Sesimic CPT (S-CPT) | 21 |
| 3.5.1 | <i>Acquisition</i> | 21 |
| 3.5.2 | <i>Interpretation</i> | 22 |
| 4. | Surface wave data inversion | 24 |
| 4.1 | Target | 24 |
| 4.2 | Inversion | 24 |
| 4.2.1 | <i>Monte Carlo inversion</i> | 25 |
| 4.2.2 | <i>Joint transdimensional Bayesian inversion</i> | 27 |
| 4.3 | Inversion results | 30 |
| 4.3.1 | <i>Interpretation of the velocity profiles</i> | 30 |
| 4.3.2 | <i>Quarter-wavelength representation</i> | 32 |
| 4.3.3 | <i>SH-wave transfer function</i> | 33 |
| 5. | Conclusions | 34 |
| | References | 35 |

Summary

This report illustrates the site characterization measurements performed by SED at the location of the seismic stations SVISP (active between 2015 and 2020) and SVIK (active from 2023 onwards). Parts of the installations of SVISP was put back into operation in November 2023 after the construction of a building just above the original free field site. The boreholes were integrated into the foundation of the building with a new station code SVIS1.

The stations were installed in the municipality of Visp (VS), in the upper Rhone valley; the two sites SVISP and SVIK are ~230 m apart. Due to the high level of hazard and risk expected for the area of Visp (Wiemer et al., 2016, 2023), and since nonlinear site effects are expected, it was decided to configure SVISP and SVIK as vertical arrays of seismometers, with one sensor located at the soil surface and others at various depths in the subsurface. The geophysical surveys carried out for the site characterization include passive and active surface wave measurements as well as a down-hole S-wave test; the geophysical surveys are accompanied by two cone penetration tests (CPT) performed close to SVISP and SVIK sites.

The obtained results show that no significant lateral variations occur between the SVISP and SVIK sites. We assign to both stations the same V_{s30} of 240 m/s; the soil class is therefore D according to both SIA 261 (2020) and Eurocode 8 (2004) building codes. The fundamental frequency of soil resonance f_0 is 1.35 Hz for SVISP and 1.07 Hz for SVIK.

The estimated S-wave velocity profile is characterized – in its shallower portion (0 – 45 m) – by sand layers alternated with relatively stiffer sand-gravel layers, displaying V_s between 115 – 425 m/s. At about 45 and 110 m depth the S-wave velocity increases to ~750 and to ~1500 m/s, respectively, with the transition to more compact sedimentary material. According to geological information, the bedrock is located at a depth of approximately 245 m.

The tests assessing the potential for liquefaction based on CPT data have yielded high (> 50%) probability of liquefaction for the sand formations at depths 1 – 7 m and 15 – 22 m, for a scenario $M_w=6.0$ at 0 km distance; the probability remains $\geq 50\%$ for the shallower layer also for a scenario $M_w=6.0$ at 5 km distance. These results apply to both SVISP and SVIK sites.

From the interpretation of geophysical data and morphometric parameters, we conclude that the location hosting SVISP and SVIK is possibly at the threshold between a 1D and a 2D resonance regime. The geophysical measurements do not show significant 2D effects.

1. Introduction.

The Swiss portion of the Rhone Valley is known to be the area with the highest seismic hazard in Switzerland (SUIhaz15, Wiemer et al., 2016); it was struck by several strong earthquakes in the past, i.e. the 1946 $M = 5.8$ event in Sierre, 1855 $M = 6.2$ in Visp, and 1755 $M = 5.7$ in Brig-Naters. The area is a typical example of deeply-incised, elongated glacial alpine valley, filled with quaternary sediments reaching thicknesses of several hundreds of meters. Hence, it is expected to show strong ground-motion amplification and 2D resonance phenomena, and to be prone to non-linear soil behavior and liquefaction phenomena. For the long-term seismic monitoring of this environment, in the framework of the CCES project COGEAR (Fäh et al., 2012), in 2015 a borehole array of seismometers (named SVISP) was installed to the north-west of Visp town centre, ca 150 m south of the Rhone river. The array consisted of four strong-motion sensors, located at the soil surface, and at 15, 58, and 100 m depth. The seismometers were complemented by a multi-level piezometer array, with six piezometers measuring the pore water pressure at various levels in the range 5 – 15 m depth. The borehole array SVISP had to be closed in September 2020 as its site was occupied by the expansion of the Lonza chemical plant. Parts of the installations of SVISP was put back into operation in November 2023 after the construction of a building just above the original free field site. Some of the boreholes were integrated into the foundation of the building with a new station code SVIS1. The site conditions however changed due to the influence of the building and the piled foundation. In the framework of the SSMNet renewal project (phase 2), a new borehole array station, named SVIK, was installed in August 2023 on a site 230 m south-east of the SVISP/SVIS1 site. The station is equipped with two strong motion sensors, one located at the soil surface and one at 30 m depth. Additionally, an array of 6 piezometers measures the pore water pressure at various levels in the range 6 – 20 m depth.

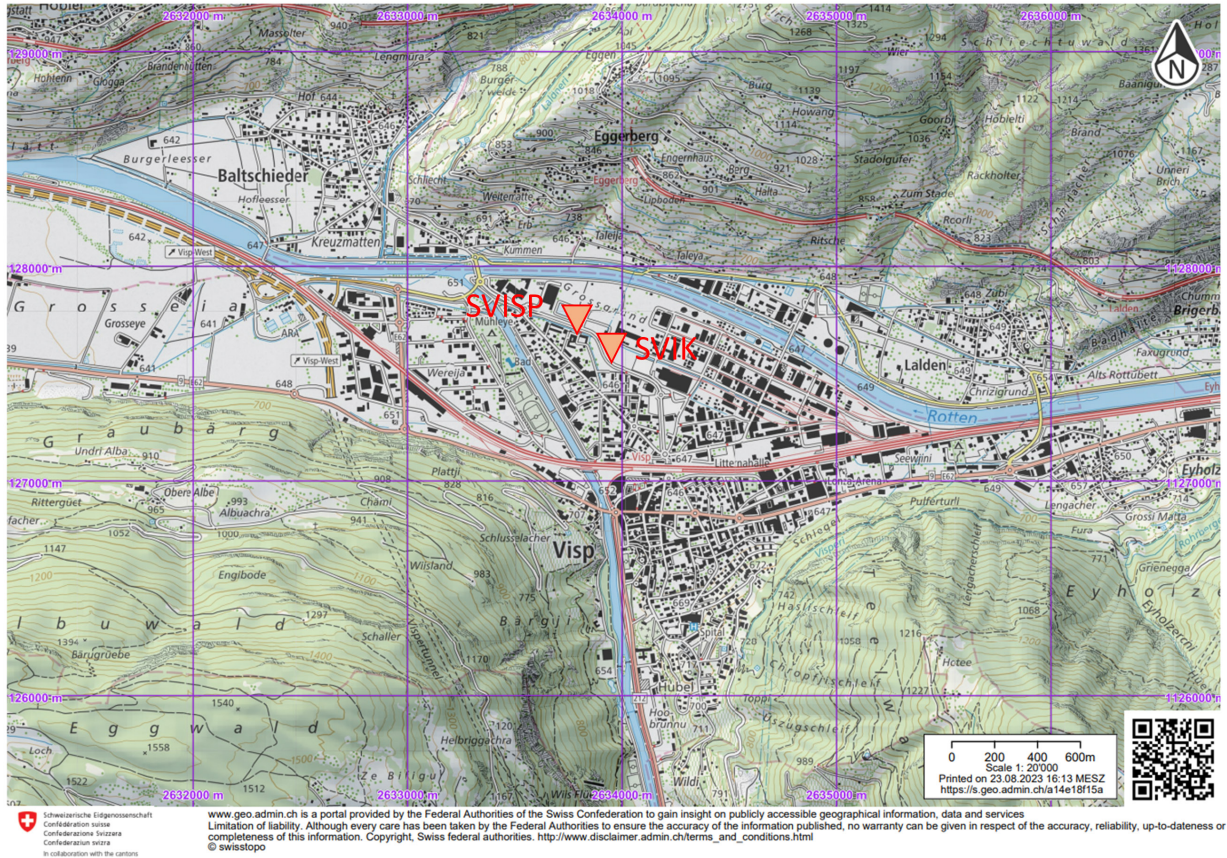
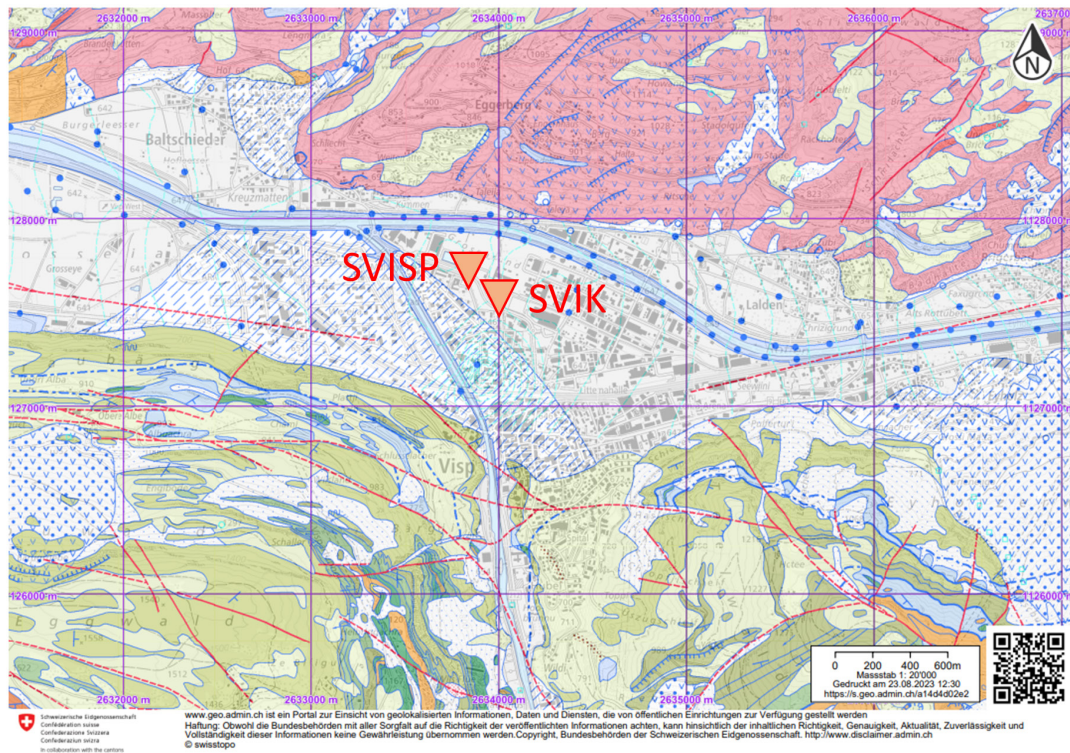


Figure 1 – Geographical location SVISP and SVIK station (© Swisstopo).

2. Geological setting

From a geological point of view, the area hosting both the former SVISP and new SVIK stations is characterized by Holocene alluvial deposits (Swisstopo, 2017), which cover the Rhone valley bottom; the alluvial formation borders to the south-west with the alluvial fan of the Vispa river. From gravimetric (Fiore, 2007; Swisstopo, 2019) and geophysical (Panzeria et al. 2022) investigations, it is known that the layer of quaternary sediments overlying the bedrock can be some hundreds of meters thick below the Rhone valley bottom at Visp.



Main lithologies






-  Alluvial sediments, Holocene
-  Alluvial fan, Holocene
-  Moraine (Till), late Pleistocene
-  Flysch
-  Gneiss

Figure 2 – Geological atlas (1:25000) of the area of Visp (Swisstopo, 2017)

3. Geophysical measurements

Given the high level of seismic hazard as well as risk for the zone of Visp, numerous geophysical surveys have been carried out through the years to assess the relevance of site response in the area (COGEAR project, Fäh et al. 2012, SSMNet renewal project, Hobiger et al. 2021, earthquake risk model Switzerland ERM-CH23, Panzera et al. 2022). These surveys include:

- Single-station microtremor recordings, processed with H/V technique (Nakamura, 1989), to derive the soil resonance frequencies;
- array microtremor (passive) recordings, processed with various techniques to derive surface wave propagation properties to be later inverted for the S-wave velocity profile of the subsurface;

- active seismic experiments (multi-channel analysis of surface waves, MASW, Park et al., 1999), carried out with controlled seismic sources to derive surface wave propagation properties to be later inverted for the S-wave velocity profile of the subsurface.

Figure 3 presents an overview of all geophysical surveys performed in the area of Visp. The geophysical surveys are also complemented by a number of boreholes and two geotechnical surveys (cone penetration test, CPT, Robertson and Campanella 1983) carried out at the sites of SVIK and SVISP. The CPT test at SVIK was also coupled with a down-hole test to derive the S-wave velocity profile of the near-surface (seismic-CPT, S-CPT).

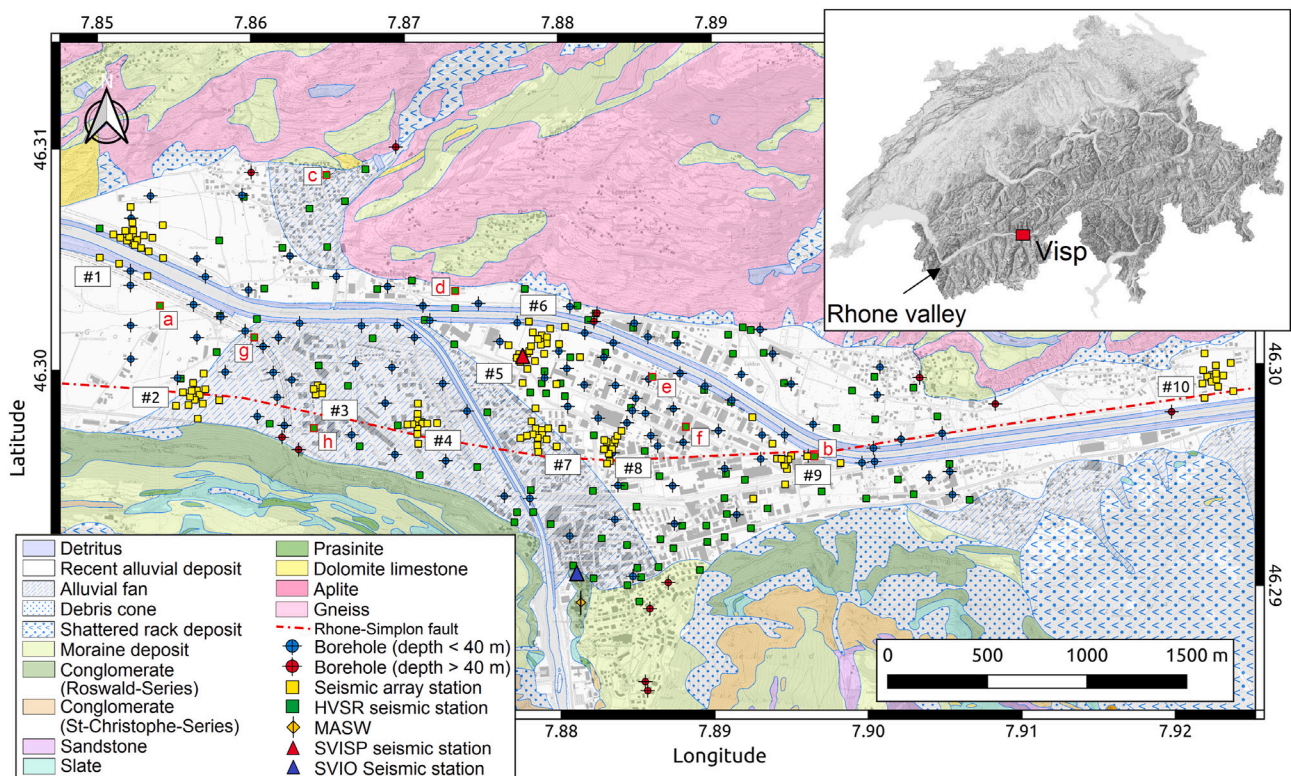


Figure 3 – Overview of geophysical measurements available for the area of Visp (VS). Figure from Panzera et al. (2022).

For the purpose of the site characterization of the two stations of SVISP and SVIK, we focused our analysis on the following geophysical and geotechnical measurements (Figure 4), performed in the period 2011 – 2018:

- a microtremor (passive) array measurement performed at the location of SVISP station;
- an active linear array (MASW) carried out at the location of SVISP station;
- two CPT measurements, one performed close to SVISP station (CPT2) and one close to SVIK station (CPT1)
- one seismic-CPT measurement carried out jointly with CPT1 close to SVIK station (S-CPT1)
- a set of 23 additional single-station H/V measurements performed in the area surrounding SVIK and SVISP;

In the following subparagraphs, we describe the acquisition and processing of the experimental data listed above. The single-station microtremor measurements (subparagraph 3.1), acquired and

processed in the framework of the projects COGEAR (Fäh et al. 2012) and ERM-CH23 (Panzera et al. 2022), were used for the site characterization of SVISP and SVIK to determine the fundamental resonance frequency of the soil, assess the presence of lateral variations in the subsurface and detect possible 2D resonance phenomena. The active (subparagraph 3.2) and passive (subparagraph 3.3) surface wave surveys were performed and already processed by Wallimann (2011) and Burjanek and Fäh (2011), respectively; we assessed the reliability of their procedure and retained their results in terms of Rayleigh and Love wave dispersion data. These data are later inverted for the S-wave velocity profile at SVISP (paragraph 4). The cone penetration tests (subparagraph 3.4) were performed by the drilling company Geoprofile GmbH and interpreted by them in terms of stratigraphic log (subparagraph 3.4.1); the CPT data were also processed by SED to assess the potential for liquefaction at SVISP and SVIK sites (subparagraph 3.4.2). The S-CPT data from the CPT1 were here interpreted to derive a near-surface V_S profile for SVIK site (subparagraph 3.5).

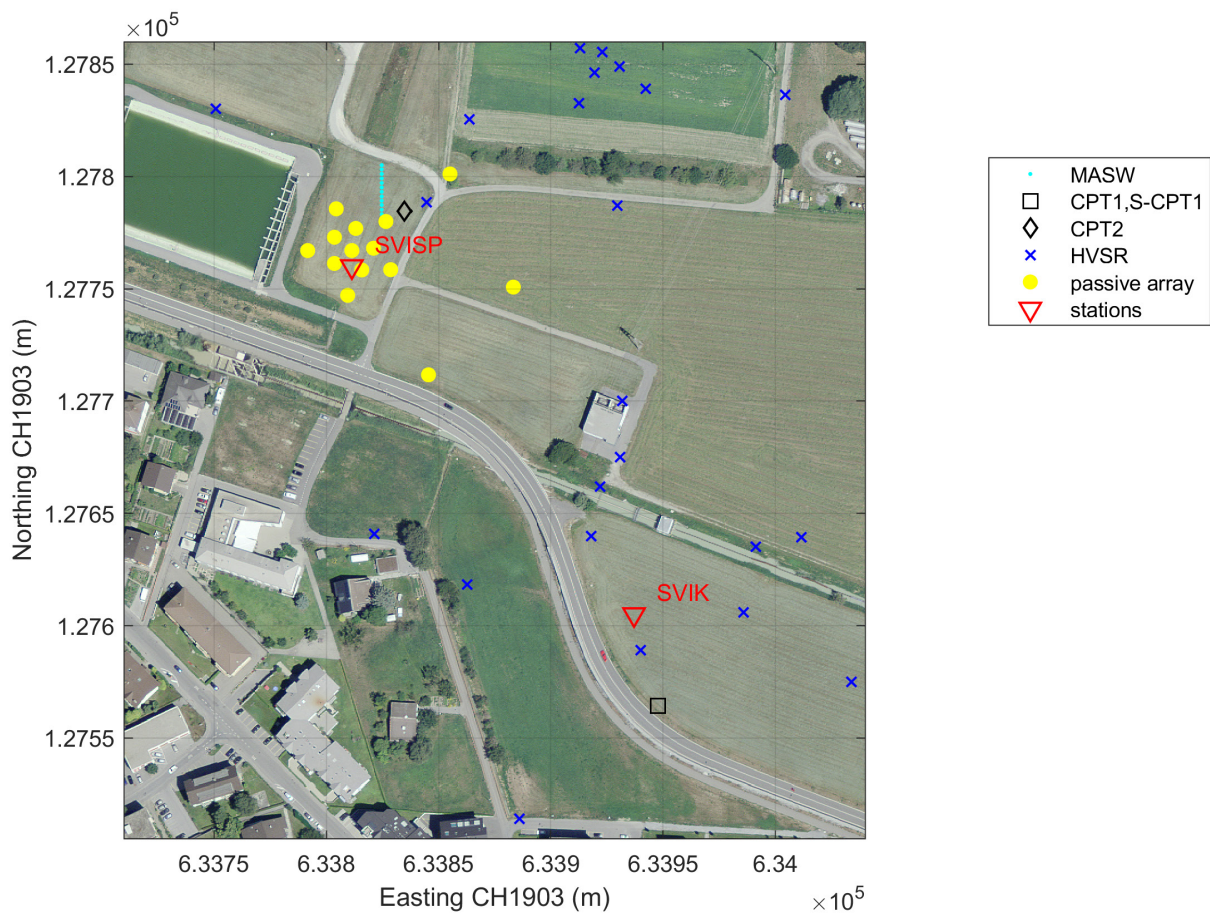


Figure 4 – Geophysical and geotechnical measurements employed for the site characterization of stations SVISP and SVIK. The areal image was taken before the construction of a number of buildings in the area.

3.1 Single-station microtremor measurements

3.1.1 Acquisition

As shown in Figure 4, the area of Visp is covered by a dense set of single-station microtremor measurements. We focus here on the surveys carried out in the zone surrounding SVISP and SVIK,

defined by a buffer of 100 m north and west of SVISP and of 100 m south and east of SVIK (zone represented in Figure 4, 330 x 355 m): in this extent, 37 single-station surveys are available (including also the passive array stations, individually processed).

3.1.2 Horizontal-to-vertical spectral ratios

The microtremor recordings were processed:

- to estimate the horizontal-to-vertical (H/V) spectral ratio, thus identifying the fundamental frequency of resonance of the site (Nakamura, 1989) by the use of classical H/V methods (as implemented in Geopsy software, www.geopsy.org; classical H/V of Fäh et al., 2001);
- to estimate the ellipticity of Rayleigh wave as a function of frequency by resorting to refined algorithms (Raydec, Hobiger et al., 2009; time-frequency method, Poggi and Fäh, 2010; wavelet-based time-frequency method as implemented in Geopsy software).

Figure 5 displays an overview of all retrieved H/V curves (gray lines), derived by applying the classical H/V method as implemented in Geopsy software; the H/V curve of the measurement closest to SVISP is highlighted in yellow, the curve of the measurement closest to SVIK is green.

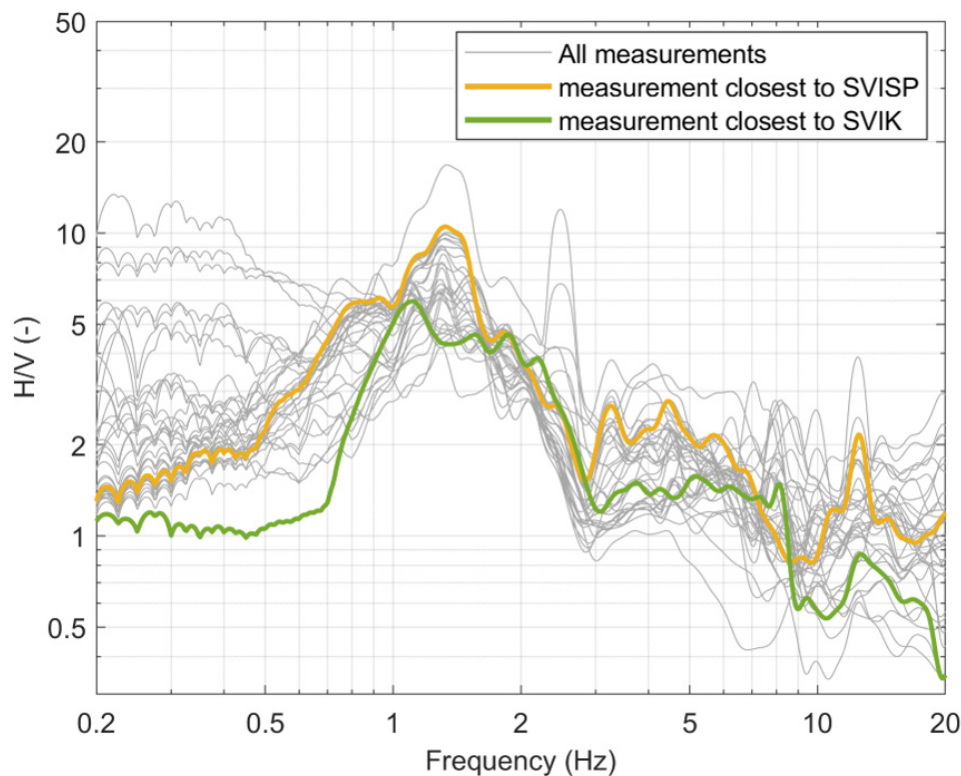


Figure 5 – H/V curves obtained with the classical method as implemented in the Geopsy software. In yellow we highlight the H/V curve of the recording closest to SVISP (7 m north of SVISP, center of passive array) and in green we highlight the H/V curve of the recording closest to SVIK (16 m south of SVIK).

We remark a general consistency among the obtained H/V curves, suggesting a relatively low degree of spatial variability in the subsurface over the investigated area. We do observe some individual features in sharp peaks at frequencies > 2 Hz, probably due to monotonic artificial nearby noise

sources; furthermore, some curves display high H/V ratios at low frequency (< 0.5 Hz), which might be caused by the presence of strong wind during the acquisition or an improper coupling between soil and sensor. The main common feature of all the H/V curves is a pronounced peak in the frequency band 0.8 – 2 Hz, reaching high spectral ratio values between 4 and 16 (Figure 5). This feature is to be related to the interface between the unconsolidated sediments filling the valley basin and the bedrock below, estimated to be at around 245 m depth according to the geological model of Swisstopo (2019).

The picking of the resonance frequencies on the H/V curves closest to SVISP and SVIK is displayed in Figures 6 and 7, respectively. As far as SVISP is concerned, the fundamental frequency f_0 was identified at 1.35 Hz; a secundo peak (f_i) was identified at 4.72 Hz, to be possibly ascribed to a shallow impedance contrast between surficial sands and a gravelly layer below (see paragraph 4). Regarding SVIK (Figure 7), only one peak, corresponding to f_0 , was identified at 1.07 (Hz).

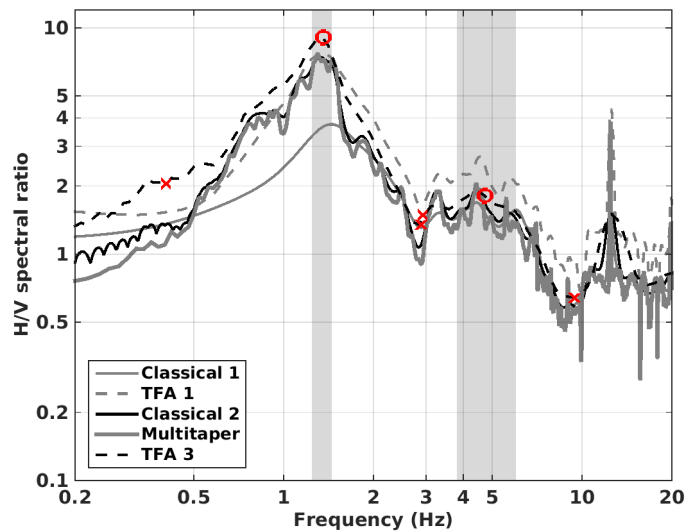


Figure 6 – Picking of resonance frequencies on the horizontal-to-vertical spectral ratios from the microtremor recording closest to SVISP (center of passive array). Classical 1: Geopsy; Classical 2: Fäh et al., 2001; TFA1: wavelet-based time-frequency method as implemented in Geopsy software; TFA3: time-frequency method, Poggi and Fäh, 2010. Picked resonance frequencies are indicated by red circles; the corresponding intervals are marked by red crosses. The picking is performed on the TFA3 curve, in agreement with the standard practice of the SED site characterization database.

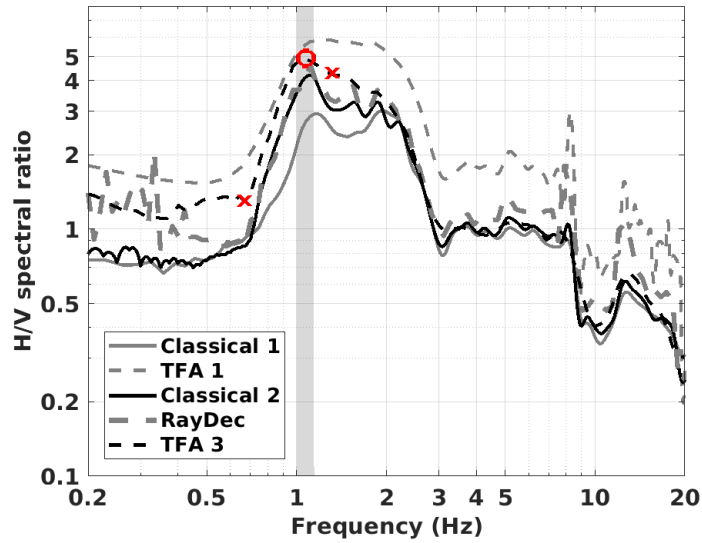


Figure 7 - Picking of resonance frequencies on the horizontal-to-vertical spectral ratios from the microtremor recording closest to SVIK (located 16 m south of the station). Classical 1: Geopsy; Classical 2: Fäh et al., 2001; TFA1: wavelet-based time-frequency method as implemented in Geopsy software; TFA3: time-frequency method, Poggi and Fäh, 2010; Raydec: Hobiger et al., 2009. The picking is performed on the TFA3 curve, in agreement with the standard practice of the SED site characterization database.

To understand whether the difference in f_0 between SVISP and SVIK is part of a wider spatial pattern, we map in Figure 8 the fundamental frequencies (picked from the H/V curves) from all single-station measurements of the area. Overall, we observe a gradual increase of f_0 (from ~ 0.9 to 1.5 Hz) along the south – north direction; the spatial pattern can be related to the fact that the Rhone valley bottom is approximately elongated in the east – west direction (Figures 1 and 2), therefore the bedrock depth becomes shallower as the northern valley edge becomes closer (see the contour lines of the estimated bedrock depth in Figure 8).

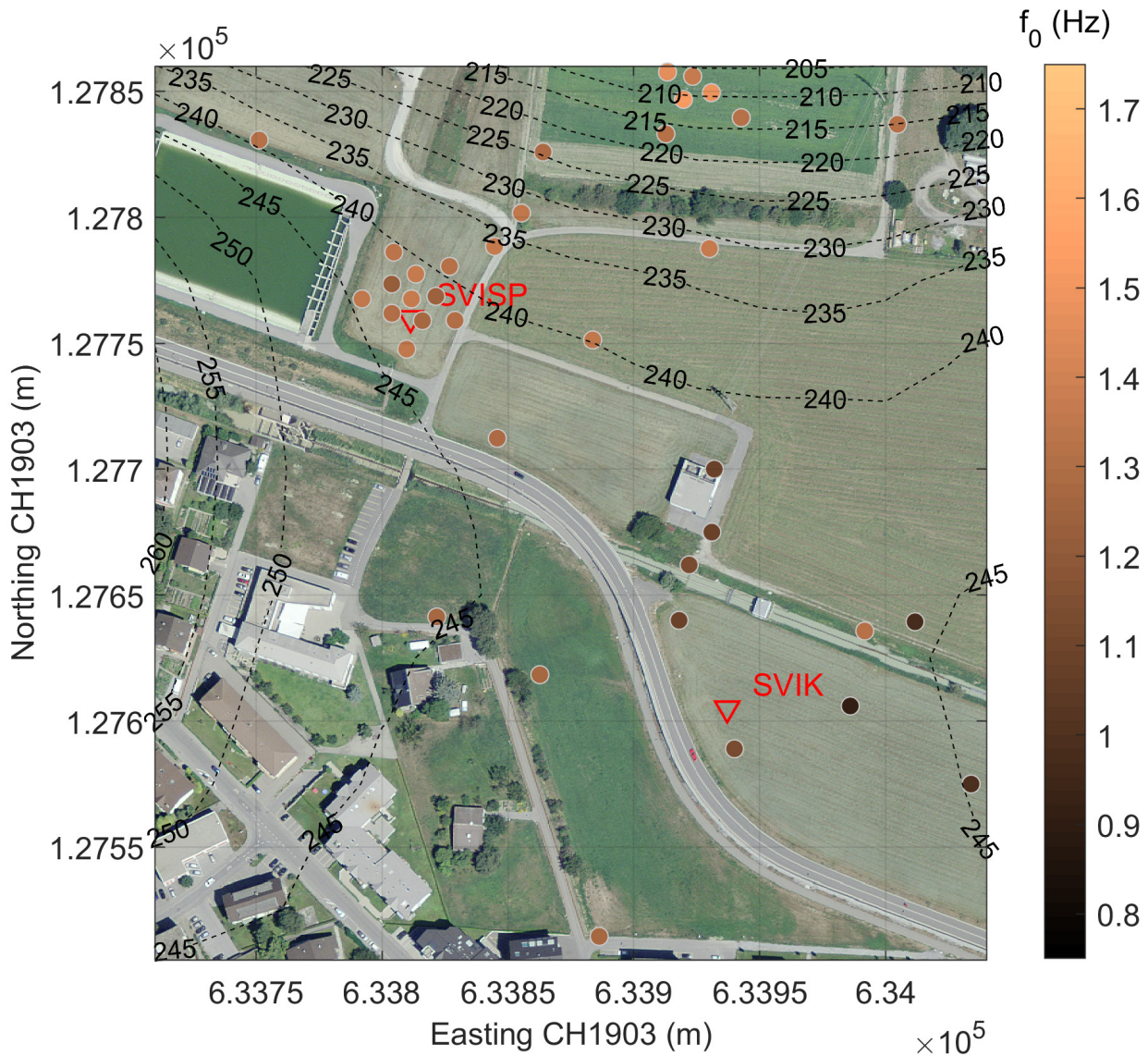


Figure 8 – Map of the fundamental resonance frequency as picked from the H/V curves obtained applying the time-frequency method of Poggi and Fäh (2010). In the background, we report the contour lines, at 5 m depth intervals, of the depth-to-bedrock as estimated by the geological model of Swisstopo (2019).

3.1.3 Polarization analysis

We finally analyzed the microtremor recordings closest to SVISP and SVIK with the polarization tool of Burjanek et al. (2010), to detect potential directionalities in the microtremor motion which may suggest 2D or 3D local resonance effects. In Figures 9 and 10 we display the produced polar strike graphs (as defined in Burjanek et al., 2010). At the fundamental frequencies of resonance identified in the H/V curves (1.35 for SVISP and 1.07 Hz for SVIK, respectively), we observe a moderate directionality in the NE-SW direction for SVISP site (Fig. 9) and a moderate directionality in the N-S direction for SVIK (Fig. 10). Note that these directions approximately correspond to the cross-section of the valley sedimentary infill along the direction of maximum slope of the underlying bedrock at SVISP and SVIK sites (Fig. 8), making the features observed in Fig. 9 and 10 as indicating an in-plane shear mode of vibration (Bard and Bouchon, 1985). This suggests the presence of 2D resonance effects. We infer, however, that the SVISP

and SVIK sites are at the threshold between a fully 1D and a fully 2D resonance regime; we base our inference on three pieces of information:

- in the area of SVISP and SVIK, the fundamental frequency of resonance shows a correlation with the estimated depth to bedrock (Fig. 8), a fact indicating 1D resonance;
- the shape ratio (half-width h over maximum depth l , Bard and Bouchon 1985) of the sedimentary basin cross-section below SVISP and SVIK is estimated – using the Swisstopo 2019 bedrock depth model – as ~ 0.44 (Fig. 11); this is an intermediate value that for an expected velocity contrast (ratio between V_S of sediments and bedrock) between 3 – 4 (Panzeria et al., 2022) places the sites of SVISP and SVIK at the transition between 1D and 2D resonance regimes (see Figure 12 in Bard and Bouchon 1985);
- in the strike-vs-frequency plots of Fig. 9 and 10, the features corresponding to the fundamental frequency display only an intermediate frequency of occurrence.

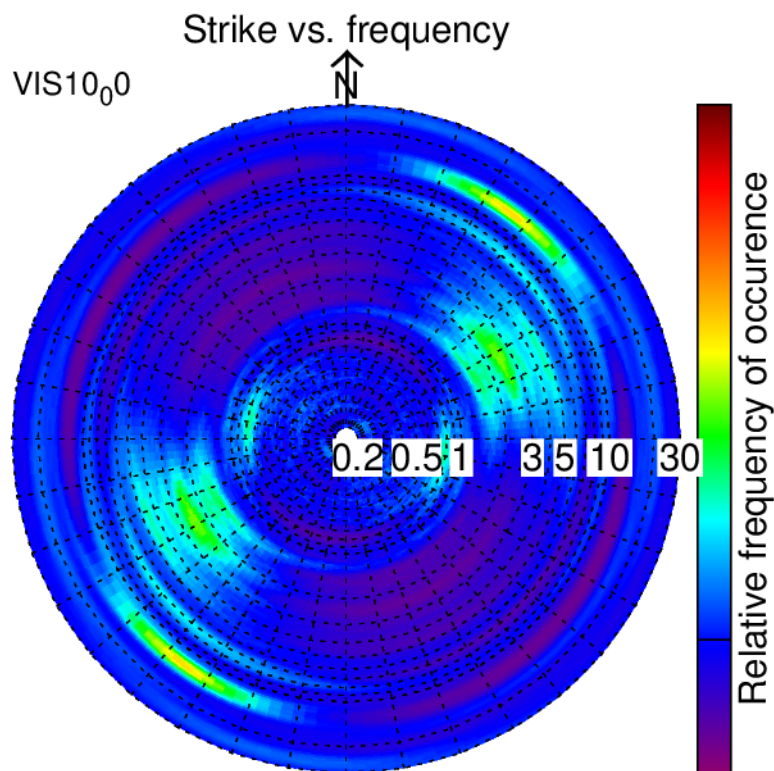


Figure 9 – Graph representing the relative frequency of occurrence for the polar strike as a function of frequency, for the microtremor recording closest to SVISP (center of passive array). The distance from the circle center corresponds to the frequency axis (see labels in Hz in white squares). The color scale portrays the relative frequency of occurrence of polar strike for a particular direction (azimuth from North axis) and frequency (distance from circle center).

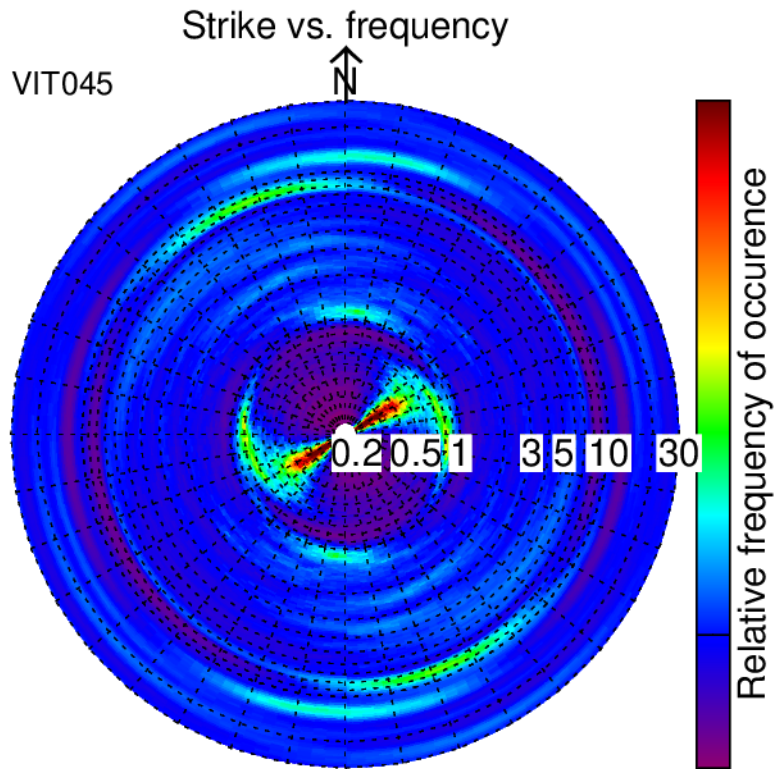


Figure 10 – Graph representing the relative frequency of occurrence for the polar strike as a function of frequency, for the microtremor recording closest to SVIK (16 m south of the station). The distance from the circle center corresponds to the frequency axis (see labels in Hz in white squares). The color scale portrays the relative frequency of occurrence of polar strike for a particular direction (azimuth from North axis) and frequency (distance from circle center).

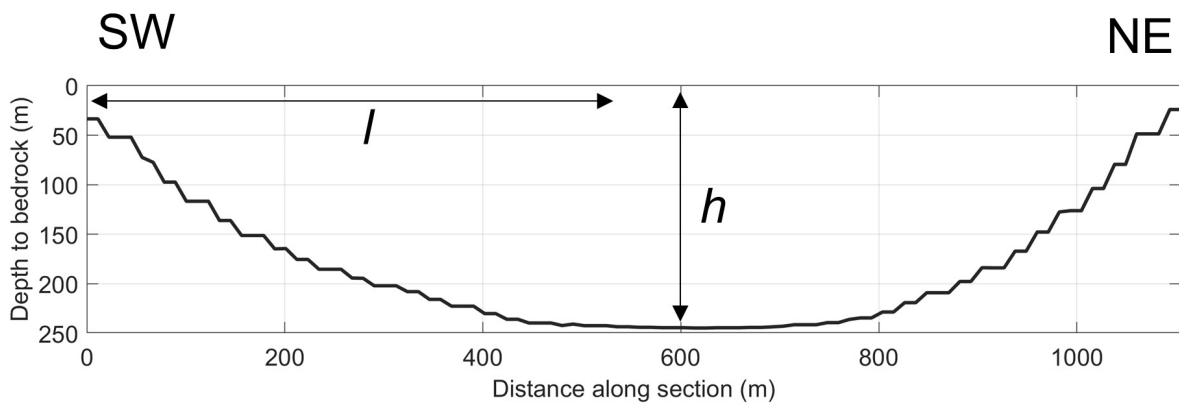
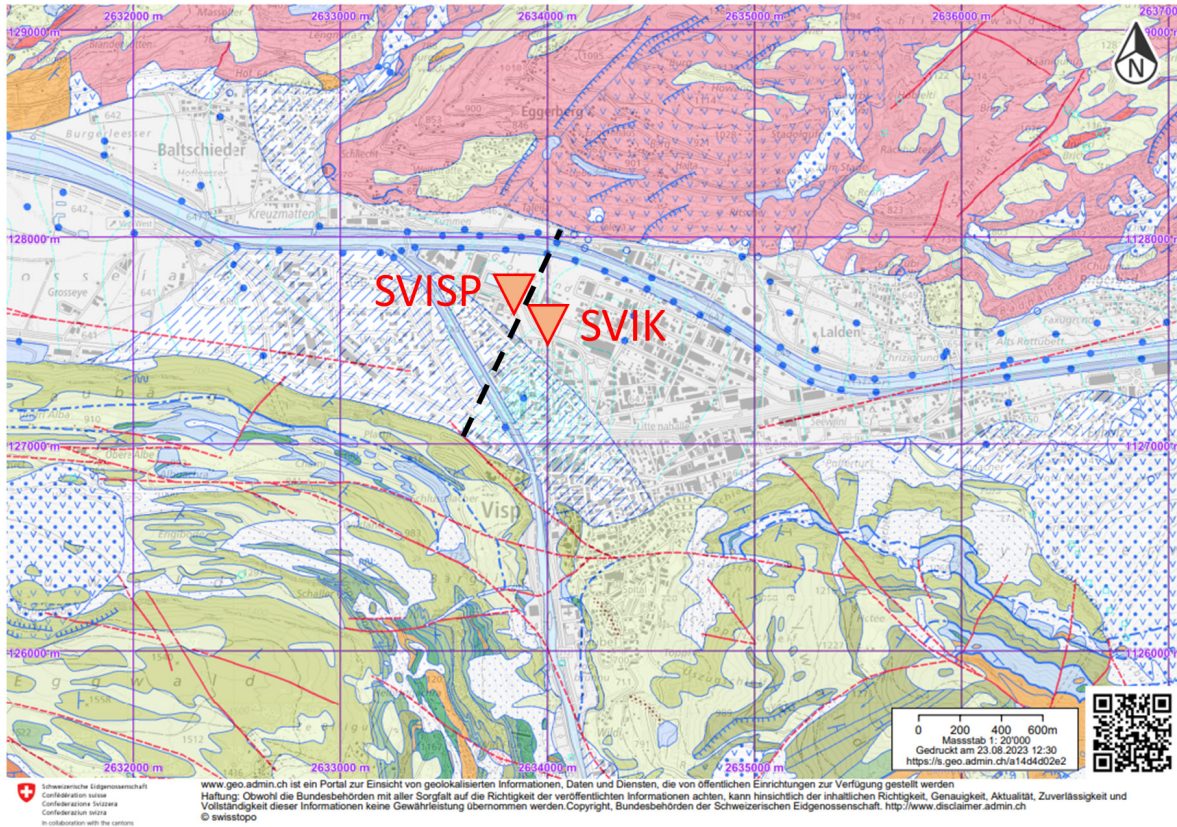


Figure 11 – Cross-section of the Rhone valley bed sedimentary basin according to the bedrock-depth model of Swisstopo (2019). In the lower panel, l indicates the half-width and h the maximum depth of the sedimentary basin (see Bard and Bouchon, 1985).

3.2 Multichannel analysis of surface waves (MASW)

Before the installation of the SVISP borehole array, the selected site was investigated with surface wave surveys (passive and active) aimed at retrieving a 1D velocity model at the station location. The characterization of the shallow near-surface (depth range of approximately 2 -20 m) was achieved thanks to a MASW (multichannel analysis of surface waves, Park et al., 1999) survey carried out in 2011 (Wallimann, 2011) prior to the installation of the SVISP borehole array of seismometers (see location in Figure 4). We report here a short description of the MASW acquisition and processing as

presented in Wallimann (2011), which we overall evaluated as reliable; for further details, we refer the reader to the original report of Wallimann (2011).

3.2.1 Acquisition

The acquisition array consisted of 14 three-component 5s Lennartz seismometers, connected to Quanterra Q330 digitizers. The sensors were deployed along a straight line, at regular intervals of 2 m; they were partly buried in the ground by 20 cm circa to ensure good coupling and protect them from wind (Figure 12, left panel). The chosen sampling interval was 0.005 s.

As active source, a weight drop device was used, able to freely release a weight of 120 kg from 2 m height (Figure 12, right panel). The source was placed at offsets of 10.5, 24.4 and 50 meters from the recording line; for each offset position, the source was operated 14 times.



Figure 12 – *Visp, MASW survey at SVISP site. Left: recording array in place. Right: Weight-drop source (from Wallimann, 2011).*

3.2.2 Processing

The Rayleigh wave phase velocity dispersion curve was obtained from the processing of the vertical component traces recorded by the receivers' array. The seismogram was translated from time-offset to frequency-wavenumber ($f-k$) domain via a 2D Fourier transform (Socco and Strobbia, 2004). The energy maxima of the resulting $f-k$ panel were picked, as they correspond to the Rayleigh wave phase velocity dispersion curve. Figure 13 shows the obtained dispersion curve (cyan line); it is constituted by the fundamental mode of Rayleigh waves, which extends continuously from 6 to 50 Hz with phase velocities decreasing from ~ 220 m/s (at 6 Hz) to 130 m/s (at 50 Hz). We highlight the agreement

between the active (from MASW, this paragraph) and the passive (from microtremor array, paragraph 3.3) Rayleigh wave dispersion curve in the overlapping frequency band.

3.3 Microtremor array

As anticipated, a microtremor array survey was carried out at the site of SVISP before its installation, for the investigation of the soil properties in a deeper depth range (approximately 10-100 m depth), with respect to the MASW measurement. The microtremor measurement was performed and processed by Burjanek et al. (2011, SED site characterization database). The obtained results in terms of surface wave dispersion curves were verified as reliable and are here shortly presented; for a more complete description of the measurement, the reader is referred to Burjanek et al. (2011).

3.3.1 Acquisition

The passive measurements involved the deployment of a 2D array composed of 14 three-component sensors, with inter-station distances between 9.6 and 93 m (Figure 4), recording ambient noise for 2 hours on 18.01.2011.

3.3.2 Processing

The acquired data were processed through a 3 component high resolution f - k analysis (Poggi and Fäh, 2010), estimating both Love and Rayleigh dispersion curves. As far as Love waves are concerned, the obtained curve is constituted only by the fundamental mode, spanning the frequency band 2 – 12 Hz with phase velocities decreasing from 400 to 200 m/s (red line in Figure 13). Regarding Rayleigh waves, the fundamental and first higher modes were extracted for both the radial and vertical components, showing a good reciprocal agreement; the dispersion curve shown in Figure 13 (blue lines) is the average over the results from the two components. We remark the good agreement between the fundamental mode of Rayleigh waves from passive and active measurements.

The Rayleigh wave ellipticity was not estimated in the data processing of Burjanek et al. (2011).

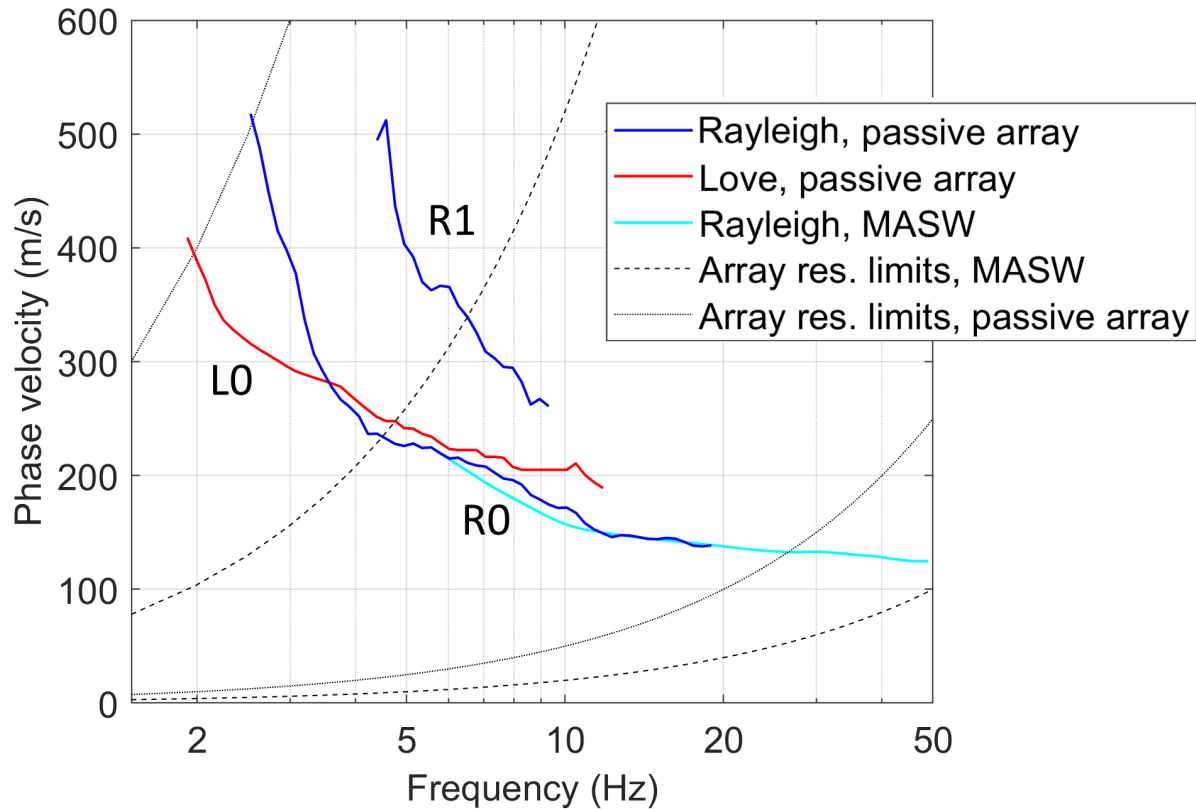


Figure 13 – Rayleigh and Love wave dispersion curves obtained from the passive and active surface wave measurements. L0 indicate the fundamental mode of Love waves; R0 and R1 indicate the fundamental and first higher mode of Rayleigh waves, respectively.

3.4 Cone penetration tests (CPT)

Two cone penetration tests were performed in 2018 at two locations close to the stations of SVISP and SVIK, respectively (CPT2 and CPT1, see Figure 4). The surveys were carried out in the framework of the second phase of the SSMNet renewal project (Hobiger et al., 2021).

3.4.1 Acquisition and stratigraphic interpretation

We refer to the appended report by the drilling company Geoprofile GmbH for a detailed description of data acquisition and stratigraphic interpretation.

In Figure 14 (left panels) we display the profiles of cone end resistance (q_c) and sleeve friction (f_s) measured by CPT1 and CPT2; the interpreted stratigraphic logs (according to Robertson, 1990) are shown in Figure 14, right panels. The stratigraphic profiles are quite similar. They both show a surficial sandy layer with embedded clayey or silty lenses; below, a gravel layer is present, whose upper interface is shallower (7.15 m depth) at CPT1 than at CPT2 (9.2 m depth). Further below (14.3 m depth), we find a sandy layer intertwined with thin silty lenses, resting on a gravel formation (whose upper interface is at 23 m depth at CPT1, at 26 m depth at CPT2). The maximum investigation depth is 23.5 m for CPT1 and 27.5 m for CPT2. From the observation of the acquired pore-water pressure profiles (not shown here), we can locate the depth of the water table at ~2.5 m depth.

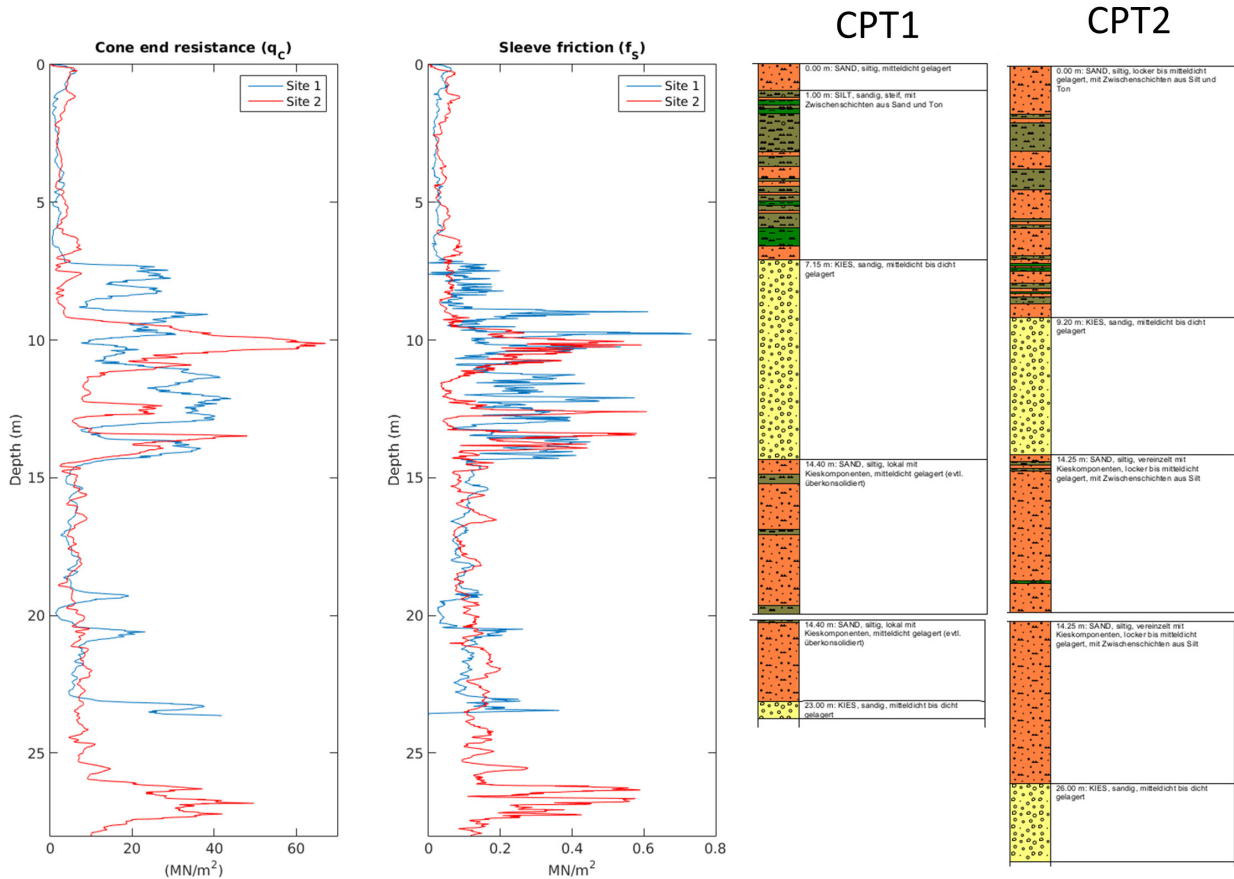


Figure 14 – Left panels: cone end resistance (q_c) and sleeve friction (f_s) profiles measured by surveys CPT1 (blue line) and CPT2 (red line). Right panels: stratigraphic profiles derived from the interpretation of CPT parameters for sites CPT1 and CPT2. Sand layers are represented in orange; gravel layers in yellow; silt layers in brown; clay layers in dark green.

3.4.2 Assessment of liquefaction potential

As anticipated in the Introduction, the Rhone Valley is expected to be prone to liquefaction phenomena, considering shallow water table, the nature of its shallow sediments (mostly sandy), and its hazard exposure; evidence for the occurrence of soil liquefaction was reported at several sites in the Rhone valley following the 1855 Visp event. CPT data collected near SVISP station (CPT2) and near SVIK station (CPT1, Figures 4 and 14), were processed to assess the local liquefaction potential, following a procedure developed at SED. The analysis follows closely the standard geotechnical engineering practice (Robertson and Wride, 1998), although a final liquefaction estimate is computed by taking into account the probabilities associated to specific empirical cyclic resistance ratio (CRR) and peak ground acceleration (PGA) values. For the current site we consider PGA values predicted by the ground motion prediction equation of Boore and Atkinson (2008) for an M_W 6.0 earthquake located at 0, 5, 10, 20 or 40 km of distance. Results are summarized in Fig. 15: panels in the top row refer to CPT2 (near SVISP station); panels in the bottom row to CPT1 (near SVIK station). The leftmost subplots represent the soil behaviour index type (I_c , derived from CPT data; Robertson, 2004) as a function of depth, classifying the soil profile as gravelly sand ($I_c < 1.31$, light beige), sand ($I_c = 1.31-2.6$, dark green), silt ($I_c = 2.6-2.95$, yellow) and clay ($I_c > 2.95$, brown). Subplots from the

second column and further to the right represent the liquefaction probability (color scale, ranging from 0 to 1) as function of depth (vertical axis) and soil behavior type index (horizontal axis) for an M_W 6.0 earthquake located at 0, 5, 10, 20 and 40 km of distance, respectively. The analysis evidences similar probability of liquefaction at both sites. The probability of liquefaction reaches relatively high values (0.7 – 0.85 for distance = 0 km) in the shallow sand formation (down to 8-10 m depth) at both sites; the probability decreases in the intermediate gravel lens, then increases again in the deeper sandy layer (probability \approx 0.5 for distance = 0 km down to approx. 20 m).

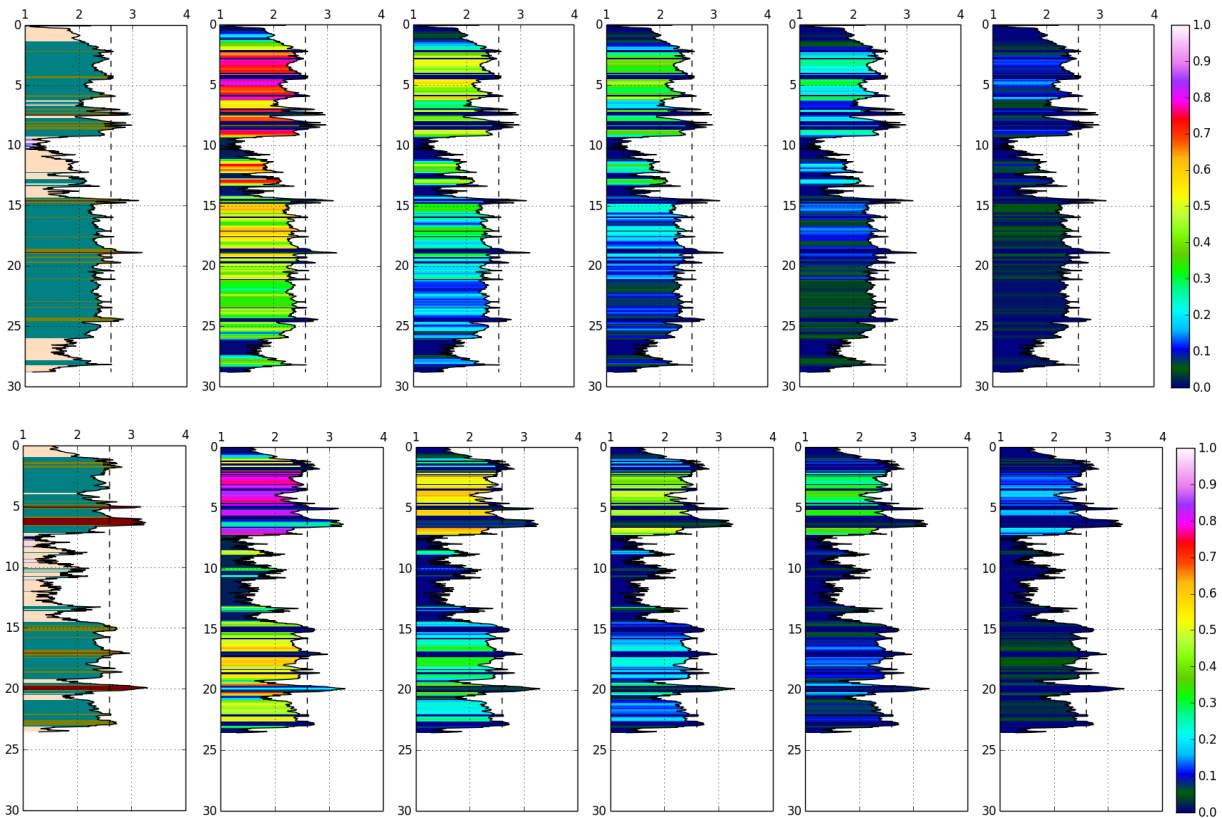


Figure 15 – Estimate of liquefaction probability at CPT2 (near SVISP station, top row panels) and CPT1 (near SVIK station, bottom row panels). The leftmost subplots represent the soil behaviour index type (I_c , derived from CPT data; Robertsson, 2004) as a function of depth, classifying the soil profile as gravelly sand ($I_c < 1.31$, light beige), sand ($I_c = 1.31-2.6$, dark green), silt ($I_c = 2.6-2.95$, yellow) and clay ($I_c > 2.95$, brown). Subplots from the 2nd column and further to the right represent the liquefaction probability (color scale, ranging from 0 to 1) as function of depth (vertical axis) and soil behavior type index (horizontal axis) for an M_W 6.0 earthquake located at 0, 5, 10, 20 and 40 km of distance, respectively.

3.5 Seismic CPT (S-CPT)

3.5.1 Acquisition

The cone penetration test CPT1 (close to station SVIK) was accompanied by an invasive seismic survey (S-CPT, Robertson et al., 1986) with the purpose of estimating the surficial V_S profile.

The drilling equipment was the same used for CPT; however, in this case the CPT cone was replaced by a cone equipped with a triaxial geophone. The geophone was successively lowered in the ground by steps of 1 m, from 1 to 23 m depth. At each deployment, a controlled seismic source signal was generated at the soil surface, in proximity to the CPT borehole. The source consisted of a metal shear beam coupled to the ground with spikes, hit with a sledgehammer on one of its end (so that the excitation is parallel to one of the horizontal components of the geophone, labelled Y in this case). The trace relevant to 2 m depth was not acquired. The chosen sampling interval was $3.32 \cdot 10^{-5}$ s, the window length 0.47 s.

Figure 16 (left) shows the seismogram acquired by the geophone component oriented parallel to direction of the sledgehammer blow (labelled Y), hence the component more suitable for recording the generated SH-wave. The SH-wave first break arrivals are quite clear, and it is possible to distinguish also the P-wave arrivals, at least for the shallowest depths. In Figure 16, right panel, the normalized amplitude spectrum of the acquired traces is represented.

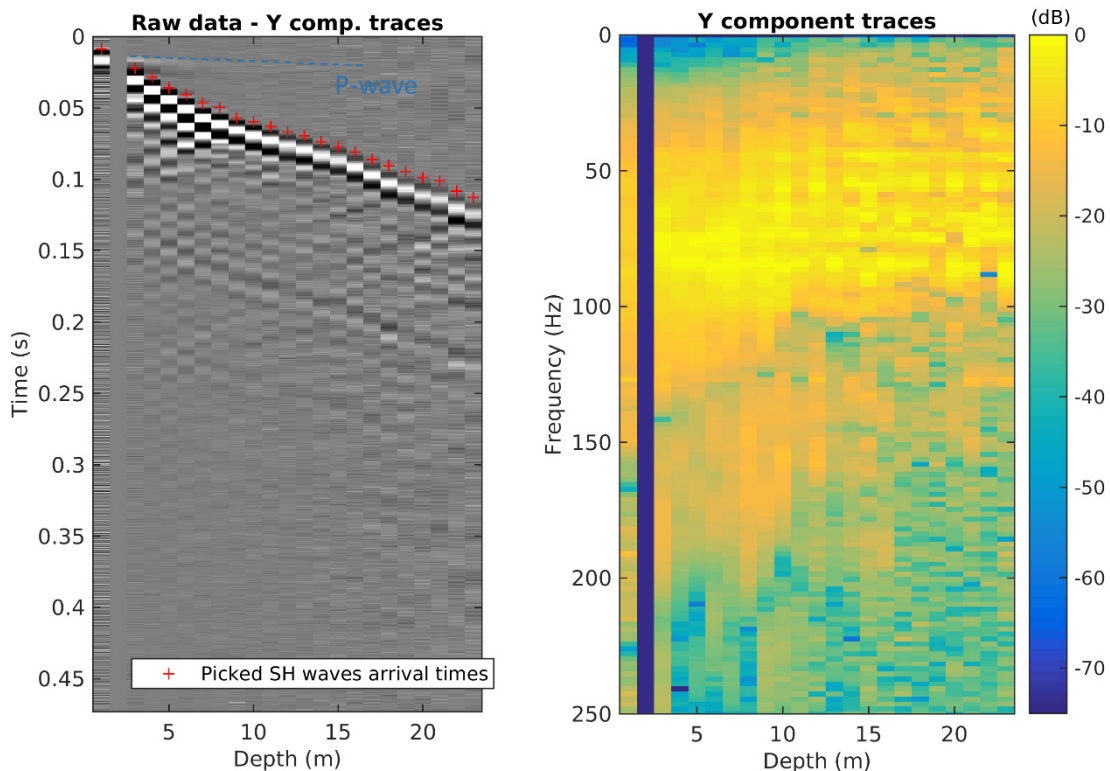


Figure 16 – S-CPT data acquisition. Left: seismogram composed by the raw traces as acquired by the geophones' horizontal component parallel to the direction of hammer blow. Picked SH-wave first break arrivals are marked by red arrows; P-wave arrivals are highlighted by the blue dashed line. Right: normalized amplitude spectra of the traces displayed in the left panel.

3.5.2 Interpretation

Considering the clarity of SH-wave arrivals, no pre-processing operation (e.g. filtering) was carried out. Hence, first break arrival times were hand-picked on the raw traces section (Figure 16, left panel, red crosses). As shown by the amplitude spectra (right panel), the generated seismic signal is characterized by an energy content mostly bounded in the 30 -100 Hz frequency band.

The picked SH-wave arrival hodocrone was inverted for the V_s profile of the investigated subsurface. Picked arrivals were inverted for the 1D V_s profile of the subsurface, modelled as a stack of 23 homogeneous layers, each 1 m thick. The inversion approach is a damped least-squares, including (vertical) spatial regularization (Tarantola, 2005). The vector of the 23 unknown S-wave slownesses \hat{s} is obtained solving the damped least-squares equation

$$\hat{s} = [G^T G + k^2 D^T D]^{-1} G^T t_{obs} \quad (1)$$

where G is the matrix of the seismic raypaths relating observed travel-times t_{obs} to slownesses, k^2 is the damping parameter (defined as = 1), and D is the smoothing matrix constraining each slowness s_i to its upper (s_{i-1}) and lower (s_{i+1}) neighbor. The obtained vector of slowness estimates \hat{s} minimizes the distance between modeled and observed travel-times, and at the same time the difference among neighboring slownesses. To take into account the fact that the seismic raypaths are not straight lines but deviate according to Snell's law (the source-borehole offset is nonzero), equation 1 is iteratively solved. In the first attempt, matrix G is built assuming straight raypaths; then it is gradually corrected using the vector of slownesses obtained from the previous iteration, until the estimated \hat{s} are stable. Figure 17 shows the obtained velocity profile (left panel), and the comparison between modeled and observed travel-times (right panel).

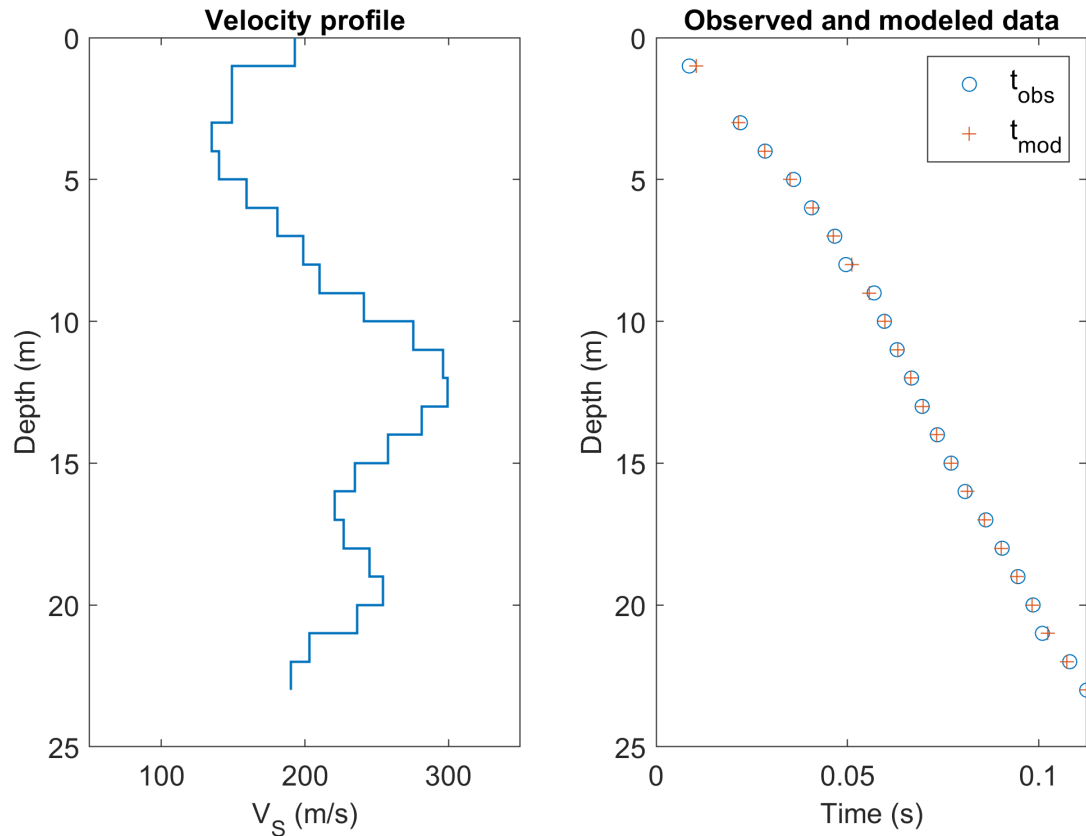


Figure 17 – Inversion of SH-wave travel times for V_S model. Left: obtained V_S profiles. Right: comparison between picked (blue dots) and modelled (orange crosses) arrival times as obtained from the V_S profile from the least-square inversion procedure (last iteration).

The obtained V_S model includes a surficial layer reaching almost 200 m/s of S-wave velocity, followed by 4 meters (1 – 5 m depth) of softer material ($V_S \approx 130$ m/s). Then S-wave velocity sharply increases in the depth range 5 – 10 m, reaching 300 m/s. At larger depths (10 – 23 m), S-wave velocity maintains values around 250 m/s, with two low-velocity intervals at 17 and 23 m.

This velocity model correlates quite well with the CPT1 data (sleeve friction and cone end resistance, Figure 14, left panels) and with the derived stratigraphic profile (Figure 14, second panel from the right). The higher V_S values correspond to sand and particularly gravel layers (depths 7-14 m in the stratigraphic log); the low-velocity (~ 130 m/s) surficial interval appears to be constituted mostly by silt.

4. Surface wave data inversion

The S-wave velocity profile at the site of SVISP was estimated by inverting the surface wave data obtained from the passive array and from the MASW survey.

4.1 Target

The inverted experimental curves (displayed in Figure 18) include:

- The Love wave fundamental mode dispersion curve obtained from the passive array (paragraph 3.3)
- The Rayleigh wave fundamental and first higher mode phase velocity curve, obtained from both the passive array (paragraph 3.3) and the MASW survey (paragraph 3.2). In the frequency band of overlap, the fundamental mode from passive and active survey were combined computing the mean phase velocity;
- The Rayleigh wave fundamental mode ellipticity curve was extracted from the single-station microtremor recording of the station at the center of the array. Noise data were processed with Raydec (Hobiger et al. 2009), an algorithm designed to extract the Rayleigh wave ellipticity. The ellipticity curve in the range of the main peak (0.5 – 3 Hz) was selected and reasonably assigned to the fundamental mode (Fig. 18b). The values in the neighborhood of the peak (1.35 Hz) were removed to allow for the possible presence of a singularity (Hobiger et al., 2013). Note that we allow the use of Rayleigh wave ellipticity in the inversion since we considered SVISP a site not fully characterized by 2D response amplification (Michel et al., 2014).

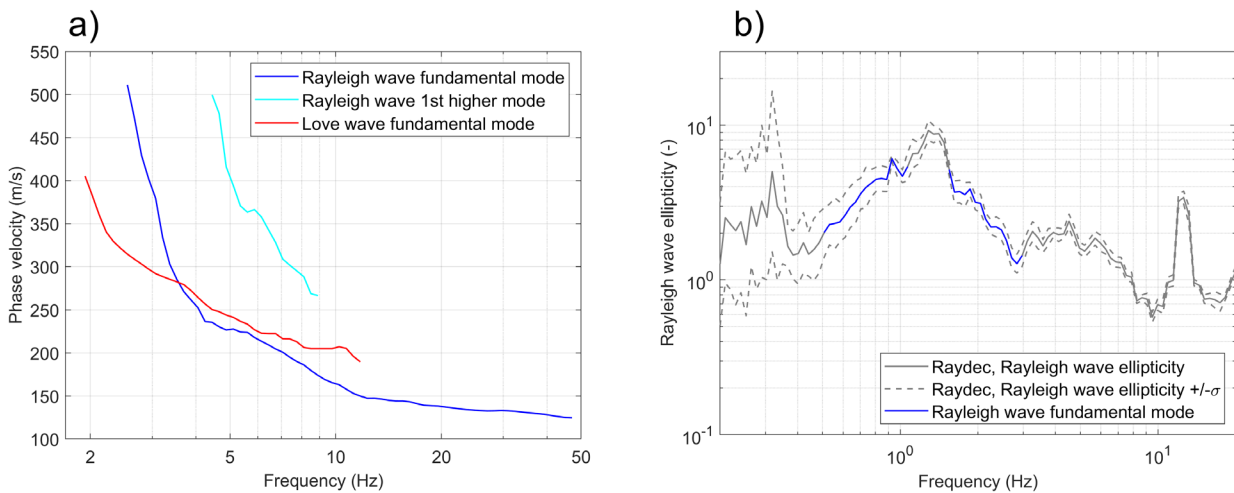


Figure 18 – Inverted surface wave curves. a) Phase velocity dispersion curves. b) Rayleigh wave ellipticity curve.

4.2 Inversion

Two concurring inversion approaches were employed

- A Monte Carlo inversion with a 6-layer-over-halfspace subsurface parameterization;
- Joint transdimensional Bayesian inversion, performed with *Neopsy* code (Hallo et al., 2021)

4.2.1 Monte Carlo inversion

The first inversion strategy is a pure Monte Carlo procedure, implemented in Matlab ® and resorting to the codes of Hermann (2013) for the solution of the forward modelling (see a more extensive description of the inversion procedure in Bergamo et al., 2022). The subsurface was modelled as a stack of 6 homogeneous layers overlying the halfspace. Thickness and S-wave velocity values are attributed to each layer with a random selection among pre-defined boundaries; the same applies to P-wave velocity values, provided that these are consistent with a realistic Poisson's ratio (ν) interval. A constrain for increasing V_s with depth was enforced only at the upper interface of the halfspace (i.e. the V_s of the halfspace is forced to be higher than the one of the layer immediately above); velocity inversions are allowed for the first 6 layers. Based on the available a-priori information (see paragraph 3.4), indicating a water table depth at ~ 2.5 m, we imposed a ν interval between 0.2 – 0.4 to the shallowest layer, a ν interval between 0.2 – 0.49 for the 5 layers below and a ν interval between 0.2 – 0.33 for halfspace. The soil density values were assigned a priori to the various formations, increasing from 1800 kg/m^3 for the shallowest layer to 2200 kg/m^3 for the halfspace. We simulated a total of 500000 different models.

In Figure 19 and 20 we represent the theoretical curves and the V_s , V_p profiles of the 30 best performing models, which display a root-mean-square error (RMSE) comprised between 2.05 and 2.54. The fit of the experimental data is relatively good - with the exception of the left-hand flank of the ellipticity peak (Figure 19), possibly because this flank is related to deeper structures which are not modelled by the adopted parameterization.

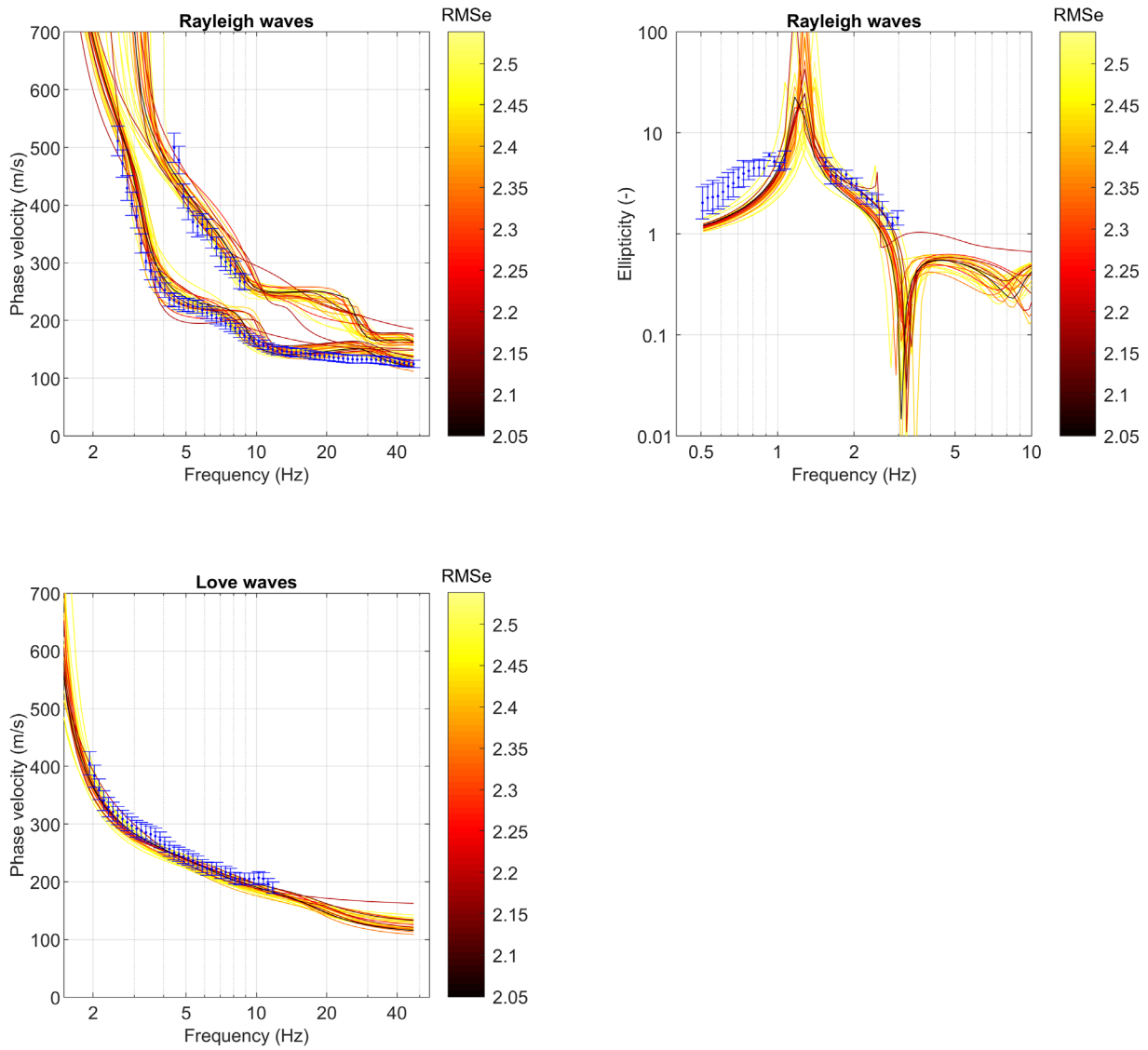


Figure 19 – Monte Carlo inversion: comparison between inverted experimental curves (blue) and the corresponding theoretical curves (colored lines) of the 30 best-fitting velocity models. An uncertainty interval of 5% of phase velocity was adopted for the Rayleigh and Love velocity curves

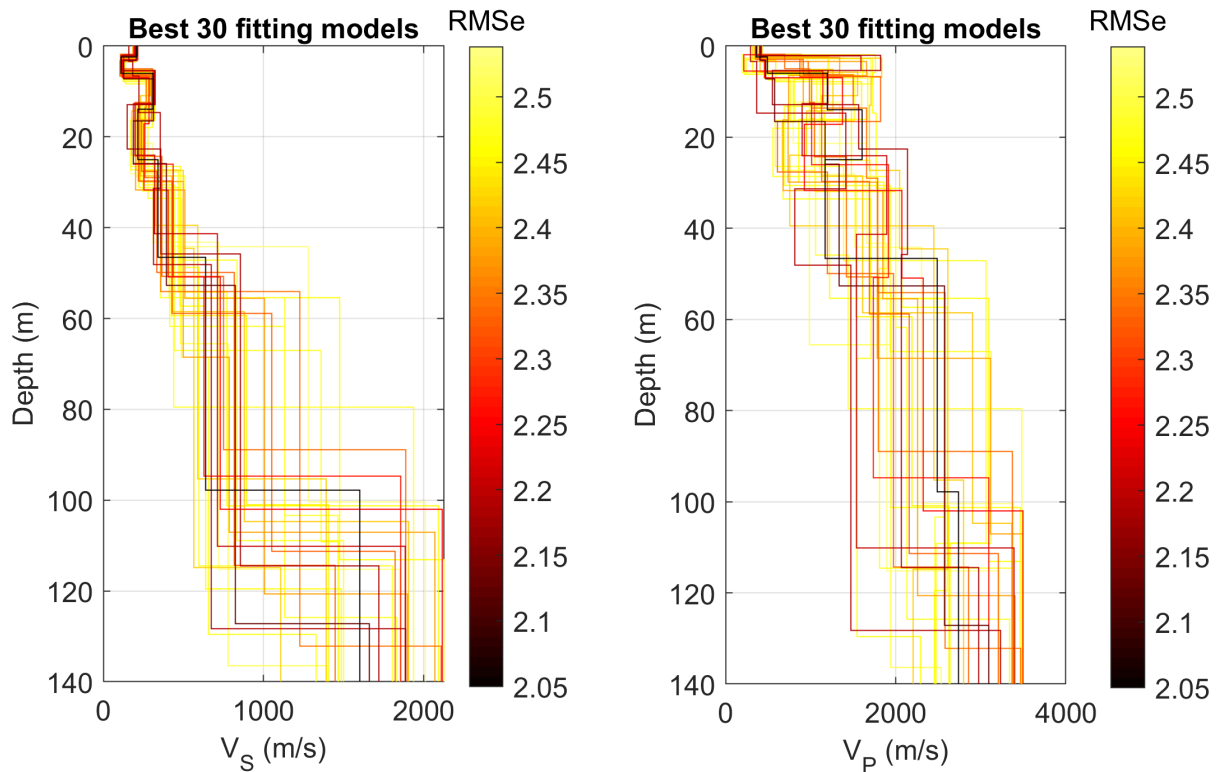


Figure 20 – Velocity profiles of the 30 best-fitting models from the Monte Carlo inversion. Note that the maximum depth constrained by the phase velocity curve inversion is about 85 m; at larger depths the inversion is constrained only by the Rayleigh wave ellipticity curve, hence the velocity estimation is less reliable.

4.2.2 Joint transdimensional Bayesian inversion

We additionally used a novel Bayesian inversion approach based on a Multizonal Transdimensional Inversion (MTI) implemented in the *Neopsy* code by Hallo et al. (2021). The inversion method is based on a joint inversion of multimodal Rayleigh- and Love-wave dispersion curves along with Rayleigh-wave ellipticity. The key advantages of MTI are that the number of layers is determined self-adaptively from the measured data, and model uncertainties can be assessed quantitatively. Moreover, the solution of the Bayesian inversion is the posterior Probability Density Function (PDF) that results from the prior expectations and the observed data supplemented by an expected distribution of data errors. In fact, the output from MTI is an ensemble of layered velocity models that represents a discrete approximation of the posterior probability density function (PDF). Three significant V_S profiles are extracted from such an ensemble:

- the marginal posterior average profile (AM of PDF) accompanied by its uncertainty ($AM \pm \sigma$) is determined by taking the arithmetic mean and the standard deviation of the inverse of velocity, at each discrete depth across the ensemble of solutions.
- The Maximum Likelihood (ML) model is defined as the one with the lowest misfit between the observed and modeled data.
- The Maximum a Posteriori (MAP) model is estimated by minimizing the misfit between the MAX of PDF of the velocity and the ensemble of models.

For our inversion, we have used a single-zone transdimensional model space with homogeneous prior assumptions on models, i.e. without additional constraints based on existing geological information (so-called multizonal inversion). We have therefore adopted a V_S range of 100 – 3000 m/s, a V_P range of 200 – 5000 m/s, a Poisson's ratio range of 0.2 – 0.49 and a density range of 1800 – 2200 kg/m³ along the whole investigated depth interval (0 – 400 m). In total, 600000 velocity models were simulated.

Attempts to introduce a velocity inversion in the shallow near-surface (as indicated by CPT data, see section 3.4) had to be abandoned as they produced unrealistic results; therefore, a constraint for an increasing V_S with depth was enforced along all the investigation depth. After several trial inversions, the Rayleigh wave ellipticity data points at the ~1.35 Hz peak had to be kept in the inversion target to constrain realistic inversion results (i.e. to avoid unrealistic ellipticity peaks to be simulated at frequencies higher or lower than 1.35 Hz).

The comparison between inverted and best-fitting theoretical curves is displayed in Figure 21. The match with experimental data is similar to Figure 21 (Monte Carlo inversion), although no ellipticity singularity at 1.35 Hz is simulated. The obtained posterior marginal probability density functions for V_S and layers' interfaces are shown in Figure 22.

We highlight the overall consistency – with the obvious exception of velocity inversions – between the S-wave velocity profiles obtained from transdimensional Bayesian and Monte Carlo inversions (Figure 23), at least in the depth range constrained by both ellipticity and phase velocity data (approximately 0 – 85 m depth). The lower velocities displayed by the transdimensional Bayesian inversion results at depths > 100 m can be explained with the fact that, in the latter case, no ellipticity singularity is simulated.

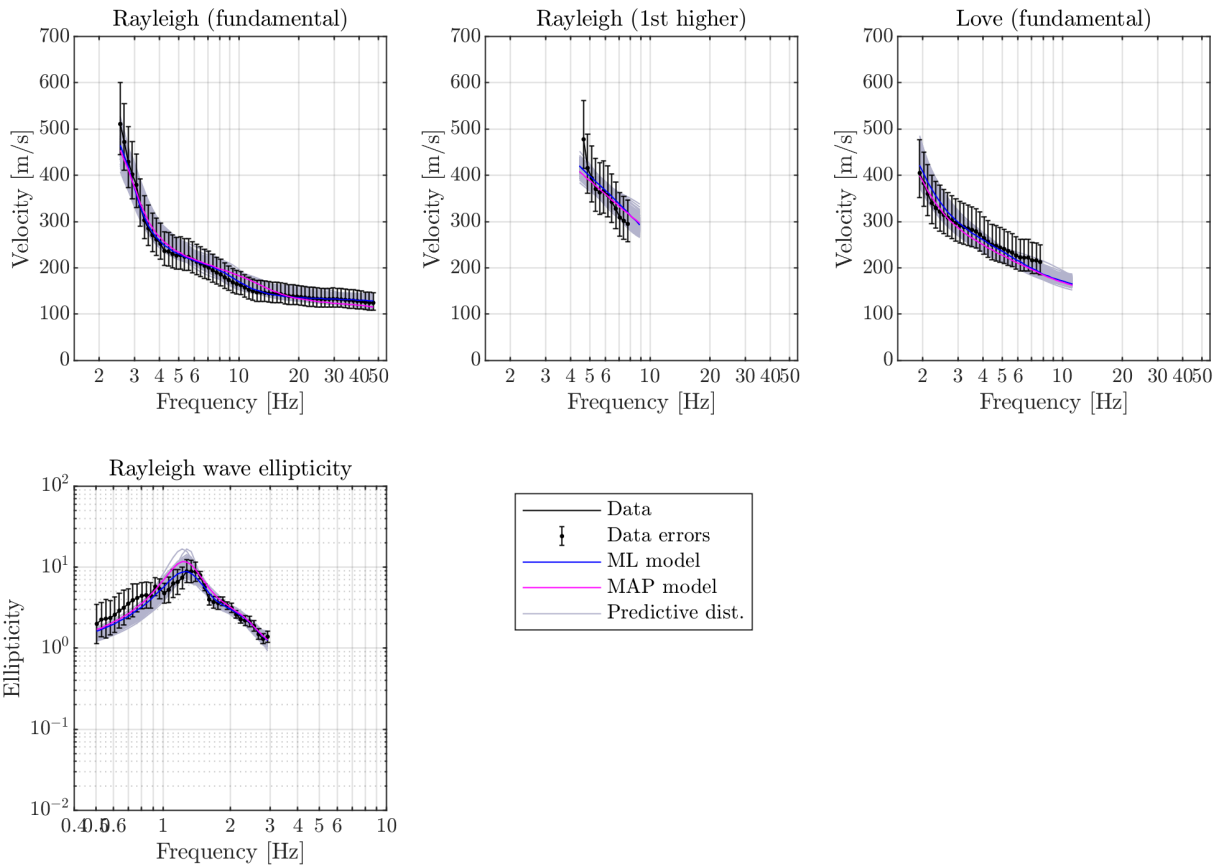


Figure 21 – Transdimensional Bayesian inversion: comparison between inverted experimental curves (black lines) and the corresponding theoretical curves (gray lines) of the best-fitting velocity models. In blue and magenta, we represent the theoretical curves for the maximum likelihood (ML) and maximum a-posteriori (MAP) models, respectively.

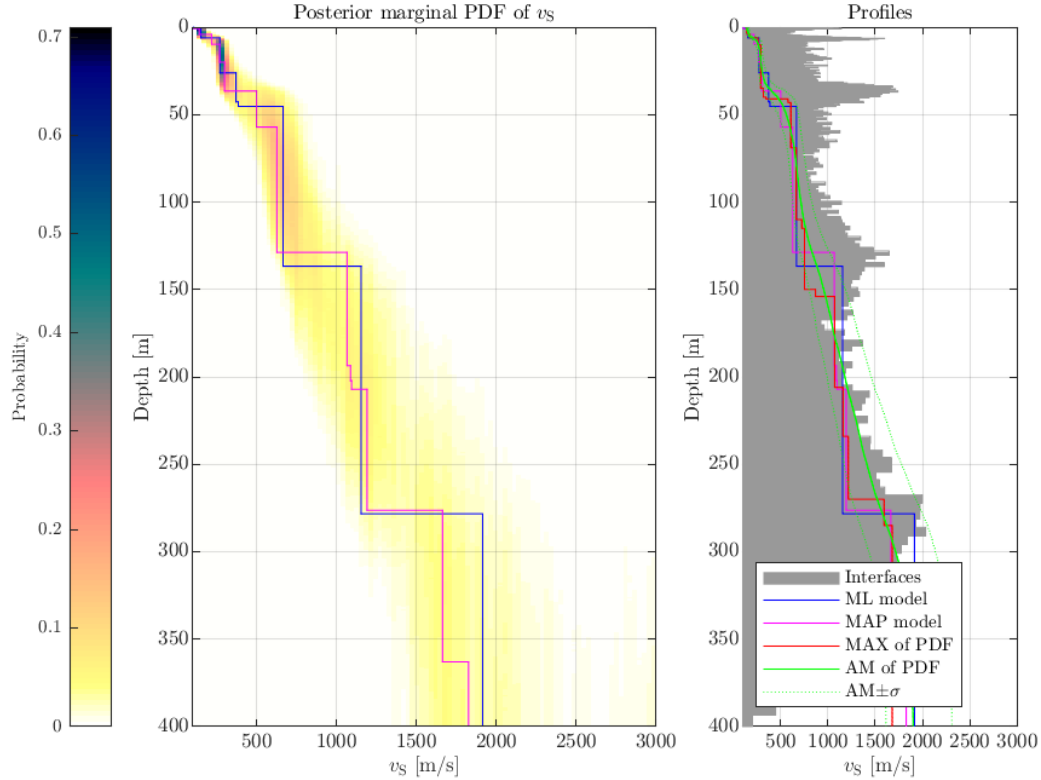


Figure 22 - Transdimensional Bayesian inversion: posterior marginal probability density function for V_s (left) and for interfaces (right). In blue, magenta and green we represent the V_s profiles of the maximum likelihood (ML) maximum a-posteriori (MAP) and average (AM) models, respectively.

4.3 Inversion results

4.3.1 Interpretation of the velocity profiles

The obtained velocity profiles (Figure 23) are constrained down to a depth of about 85 m ($=\lambda_{max}/2$) by the joint inversion of Rayleigh, Love phase velocity curves and of the Rayleigh wave ellipticity curve; at larger depths the inversion is constrained only by the Rayleigh wave ellipticity curve, hence the velocity estimation is less reliable. We remark the overall consistency between the results of the Monte Carlo inversion and of the transdimensional Bayesian inversion (see collation of S-wave velocity profiles in Figures 23 and 24), at least in the depth range constrained by both ellipticity and phase velocity data.

In the shallow near-surface (Figure 24) we observe two S-wave velocity inversions in the Monte Carlo inversion results, with low-velocity layers between 2 – 6 m and 14 – 25 m. These layers display V_s of about 115 and 230 m/s, respectively, and correspond well with the silty/clayey sand and the sand formation appearing in the same depth range of the CPT log (see CPT2 in Figure 24; see also the stratigraphic profile obtained while drilling the boreholes for the installation of the seismometers at depth, Figure 23, left plot). Between 6 – 14 we find stiffer material with V_s of ~ 300 m/s (possibly sandy gravel, again in agreement with CPT2 data of Figure 24; see also the stratigraphic profile of Figure 23, left plot). The depth range 25 – 50 m displays V_s between 360 – 480 m/s; in approximately

the same depth interval the stratigraphic log indicates the presence of silty sand and silty-sandy gravel formations (Figure 23). Further below (depths 50 – 110 m) V_s increases significantly, to about 650 – 1000 m/s; this increment of V_s corresponds with a layer of silt, sand and gravel on the stratigraphic profile. At about 110 m an additional interface is located, which roughly matches with the transition to a sand-and-gravel layer in the stratigraphic profile; the V_s of this layer is loosely estimated between 1100 – 1900 m/s. The *Neopsy* inversion identifies a further interface at ~ 275 m depth, which matches relatively well with the depth-to-bedrock as estimated by the Swisstopo (2019) bedrock elevation model (about 245 m; see Figures 8 and 11, lower panel).

As highlighted in Figure 24, the near-surface portion of the inverted velocity profiles, located at station SVISP, and the V_s model obtained from the SCPT1 at SVIK station, are quite similar, confirming the absence of significant lateral variations between the two sites (see also paragraph 3.1.2). Hence, we assign the V_{s30} value obtained from surface-wave data inversion (240 ± 7 m/s, from the transdimensional Bayesian inversion) to both station SVISP and SVIK.

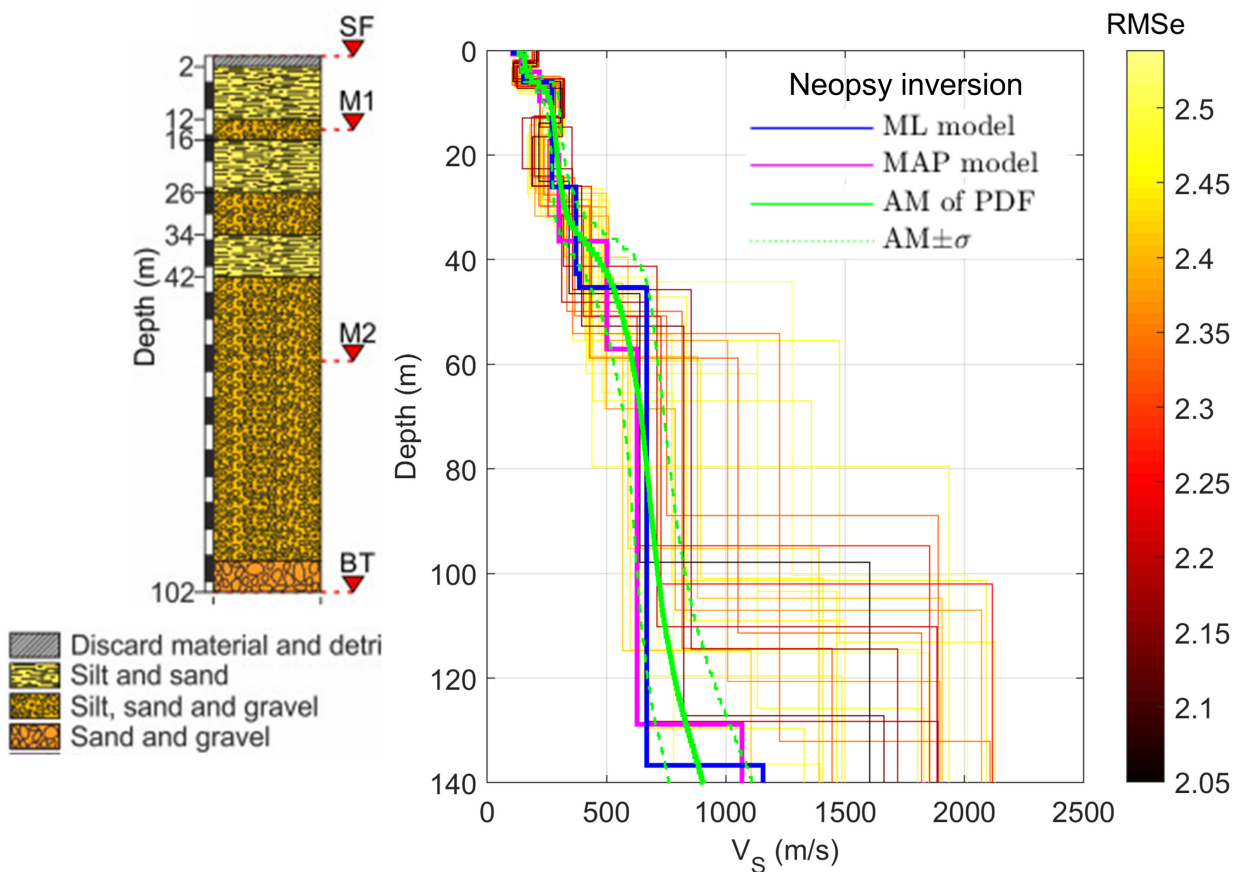


Figure 23 – Left: stratigraphic profiles from the borehole log obtained during the installation of the seismometer array at SVISP; the red triangles indicate the location of the various sensors (*SF*=surface, *M1*, *M2* = intermediate sensors, *BT* = borehole sensor). Right: S -wave velocity profiles of the 30 best-fitting models from the Monte Carlo inversion (lines from black to yellow) and of the MAP (magenta line), ML (blue line) and $AM \pm \sigma$ (green lines) models from the transdimensional Bayesian inversion.

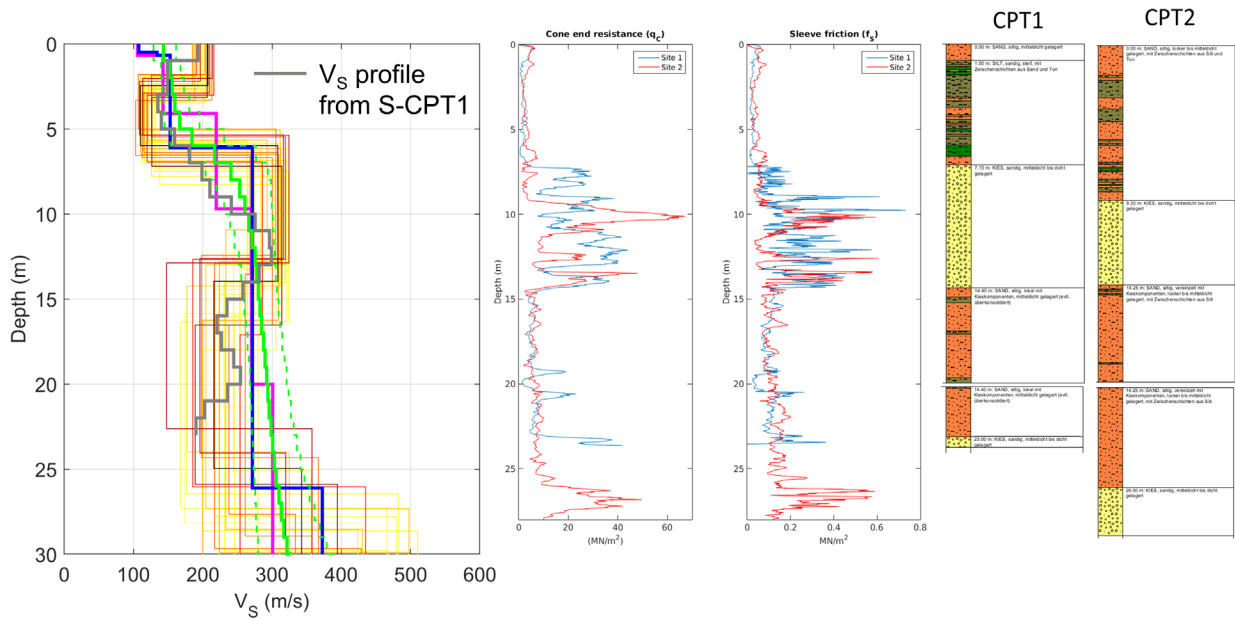


Figure 24 – Left plot: zoom of Figure 23 in the near-surface; we additionally report the V_s profile obtained from the seismic CPT at SVIK site (see paragraph 3.5). Central plots: cone end resistance (q_c) and sleeve friction (f_s) profiles measured by surveys CPT1 (blue line) and CPT2 (red line). Right panels: stratigraphic profiles derived from the interpretation of CPT parameters for sites CPT1 and CPT2 (same as Figure 14).

4.3.2 Quarter-wavelength representation

The quarter-wavelength velocity representation (V_s^{QWL} ; Joyner et al., 1981) attributes to each frequency the average velocity at a depth equal to $\frac{1}{4}$ of the corresponding wavelength. The derived quarter-wavelength impedance contrast (I_c^{QWL} ; Poggi et al., 2012) is the ratio between two quarter-wavelength average velocities, from the top and bottom part of the velocity profile respectively, at a given frequency; it is a powerful tool to assess the influence of resonance phenomena in soft sediment sites.

Figure 25 shows the posterior marginal probability density function for the quarter-wavelength depth (upper left plot), velocity (upper middle plot) and impedance contrast (upper right plot) representations of the transdimensional Bayesian inversion.

The lower plot in Figure 25 shows the posterior marginal distribution for V_{S30} for the transdimensional Bayesian inversion. We assume as final V_{S30} result the one derived from the marginal posterior average profile (V_{S30}^{AM}) and its standard deviation: 240 +/- 7 m/s. The corresponding soil class is therefore D for both the SIA261 (2020) and Eurocode 8 (2004) building codes.

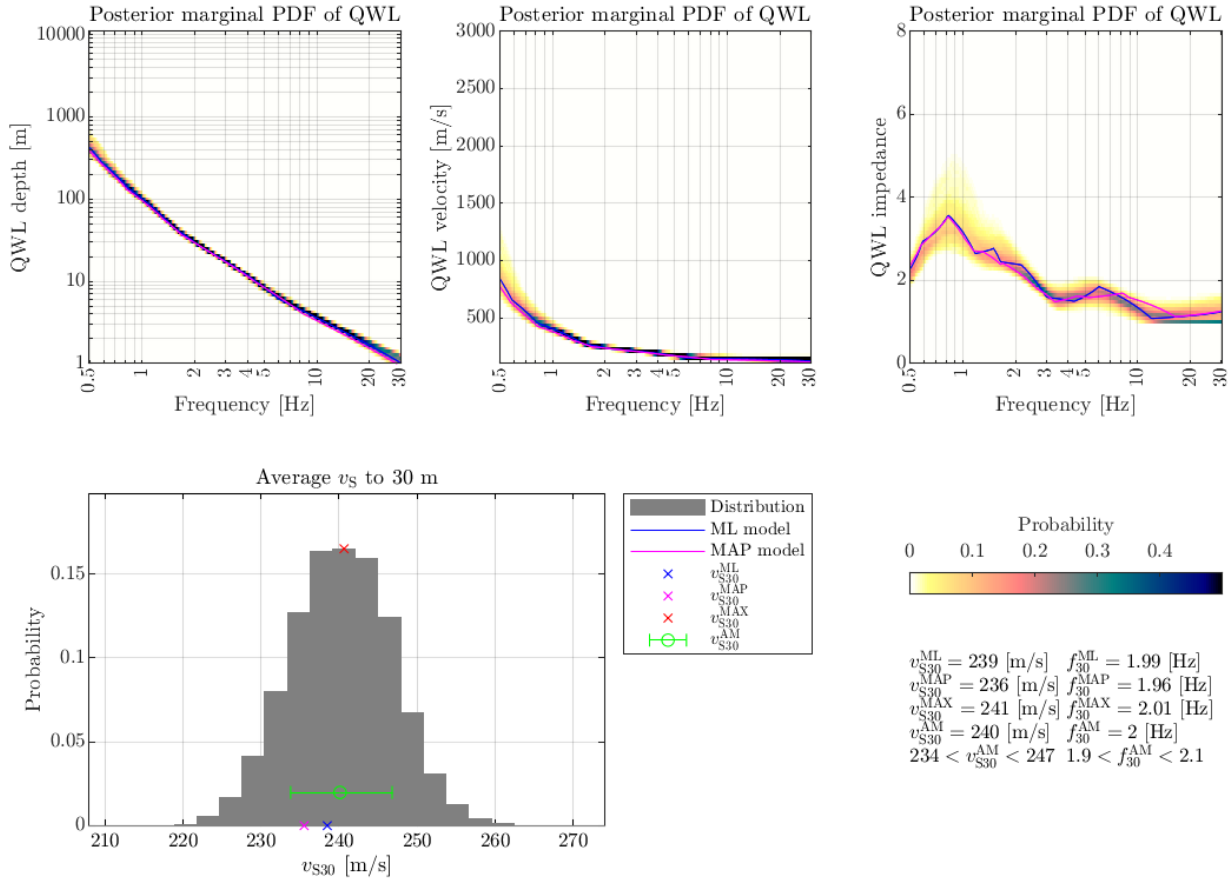


Figure 25 – Top plots: posterior marginal probability density function for the quarter-wavelength depth (left), velocity (center) and impedance contrast (right) representations of the transdimensional Bayesian inversion results. Lower plot: posterior marginal distribution for V_{S30} for the transdimensional Bayesian inversion

4.3.3 SH-wave transfer function

We computed the theoretical SH-wave transfer function for vertical propagation (Roesset, 1970) for the 30 best-performing models of the Monte Carlo inversion as well as for the maximum-likelihood (ML), maximum a-posteriori (MAP) model and average (AM) models of the transdimensional Bayesian inversion (Figure 26). The transfer functions were also corrected for the Swiss reference rock model (Poggi et al., 2011). These are compared with the empirical amplification function obtained processing the events recorded by SVISP (surface seismometer) by means of empirical spectral modeling (ESM; Edwards et al., 2013). At the time of writing of this report (October 2023), the empirical amplification function for SVIK (surface seismometer) is not yet available due to the insufficient number of recorded events. The simulated SH-transfer functions, in particular those derived from the Monte Carlo inversion, are able to reproduce the fundamental peak of the SVISP empirical amplification function at ~ 1.4 Hz as well as its general trend until a frequency of about 9 Hz. At higher frequencies (> 9 Hz) the match is lost, as amplification features in this frequency band are related to near-surface structures, which may display some degree of lateral variability between measurement and station site; alternatively, these near-surface structures may not be sufficiently resolved by the wavelength range of the inverted surface wave data.

The overall agreement between modeled SH-transfer functions and SVISP empirical amplification function suggest that the site is not characterized by a fully 2D resonance behaviour; in other words, the SH-transfer functions of the retrieved 1D velocity profiles can explain reasonably well the observed site amplification function.

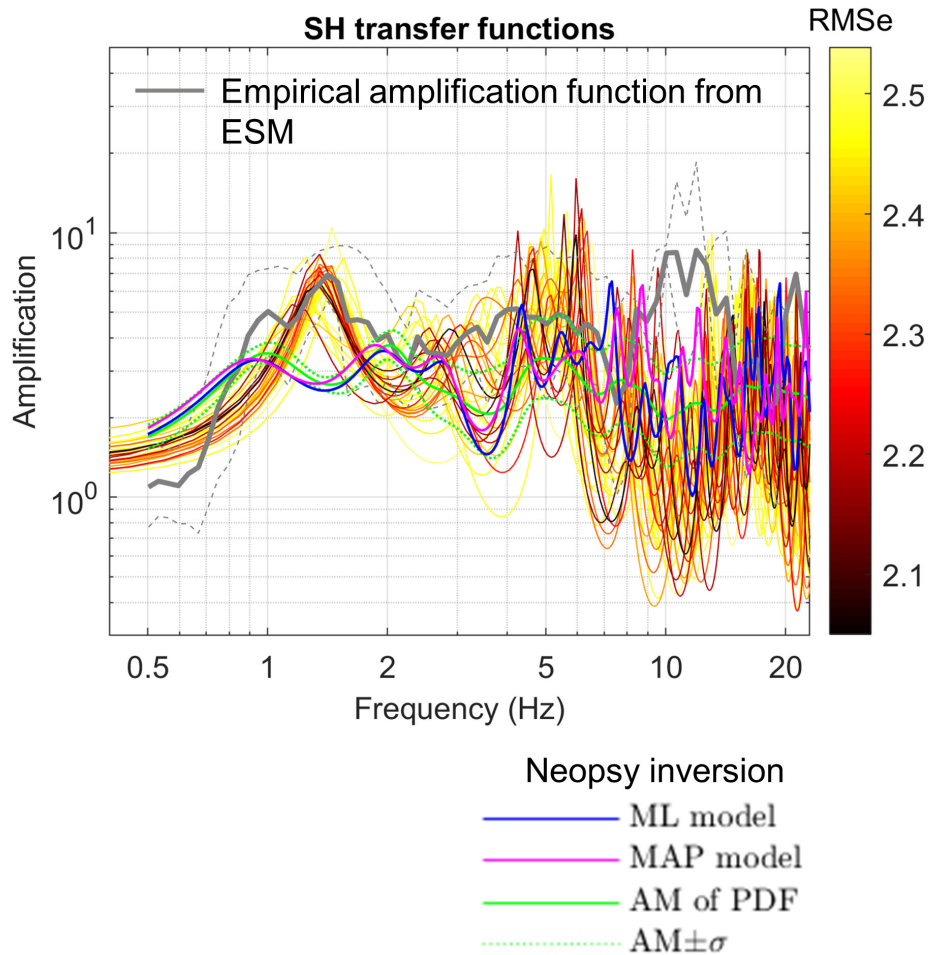


Figure 26 – SH transfer functions of the 30 best-fitting models from the Monte Carlo inversion (lines from black to yellow) and of the MAP (magenta line), ML (blue line) and AM $\pm\sigma$ (green lines) models from the transdimensional Bayesian inversion. In gray we represent the amplification function estimated for SVISP (surface seismometer) with empirical spectral modeling technique (ESM, Edwards et al., 2013)

5. Conclusions

This report illustrates the site characterization of the location hosting the vertical arrays of seismometers SVISP (active between 2015 – 2020) and SVIK (operative from August 2023 onwards); SVISP and SVIK are 230 m apart and they are located north-west of the city of Visp (VS), on the bottom of the upper Rhone valley. The surficial geology is constituted by alluvial sediments. We assessed the reliability of a number of geophysical and geotechnical surveys performed in the past at both SVISP and SVIK stations, specifically:

- a microtremor (passive) array measurement performed at the location of SVISP station;
- an active linear array (MASW) carried out at the location of SVISP station;
- two CPT measurements, one performed close to SVISP station and one close to SVIK station
- one seismic-CPT measurement carried out at SVIK station;
- a set of 23 additional single-station noise measurements performed in the area surrounding SVIK and SVISP.

The active and passive surface wave surveys at SVISP were jointly re-interpreted inverting the Rayleigh and Love wave data for the S-wave velocity profile of the subsurface. The seismic-CPT at SVIK was interpreted to derive the local shallow V_s profile (0 – 23 m depth). The single-station noise measurements were interpreted with H/V method to determine the fundamental resonance frequency of the soil and track its spatial variability; they were also processed to characterize possible 2D resonance effects.

The obtained results show that no significant lateral variations occur between the SVISP and SVIK sites. We assign to both stations the same V_{s30} of 240 m/s; the soil class is therefore D according to both SIA 261 (2020) and Eurocode 8 (2004) building codes. The fundamental frequency of soil resonance f_0 is 1.35 Hz for SVISP and 1.07 Hz for SVIK.

The estimated S-wave velocity profile is characterized – in its shallower portion (0 – 45 m) – by sand layers alternated with relatively stiffer sand-gravel layers, displaying V_s between 115 – 425 m/s. At about 50 and 110 m depth the S-wave velocity increases to ~750 and to ~1500 m/s, respectively, with the transition to more compact sedimentary material. According to geological information, the bedrock is located at a depth of approximately 245 m.

The tests assessing the potential for liquefaction based on CPT data have yielded high (> 50%) probability of liquefaction for the sand formations at depths 1 – 7 m and 15 – 22 m, for a scenario $M_w=6.0$ at 0 km distance; the probability remains $\geq 50\%$ for the shallower layer also for a scenario $M_w=6.0$ at 5 km distance. These results apply to both SVISP and SVIK sites.

From the interpretation of geophysical data and morphometric parameters, we conclude that the location hosting SVISP and SVIK is possibly at the threshold between a 1D and a 2D resonance regime. The geophysical measurements do not show significant 2D effects.

References

- Bard Pierre-Yves, Bouchon Michel (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1985;75 (2): 519–541
- Bergamo P. et al. (2022). Geophysical surveys for the characterization of the seismic local response at instrumented sites: a case study from a station of the Swiss strong motion network. 3rd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Bucharest, Romania, 4th-9th September 2022
- Boore and Atkinson (2008). Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, Volume 24, No. 1, pages 99–138.

- Burjanek J., G. Gassner-Stamm, V. Poggi, J.R. Moore and D. Fäh, 2010. Ambient vibration analysis of an unstable mountain slope, *GJI*, 180, 820-828.
- Burjanek and Fäh (2011). Expected seismic velocity profile for the suggested borehole array in Visp. Site characterization report, from Swiss Seismological Service (SED) at ETH Zurich (2015). The Site Characterization Database for Seismic Stations in Switzerland. Zurich: Federal Institute of Technology. doi: 10.12686/sed-stationcharacterizationdb (<http://stations.seismo.ethz.ch>)
- Edwards, B., Michel, C., Poggi, V., and Fäh, D., 2013. Determination of Site Amplification from Regional Seismicity: Application to the Swiss National Seismic Networks. *Seismological Research Letters*, 84(4).
- Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, en 1998-1 edition.
- Fäh, D., F. Kind, and D. Giardini, 2001. A theoretical investigation of average H/V ratios. *GJI*, 145, no. 2, 535-549.
- Fäh et al. (2012). Coupled seismogenic geohazards in alpine regions. *Bollet Geofisic Teor Appl*, 53 (4) (2012), pp. 485-508.
- Fiore, J. (2007). Quaternary subglacial processes in Switzerland: Geomorphology of the plateau and seismic stratigraphy of western Lake Geneva. *Terre et Env.* 69
- Fritsche, S., Fäh, D. The 1946 magnitude 6.1 earthquake in the Valais: site-effects as contributor to the damage. *Swiss J. Geosci.* 102, 423 (2009)
- Hallo M. et al., (2021). Joint multizonal transdimensional Bayesian inversion of surface wave dispersion and ellipticity curves for local near-surface imaging, *Geophysical Journal International*, Volume 226, Issue 1, July 2021, Pages 627–659
- Herrmann, R. B. (2013) Computer programs in seismology: An evolving tool for instruction and research, *Seism. Res. Lettr.* 84, 1081-1088, doi:10.1785/0220110096
- Hobiger M., P.-Y. Bard, C. Cornou, and N. Le Bihan (2009). Single station determination of Rayleigh wave ellipticity by using the random decrement technique (RayDec). *Geophysical Research Letters*, Vol. 36, L14303
- Hobiger et al. (2013). Ground structure imaging by inversions of Rayleigh wave ellipticity: sensitivity analysis and application to European strong-motion sites, *Geophysical Journal International*, Volume 192, Issue 1, January, 2013, Pages 207–229

- Hobiger et al. (2021). Site Characterization of Swiss Strong-Motion Stations: The Benefit of Advanced Processing Algorithms. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2021; 111 (4): 1713–1739
- Joyner, W. B., Warrick, R. E., and Fumal, T. E. (1981). The effect of Quaternary alluvium on strong ground motion in the Coyote Lake, California, earthquake of 1979. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 71(4):1333–1349.
- Michel et al. (2014). Assessment of Site Effects in Alpine Regions through Systematic Site Characterization of Seismic Stations. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2014; 104 (6): 2809–2826
- Nakamura, Y. (1989). A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface, *Quarterly Report of RTRI*, 30:1, 25-33
- Park, C. B., R. D. Miller, and J. Xia, 1999. Multichannel analysis of surface waves: *Geophysics*, 64, 800–808.
- Panzer et al., (2022). Reconstructing a 3D model from geophysical data for local amplification modelling: The study case of the upper Rhone valley, Switzerland. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 155, 2022, 107163.
- Poggi V. & D. Fäh, 2010. Estimating Rayleigh wave particle motion from three-component array analysis of ambient vibrations. *Geophys. J. Int.* (2010) 180, 251–267
- Poggi, V., B. Edwards and D. Fäh, 2012. The quarter-wavelength average velocity: a review of some past and recent application developments. 15th WCEE, Lisbon 2012.
- Robertson and Campanella (1983). Interpretation of Cone Penetration Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20 no. 4.
- Robertson, P.K. (1990), Soil Classification using the Cone Penetration Test, *Can. Geotech. Jnl.*, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.
- Robertson P. K., 2004. Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Vol. 1 (Proc. ISC-2 Porto), Millpress, Rotterdam: 233-149.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespiel, D., and Rice, A. (1986). Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8):791–803.
- Robertson, P.K., and Wride C.E. 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the CPT. *Canadian Geotechnical Journal*, 35 (3): 442-459.

- Roesset, J. (1970). Fundamentals of soil amplification. In Hansen, R. J., editor, Seismic Design for Nuclear Power Plants, pages 183–244. M.I.T. Press, Cambridge, Mass.
- SIA, Società svizzera degli ingegneri e degli architetti, 2020. SIA 261 - Azioni sulle strutture portanti. Società svizzera degli ingegneri e degli architetti, Zurich, Switzerland.
- Socco and Strobbia (2004). Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial. Near Surface Geophysics, Volume 2, Issue 4 November 2004 Pages 165-185
- Swiss Federal Office of Topography, Swisstopo (2017). Geologischer Atlas der Schweiz, 1288 Raron.
- Swiss Federal Office of Topography, Swisstopo (2019). Mächtighkeitsmodell des Lockergesteins. <https://www.swisstopo.admin.ch/de/geodata/geology/models/unconsolidated-deposits.html>
- Tarantola, A., 2005. Inverse Problem Theory and Methods for Model Parameter Estimation. Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphia.
- Wallimann B. (2011). Untersuchung von aktiv angeregten Oberflächenwellen. Bachelorarbeit, Departement Erdwissenschaften, ETH Zurich.
- Wiemer et al. (2023). Earthquake Risk Model of Switzerland ERM-CH23. http://www.seismo.ethz.ch/static/ERM-CH23/Report/PMA-FR-0001_ERM-CH23_Report_20230307.pdf
- Wiemer et al. (2016). Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland (SUIhaz2015). http://www.seismo.ethz.ch/export/sites/sedsite/knowledge/.galleries/pdf_knowledge/SUIhaz2015_final-report_16072016_2.pdf_2063069299.pdf

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

STANDORTCHARAKTERISIERUNG LONZA AREAL 3930 VISP

**Projekt Nr.: 60-1214
Bericht Nr.: 1214 / 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
STANDORTCHARAKTERISIERUNG
LONZA AREAL
3930 VISP**

| | |
|--------------------------------|---|
| Bauherrschaft | |
| Auftraggeber | Swiss Seismological Service |
| Adresse | SED – ETHZ Sonneggstrasse 5 8092 Zürich Hr. Walter Imperatori |
| Referenz Nr. des Auftraggebers | - |
| Projekt Nr. Geoprofile GmbH | 60-1214 |
| Band | 1 von 1 |
| Vertraulichkeit | Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer |

Kurzbeschreibung

Der Schweizerische Erdbebendienst untersucht die Erdbebengefährdung im Kanton Wallis.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 5 elektrische Drucksondierung bis in Tiefen von ca. 30 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen für den Untersuchungsstandort Visp:

- Abteufen von 2 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 52.5 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU 1 und CPTU 2);
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten:

Feldarbeiten: 14. August 2018

| Version | Datum | Beschreibung | Kontrolliert | Genehmigt |
|---------|------------|----------------|--------------|-----------|
| 1 | 27.09.2018 | Schlussbericht | aks | bshs |

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A: Ausführungspraxis

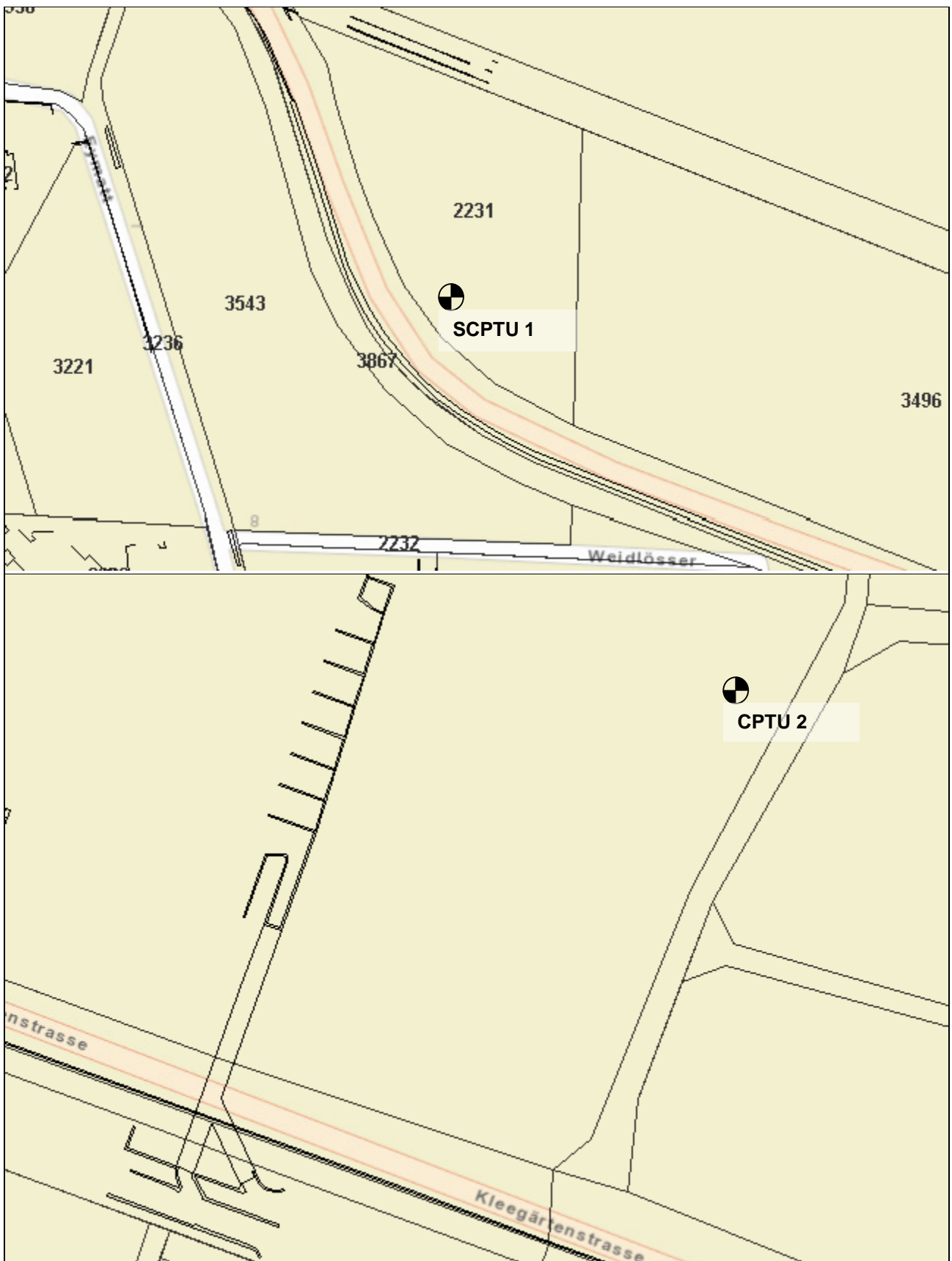
Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung



Ohne Skala

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Standortcharakterisierung, Lonza Areal, 3930 Visp

BEILAGE A
AUSFÜHRUNGSPRAXIS

INHALT

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

TESTSTEUERUNG – PENETRATION

| | |
|----------------------------|--|
| Generelle Testablauf: | Siehe Anhang 1, "elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001) |
| Vorbereitungsphase: | <ul style="list-style-type: none"> – Bestimmung der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Auswahl der Messsonde durch Geoprofile GmbH – Vorherige Sättigung des Filter-Elementes durch Vakuum-Lagerung in Sonnenblumen-Öl während 24 Stunden – Nachsättigung vor Ort vor jeder Prüfung |
| Einmessen und Nivellement: | <ul style="list-style-type: none"> – Einmessen der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Nivellement durch Auftraggeber |
| Testphase: | Keine projektspezifischen Vorkehrungen |
| Testabbruch: | Siehe Anhang 1, "elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001) |
| Zusätzliche Messungen: | Keine |
| Vorbohren: | nein |

SONDIERGERÄT

| | |
|------------------------------|--|
| Schubvorrichtung: | Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m |
| Aufbau der Schubvorrichtung: | Allein stehend |
| Reaktionsmasse: | Sondierlastwagen 18t |
| Schubgestänge: | 36 mm A.D. |
| Schutzverrohrung: | Nicht zutreffend |
| Reibungsminderer: | Integriert in der Messsonde |
| Penetrometer: | <ul style="list-style-type: none"> – Typ S15CFIIP15 – Unabhängige Messung des Spitzenwiderstands q_c, lokale Mantelreibung f_s, Porenwasserüberdruck u_2, Abweichung von der Vertikale in X- und Y-Richtung (i_x und i_y) – Spitzenquerschnitt 15 cm² – Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm² – Netto Flächenverhältnis a: 0.85 |

DATENAUFZEICHNUNG UND -BEARBEITUNG

| | |
|--------------------|---|
| Datenaufzeichnung: | Digitale Aufzeichnung, 1 Messung pro cm Eindringung |
| Tiefenkorrektur: | Korrektur der Sondiertiefe für der Abweichung von der Vertikale |

BEILAGE B
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

INHALT

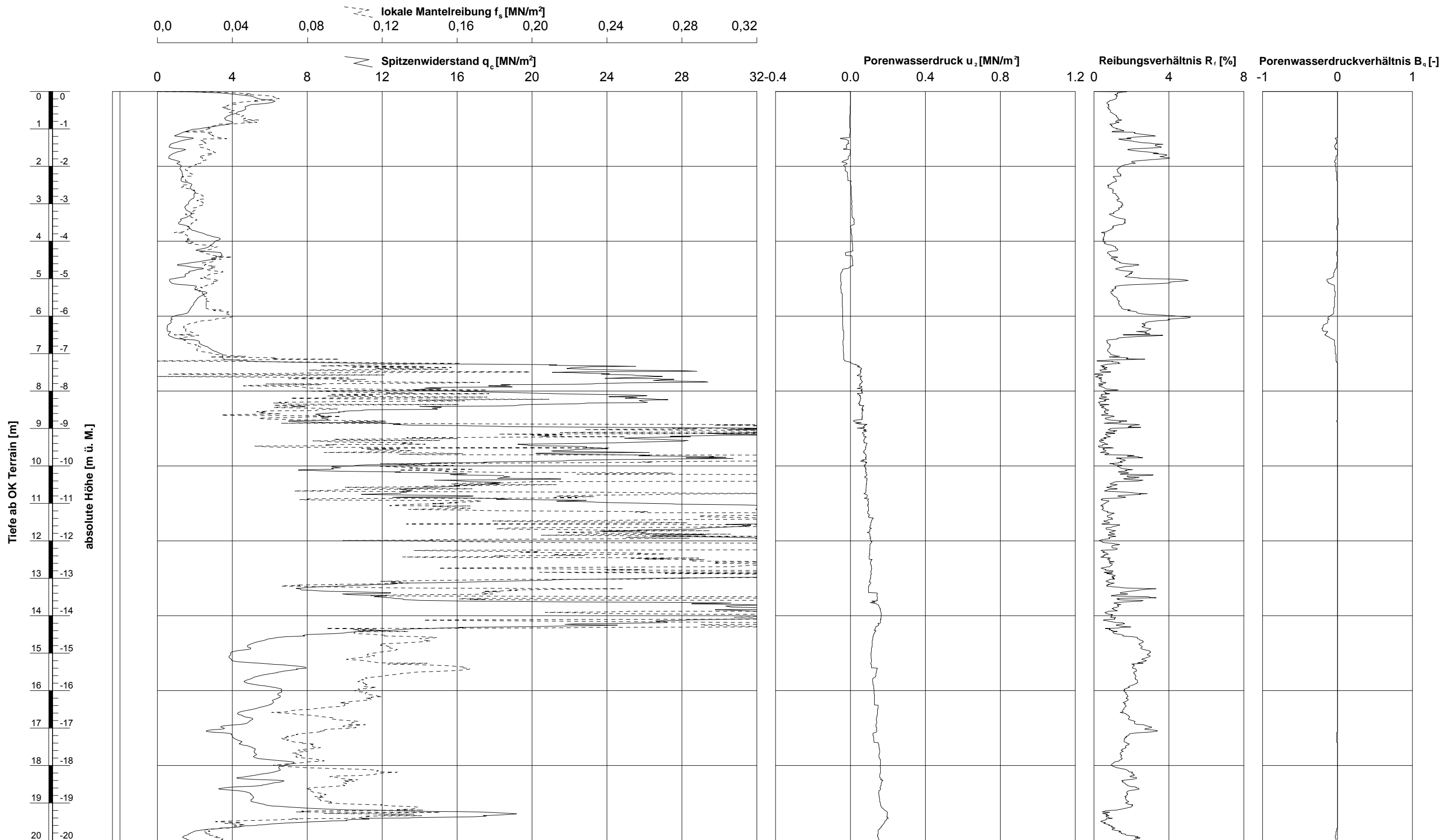
Beilage

Elektrische Drucksondierung SCPTU 1

B1 – B2

Elektrische Drucksondierung CPTU 2

B3 – B4



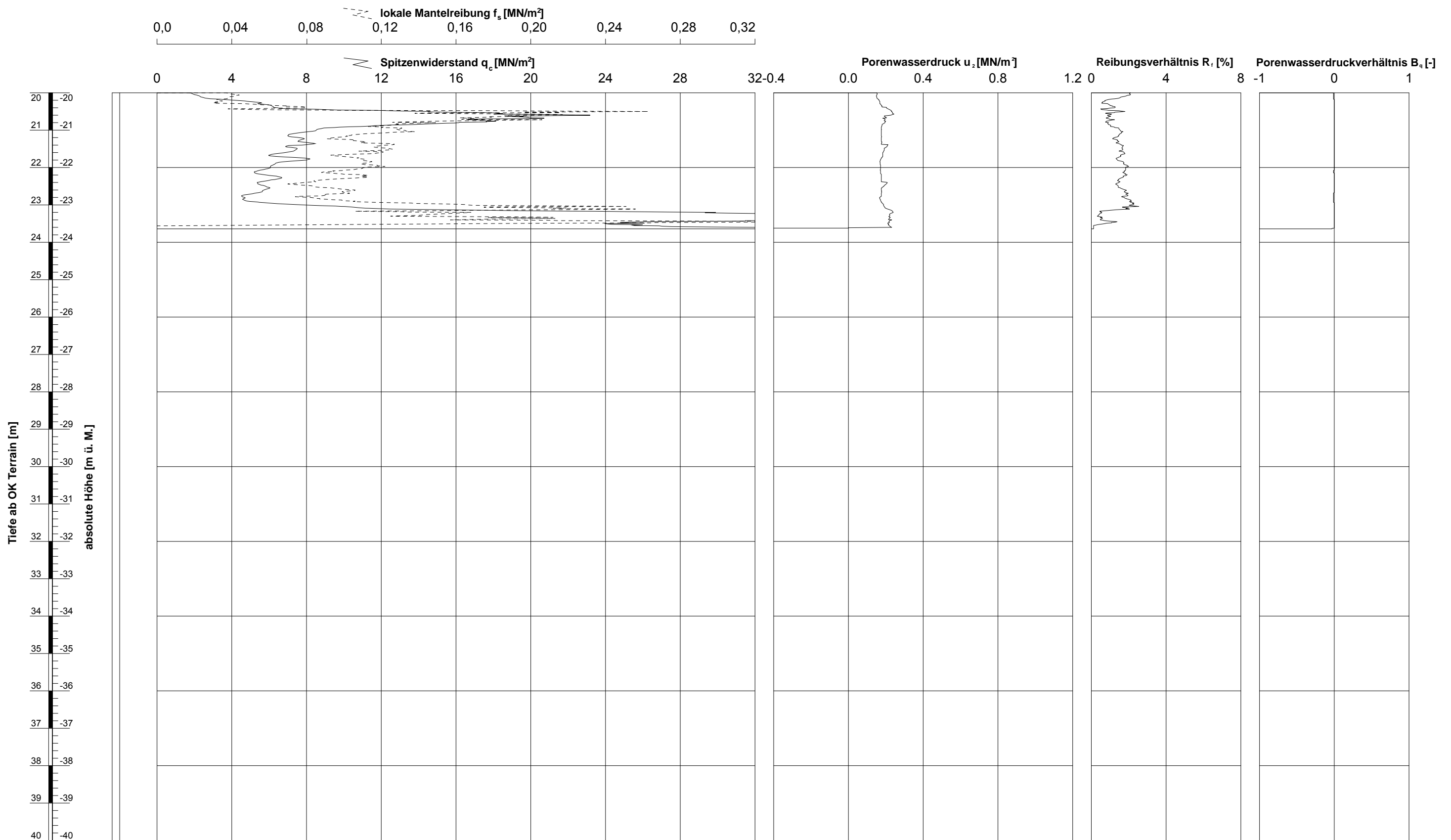
Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten: : 633947 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M. 127577 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

Sondierung: SCPTU1

gezeichnet: Anes Schmidlin dd: kontrolliert:

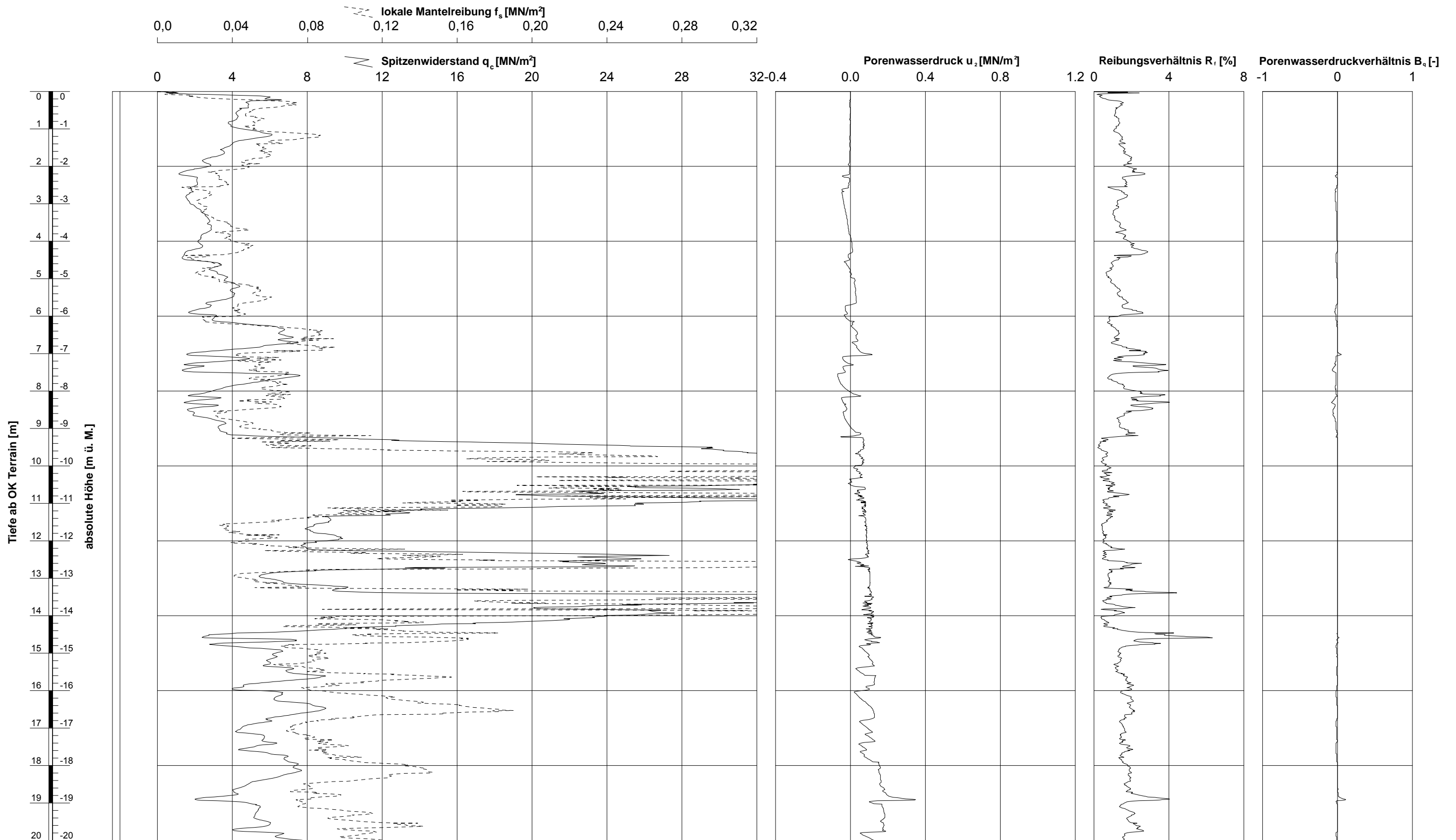
GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 24.09.2019/12:04:56



Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten: : 633947 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M. 127577 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

Sondierung: SCPTU1



Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten: : 633835 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M. 127788 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

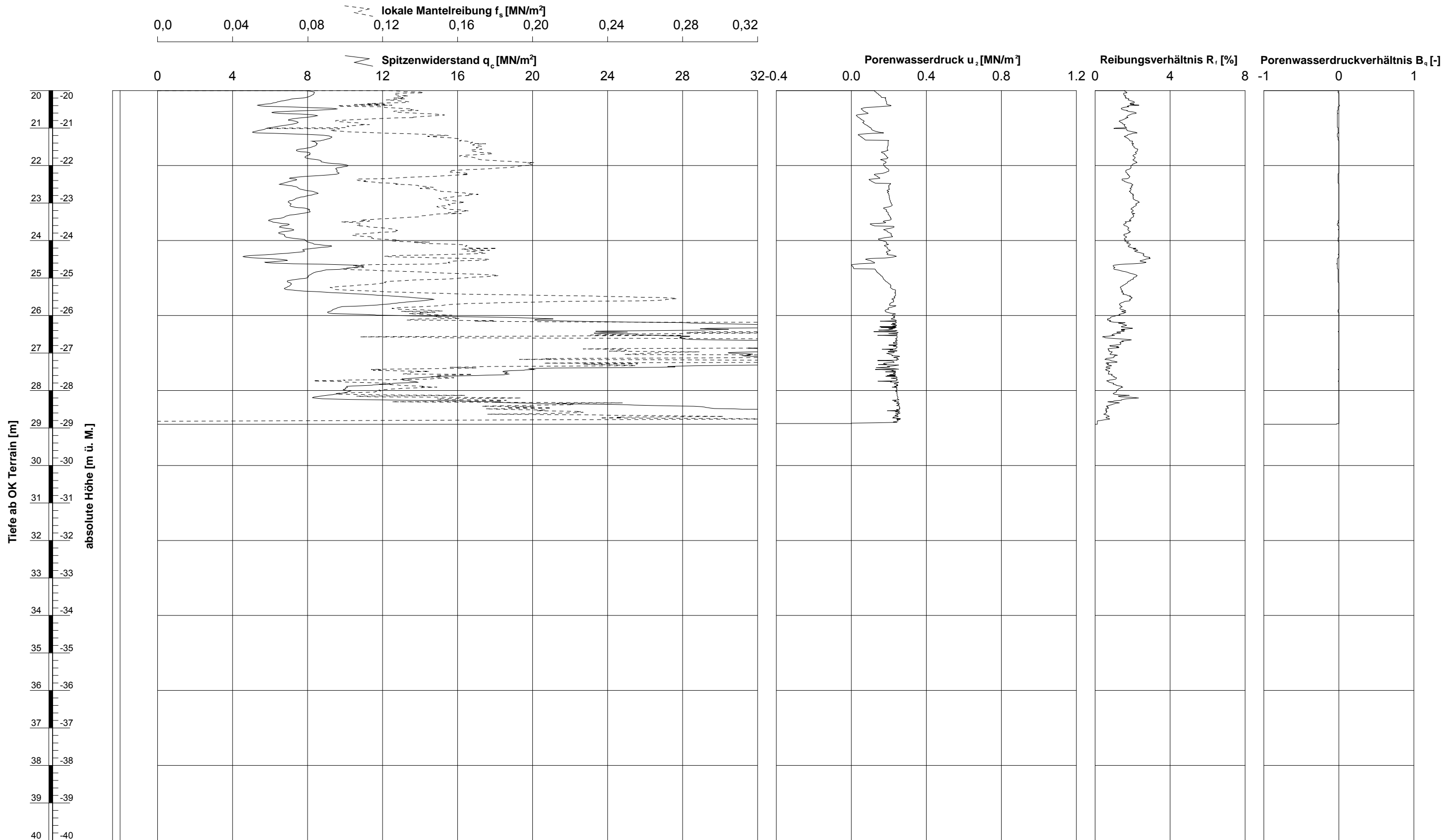
Sondierung: CPTU2

gezeichnet: Anea Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 24.09.2019/12.04.26

gezeichnet: Aneta Schmidlin dd: kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1_100_v7.GLO / 24.09.2019/12.04.26



Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten: : 633835 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M. 127788 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

Sondierung: CPTU2

BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION

INHALT

Beilage

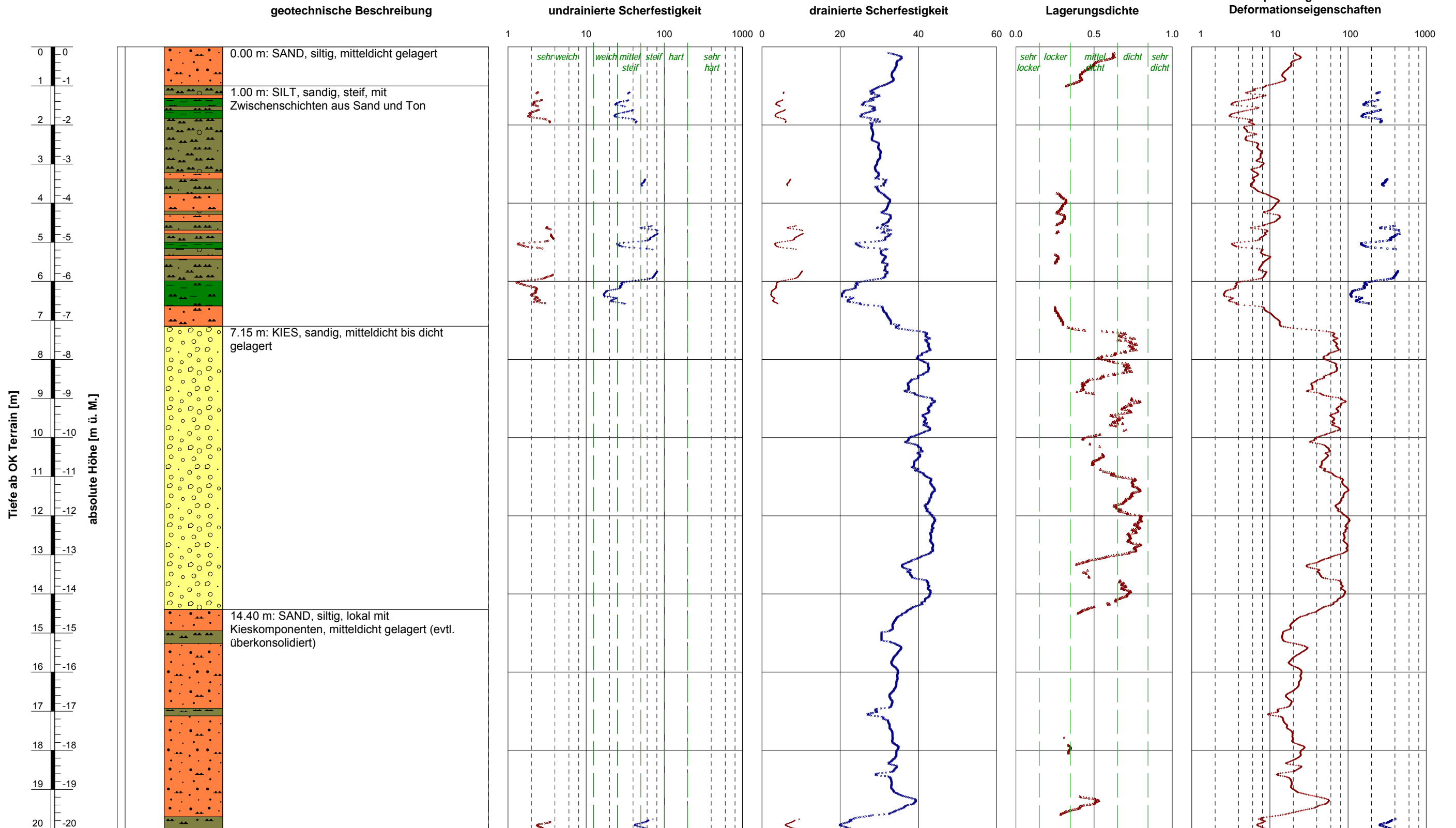
Elektrische Drucksondierung SCPTU 1

C1 – C2

Elektrische Drucksondierung CPTU 2

C3 – C4

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten : 633947 m O
 Ansatzpunkt : 0.00 127577 m N

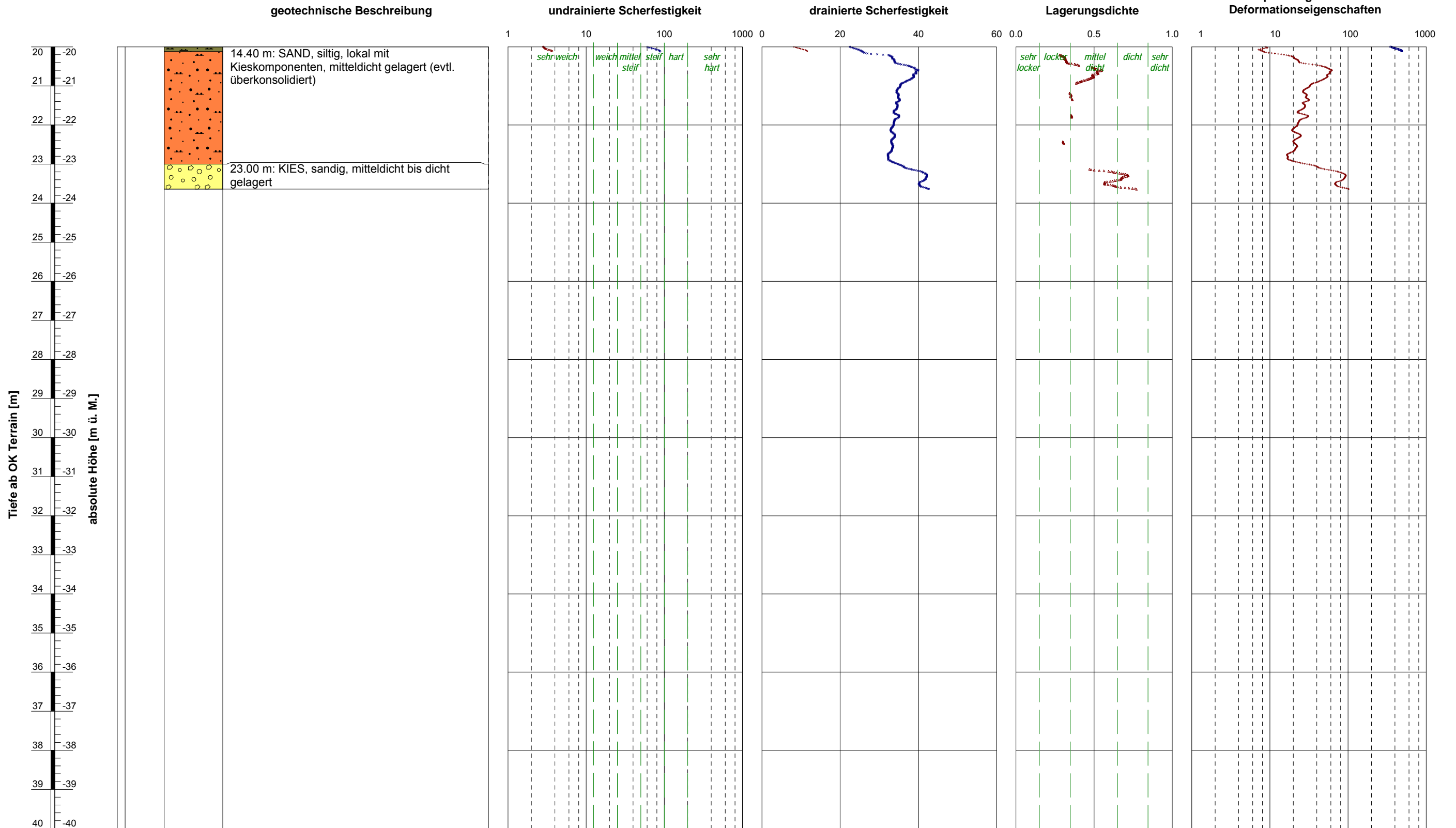
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

Sondierung: SCPTU1

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 24.09.2018/12:05:10

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten : 633947 m O
 Ansatzpunkt : 0.00 127577 m N

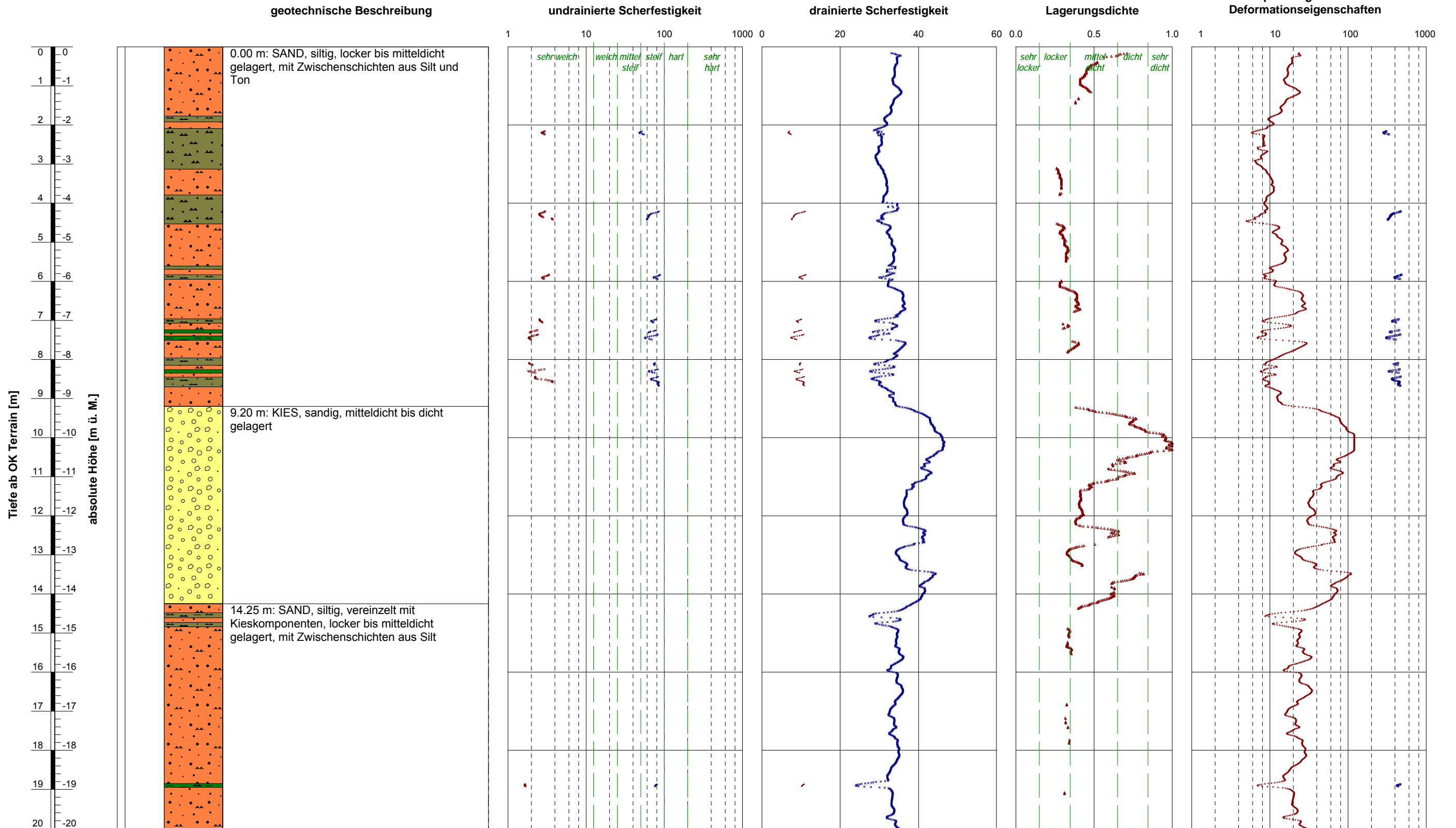
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

Sondierung: SCPTU1

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 24.09.2018/12:05:10

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten : 633835 m O
 Ansatzpunkt : 0.00 127788 m N

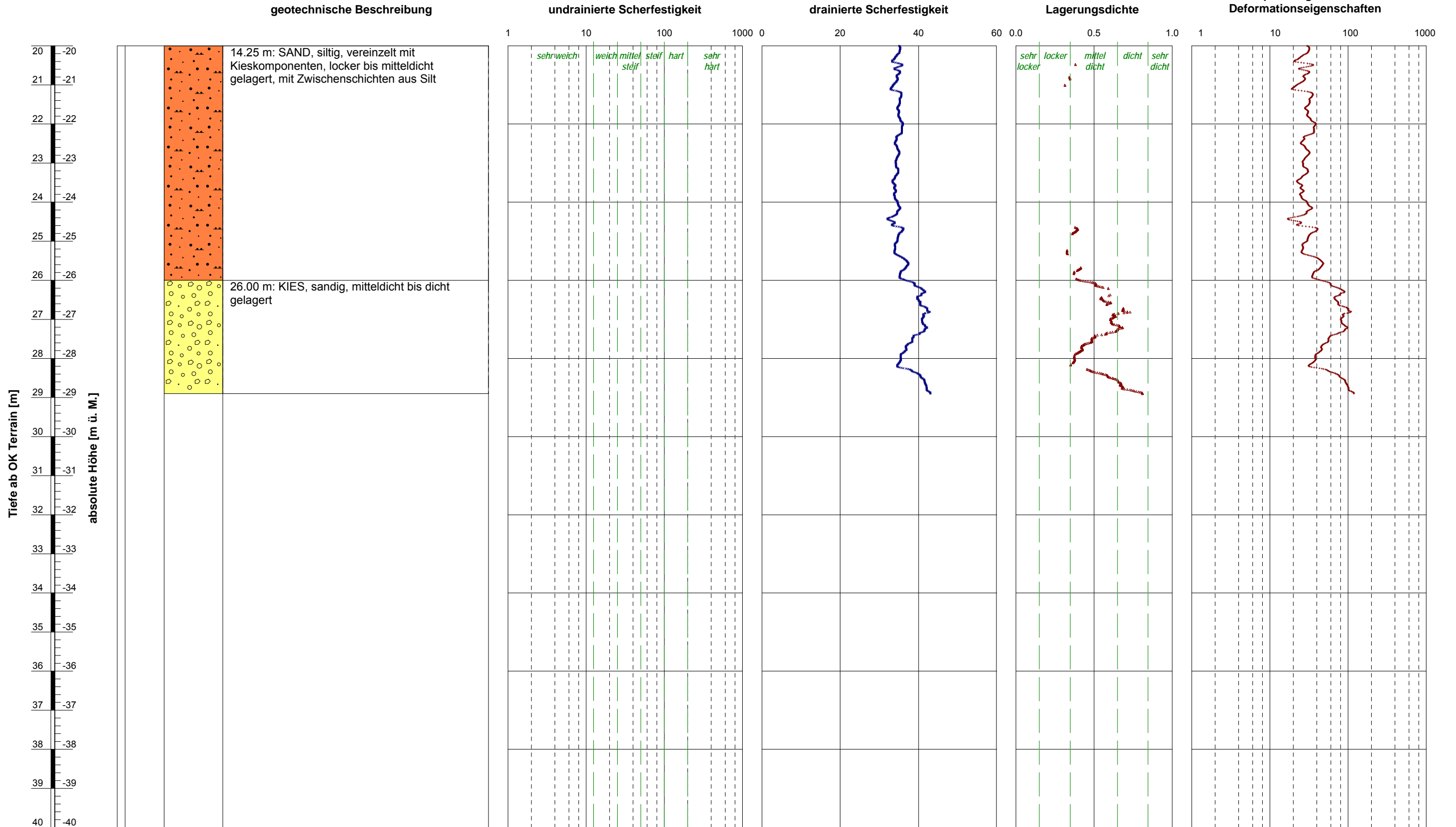
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

Sondierung: CPTU2

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 24.09.2018/12:04:10

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]



Ausführungsdatum : 14.08.2018 Koordinaten : 633835 m O
 Ansatzpunkt : 0.00 127788 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Standortcharakterisierung SED Lonza Areal, Visp

Sondierung: CPTU2

gezeichnet: aks Datum: kontrolliert: cfa

GeODin-System / CPT Interp A3 CH 1_100_v7.GLO / 24.09.2018/12:04:10

ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

ALLGEMEINES

Die Drucksondierung (CPT) ist ein Verfahren, das häufig zur Untersuchung des Baugrunds verwendet wird. Hierbei wird der Widerstand des Baugrunds bei konstantem und kontinuierlichem Eindringen mit einem zylindrischen und mit internen Sensoren ausgestatteten Penetrometer bestimmt. Gemessen werden Eindringtiefe (z), Spitzenwiderstand (q_c), lokale Mantelreibung (f_s) und ggf. Porenwasserdruck (u_2) und der vertikale Neigungswinkel (i_x bzw. i_y). Die Ergebnisse ermöglichen eindeutige Rückschlüsse auf die Beschaffenheit des Baugrunds.

Die von Geoprofile für die Drucksondierung angewandten Verfahren und verwendeten Geräte richten sich nach ISO EN 22476-1 und den Regelungen der Veröffentlichung "International Reference Test Procedure" der internationalen Gesellschaft für Grundbau und Bodenmechanik (ISSMGE, 1999).

Wenn nicht anders vereinbart, gelten die folgenden Kriterien für die Beendigung des Versuchs:

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- die Abweichung von der Vertikale ist grösser als 15° ,
- die Abweichung von der Vertikale vergrössert sich plötzlich,
- das Erreichen der Höchstleistung des Druckgerätes, der Auflagevorrichtung, der Schubstangen und/oder der Messsensoren,
- Umstände im Ermessen des Sondiermeisters, wie z.B. das Risiko von Sach- oder Personenschaden.

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

- die Parameter q_c , f_s und R_f sowie u_2 in Abhängigkeit der Tiefe unter der Erdoberfläche,
- fakultativ die Parameter q_t , q_n und B_q bei Versuchen mit Porendruckmessungen,
- fakultativ den Neigungswinkel i bei Versuchen mit Winkelmessungen.

Als Bezugswert der Versuche gilt die Erdoberfläche. Die Definition der einzelnen Parameter ist wie folgt:

z = Eindringtiefe in die Erdoberfläche, bezüglich des vertikalen Neigungswinkels (i) korrigiert:

$$z = \int_0^l \cos i \cdot dl$$

dabei ist:

z = Eindringtiefe

l = Eindringlänge

i = vertikaler Neigungswinkel

q_c = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

f_s = lokale Mantelreibung. Die Tiefe wird so korrigiert, dass die (hinter der Spitze gemessene) Mantelreibung sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

R_f = Verhältnis der Mantelreibung zum Spitzenwiderstand (f_s/q_c).

u_2 = Porendruck direkt hinter der Sondierspitze (Position 2). Die Tiefe wird so korrigiert, dass der gemessene Porenwasserdruck sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

Während der Versuchsdurchführung kann es u.U. zu einem Sättigungsverlust des Filterelementes kommen (Lunne et al., 1997). Zu den möglichen Gründen zählen:

- Eindringen in einen teilweise gesättigten Boden;
- Das Auftreten von negativem Porenwasserdruck, so dass es zu Kavitation kommt. Dies kann zum Beispiel beim Eindringen in einen dicht gelagerten Sand oder einen überkonsolidierten Ton auftreten.

Ein Sättigungsverlust führt normalerweise zu einem geringeren Porendruck beim Eindringen in den Boden unterhalb dieser Zone.

q_t = Totaler Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze:

$$q_t = q_c + (1-a)u_2$$

Dabei gilt:

a = Netto-Flächenverhältnis des Querschnitts der Stahlfläche in der Öffnung zwischen der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dieses Verhältnis ist von der Art des Penetrometers abhängig.

q_n = $q_t - \sigma_{vo}$ = Netto-Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze und die In-Situ Spannung im Untergrund. Dabei gilt:

σ_{vo} = totale vertikale In-Situ Spannung im Bereich der Sondierspitze. Dieser Wert ist berechnet.

B_q = Porendruckverhältnis:

$$B_q = (u_2 - u_o) / q_n \quad \text{mit}$$

u_o = hydrostatischer Porenwasserdruck im Bereich der Sondierspitze. Es handelt sich um einen

berechneten Wert.

WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

- Messung des hydrostatischen Wasserdrucks in einer bestimmten Tiefe;
- Dissipations-Test. Hierbei wird die Verringerung des transienten Porenwasserdrucks als Funktion der Zeit gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die horizontale Durchlässigkeit von feinkörnigen Schichten und somit auf die benötigte Zeit bis zum Abklingen der primären Setzungen.
- Prüfung des Reibungs-Aufbaus. Hierbei wird die Zunahme der lokalen Mantelreibung nach einer Unterbrechung des Sondiervorgangs gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die zeitlichen Entwicklung der Mantelreibung entlang eines Pfahlschafts.

Für die Durchführung dieser zusätzlichen Messungen muss der Sondiervorgang angehalten werden.

LITERATURANGABEN

CEN (2005), "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck (ISO EN 22476-1:2005)

ISSMGE International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (1999), "International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with Pore Pressure (CPTU)", Bericht vom ISSMGE Technical Committee 16 bzgl. der Bestimmung von Baugrundeigenschaften mittels in-situ Prüfverfahren, Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Vol. 3, pp. 2195-2222.

Lunne, T. (1999), "Special Workshop – Investigation Methods", Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Additional Volume, pp. 51-52.

EINLEITUNG

Das vorliegende Dokument gibt einen Überblick der verwendeten Auswertungsmethoden für die Testergebnisse von Drucksondierungen. Die Eignung der einzelnen Methoden hängt unter anderem von den Anforderungen des jeweiligen Projektes ab und muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden.

Die Auswertung von Drucksondierungsversuchsergebnissen hilft bei der Festlegung von Parametern für geotechnische Modelle. Die konventionellen Modelle stützen sich normalerweise auf die Plastizitätstheorie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und auf die Elastizitäts- und Konsolidierungstheorie für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (CEN, 1994). Merkmale für solche geotechnischen Modelle sind:

- eine Analyse des Verhaltens in drainiertem oder undrainiertem Zustand für Plastizitätsmodelle
- die Analyse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich von der für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Auswertungsmethoden für Drucksondierungen basieren meist auf empirischen Korrelationen mit theoretischem Hintergrund. Die Datenintegration mit anderen, zusätzlichen Untersuchungstechniken wie Bohrungen und Laborversuchen erhöht den Grad der Zuverlässigkeit. Lunne et al. (1997) geben einen Überblick über verschiedene Auswertungsmethoden.

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

- Empirische Korrelationen beziehen sich auf Referenzparameter, welche in einem festgelegten Referenzverfahren gemessen wurden. So bezieht sich die mit einem N_{KT} -Faktor von Sondiererergebnissen abgeleitete undrainierte Scherfestigkeit auf denen, welche in einem einstufigen, isotrop konsolidierten, undrainierten Triaxialversuch (CIU) an einer ungestörten Bodenprobe im Labor ermittelt wurde. Der Bezugsparameter ist nicht unbedingt dem gewählten geotechnischen Modell angemessen, so dass eine Anpassung erforderlich sein könnte.
- Die meisten Bewertungsmethoden gelten meistens für einen Sand oder einen Ton. Bei Silt, Ton/Sand/Kies Mischungen, sehr dünn geschichteten Böden, zementierten Schichten und/oder Verwitterungsböden kann es zu Abweichungen kommen. Im Falle von solchen Schichten muss spezifisch vorgegangen werden (Peuchen et al., 1996; Lunne et al., 1995).
- Die Auswertungen beziehen sich auf die Bedingungen zu Beginn der geotechnischen Untersuchungen. Geologische und umwelttechnische Faktoren sowie Bauarbeiten können die vorgefundenen Baugrundverhältnisse verändern.
- Die Drucksondierung gibt nur bedingt direkte Information über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen), da beim Eindringen der umliegende Boden stark deformiert wird. Im Vergleich zum Grenzzustand der Tragfähigkeit können genauere zusätzliche Daten erforderlich sein.

- Drainiertes oder undrainiertes Verhalten für die geotechnische Analyse kann dem jeweiligen drainierten oder undrainierten Verhalten während dem Sondiervorgang entsprechen, muss dies aber nicht. Es ist Aufgabe des Geotechnik-Ingenieurs zu beurteilen, welches Verhalten für die geotechnische Fragestellung relevant ist.

EINDRINGVERHALTEN

Während des Sondiervorgangs treten grössere Deformationen in unmittelbarer Nähe, und kleinere elastische Deformationen in grösserem Abstand des Penetrometers auf. Die Zusammensetzung der einzelnen Schichten, die Lagerungsdichte, die Struktur und die In-Situ Spannungsverhältnisse beeinflussen die Messgrössen.

Der gemessene Spitzenwiderstand q_c wird unter anderem durch den Porenwasserdruck beeinflusst. Da das Verhältnis effektiver Spannung zum Porendruck in grobkörnigen Schichten hoch ist, kann dieser Einfluss normalerweise vernachlässigt werden. Beim Eindringen in Ton ist dasselbe Verhältnis jedoch niedrig. Es kann somit wichtig sein zu wissen, wie hoch der Porendruck um das Penetrometer herum ist. Zu den Parametern, die die Auswirkungen des Porendrucks berücksichtigen, zählen der Gesamtspitzenwiderstand q_t , der Netto-Spitzenwiderstand q_n und das Porendruckverhältnis B_q . Diese Parameter können berechnet werden, wenn Daten bezüglich des Porenwasserdrucks vorliegen. Die Auswirkungen des Porendrucks auf die Mantelreibung f_s sind sehr gering und werden üblicherweise ignoriert. Die Berechnung des Reibungsverhältnisses R_f (definiert als f_s/q_c) lässt keine Rückschlüsse auf die Auswirkungen des Porendrucks zu.

Die Eindringgeschwindigkeit in Bezug auf die Durchlässigkeit des Bodens bestimmt, ob das Bodenverhalten in erster Linie undrainiert, drainiert oder teilweise drainiert ist. Normalerweise ist das Bodenverhalten bei Drucksondierungen in Sand und Kies drainiert (es gibt keinen messbaren, aufgrund des Sondiervorgangs hervorgerufenen Porenwasserüberdruck) und in Ton undrainiert (bedeutende Änderung des Porenwasserdrucks). Teilweise drainiert ist es bei Böden mit mittlerer Durchlässigkeit, wie z. B. bei Silt. Die folgenden Abschnitte gehen näher auf die Ermittlung von geotechnischen Parametern aufgrund von elektrischen Drucksondierungen ein.

KLASSIFIZIERUNG

Die Klassifizierung der verschiedenen Schichten in Bezug auf das allgemeine Bodenverhalten (und in eingeschränkter Masse die Bodenart) ist, im Vergleich mit anderen Ermittlungstechniken, ein wichtiger Teil der Drucksondierung.

Die Klassifizierung des Bodenverhaltens steht im Einklang mit der von Robertson (1990) beschriebenen Vorgehensweise. Diese betrachtet eine normalisierte Klassifizierung des Bodenverhaltens, die eine allgemeine Leitlinie zur Bestimmung der wahrscheinlichen Bodenart (z. B. Sand, siltig) gibt. Hierzu sind Daten einer Porenwasserdrucksondierung nötig. Es besteht eine vereinfachte Vorgehensweise für Ergebnisse ohne Messung des Porenwasserdrucks (Robertson et al., 1986).

IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

Die Spannungsverhältnisse im Baugrund müssen bekannt sein, damit Parameter wie die bezogene Lagerungsdichte I_D und der innere Reibungswinkel φ' ermittelt werden können. Die effektive vertikale Spannung σ'_v kann berechnet werden, jedoch ist die effektive horizontale Spannung $\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$ meist unbekannt und hängt primär vom Überkonsolidierungsgrad OCR [-] und dem effektiven inneren Reibungswinkel φ' [°] ab:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \quad [1]$$

Für eine Erklärung der verwendeten Symbole siehe Anhang „elektrische Drucksondierung (CPT)“, insofern nicht anders erwähnt. Der Zusammenhang basiert auf mechanischer Überkonsolidierung von rekonstituierten Probekörpern im Labor. Überkonsolidierung kann in der Natur durch geologische Faktoren wie z.B. glaziale Vorbelastung und Erosion, aber auch durch Grundwasserschwankungen und das Altern der Ablagerungen („ageing“) hervorgerufen werden. Normalerweise bewegen sich In-Situ Werte für K_0 für Tiefen bis zu 50 m zwischen 0.4 und 2.0. In grösseren Tiefen (> 50 m) beträgt dieser Ruhedruckkoeffizient üblicherweise weniger als 1.

Der maximale passive Erddruck stellt eine Obergrenze für die effektive horizontale Spannung dar. Der Koeffizient des passiven Erddrucks richtet sich unter Vernachlässigung einer allfälligen Kohäsion nach:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad [2]$$

Wenn die effektive horizontale Spannung das Niveau des passiven Erddrucks erreicht, können Risse im Erdreich entstehen. In ausgetrockneten Tonen kann auch früher Rissbildung auftreten. In verkitteten Schichten kann aufgrund der vorhandenen Kohäsion ein horizontaler Erddruck vorhanden sein, welcher grösser ist als oben beschrieben. Die Kombination der Beziehung für K_0 und K_p ergibt eine Obergrenze für die Überkonsolidierung:

$$OCR_{\max} = \left[\frac{1 + \sin \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi'}} \quad [3]$$

Für einen Ton kann der maximale Überkonsolidierungsgrad OCR_{\max} somit weniger als 4, für einen Sand jedoch mehr als 50 betragen.

Der Überkonsolidierungsgrad von feinkörnigen Sedimenten kann direkt aus den Sondierergebnissen abgeleitet werden (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$OCR = \alpha \cdot (q_T - \sigma_v) \quad [4]$$

Kulhawy und Mayne schlagen einen α -Wert von 0.3 [-] vor. Die Korrelation von elektrischen Drucksondierungen mit ausgewerteten Oedometer-Versuchen für Tone und Silte in der Schweiz suggeriert, dass ein Wert von 0.25 den Schweizer Verhältnissen besser angemessen sein dürfte. Geoprofile GmbH legt der Abschätzung des Überkonsolidierungsgrades (OCR) einen α -Wert von 0.25 zugrunde, was im Vergleich zu Kulhawy und Mayne zu einem etwas tieferen Überkonsolidierungsgrad führt.

Für Sande und Kiessande kann der Überkonsolidierungsgrad wie folgt abgeschätzt werden:

$$OCR = \left[\frac{0.192 \cdot (q_t / p_{atm})^{0.22}}{(1 - \sin \varphi')(\sigma'_{vo} / p_{atm})^{0.31}} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi' - 0.27}}$$

wobei p_{atm} den atmosphärischen Druck bezeichnet.

Der maximale Vorkonsolidierungsdruck σ'_p ergibt sich aus der Multiplikation mit der effektiven vertikalen Spannung In-Situ:

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot OCR \quad [5]$$

Wird zudem der effektive innere Reibungswinkel φ' ermittelt, ist gemäss [1] auch der horizontale Erdruchedruck bekannt.

EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN

Der effektive innere Reibungswinkel φ' ist keine Konstante. Er hängt neben der Zusammensetzung (Mineralogie, Kornform und -rauheit) und der Lagerungsdichte zudem von den Spannungsverhältnissen im Erdreich und dem Abschermodus ab. Es gibt Hinweise dafür, dass Faktoren wie der Sedimentationsmodus oder die In-Situ Spannungsanisotropie weniger von Bedeutung sind.

Die ermittelten Werte der effektiven Reibungswinkel beziehen sich auf das In-Situ Spannungsniveau während der Sondierung. Dies dürfte z.B. für die Berechnung der Stabilität einer Böschung angemessen sein. Im Falle einer signifikanten Erhöhung der Spannungsverhältnisse, wie z.B. bei einer Aufschüttung oder einer Pfahlgründung, muss der effektive Reibungswinkel für Sand und Kiessand den neuen Verhältnissen angepasst werden, was meistens eine Verringerung der Scherparameter bedeutet. Das Verfahren nach Bolton (1986, 1987) stellt dazu eine breit akzeptierte Methode dar. Da der kritische Reibungswinkel φ'_{krit} im Falle von feinkörnigen Böden bereits bei einem geringen Spannungsniveau erreicht wird, ist die Abstufung von effektiven Scherparametern für Ton und Silt weniger üblich.

Das Verhältnis des inneren Reibungswinkels φ' zum Spitzenwiderstand q_c kann auf mehr oder weniger aufwendige Art und Weise ermittelt werden. Einfache Vorgehensweisen stützen sich auf eine konservative Klassifizierung des Bodenverhaltens. Eine aufwendigere empirische Untersuchung berücksichtigt zudem die In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho} (siehe Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“). Zudem kann die Lagerungsdichte explizit miteinbezogen werden. Neuere Ansätze verzichten jedoch darauf und berücksichtigen die Lagerungsdichte mit dem Einbezug von q_c nur implizit, da bei der Abschätzung der Lagerungsdichte zusätzliche Unsicherheiten eingebracht werden.

Eine Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern erlaubt die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels φ' für dieses Material (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$\varphi' = 17.6 + 11 \cdot \log(q_{t1}) \tag{6}$$

$$q_{t1} = \frac{q_t / p_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{vo} / p_{atm}}} \quad [p_{atm} = \text{atmosphärischer Druck} \approx 100 \text{ kPa}] \tag{7}$$

Als Referenzverfahren gelten axial belastete Triaxialprüfungen von isotrop und anisotrop konsolidierten Sandproben (CID und CAD). Die Korrelation enthält im Vergleich zu früheren Gleichungen (z.B. Robertson und Campanella, 1983) eine Korrektur für die Grösse der Kalibrationskammer im Vergleich zur Sondierspitze.

Die Abschätzung der effektiven Scherparameter für fein- und gemischtkörnige Ablagerungen beruht auf einer Form der Tragfähigkeitsformel (Senneset et al., 1988, 1989):

$$q_n = N_m (\sigma'_{vo} + a) \quad [9]$$

wobei:

$$N_m = \frac{N_q - 1}{1 + N_u B_q} \quad [10]$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \varphi' \right) e^{(\pi - 2\beta) \tan \varphi'} \quad [11]$$

$$N_u = 6 \tan \varphi' (1 - \varphi') \quad [12]$$

β = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

Dazu muss der Plastifizierungswinkel und die Anziehung („attraction“) abgeschätzt werden. Senneset et al. geben Richtwerte für verschiedenen Materialien als Funktion der Konsistenz bzw. der Lagerungsdichte. Die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels ist relativ unabhängig von den gewählten Werten für β und a. Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise basiert auf einer vorsichtigen Schätzung der beiden Parameter.

Die Abschätzung der effektiven Kohäsion für feinkörnige Schichten richtet sich nach dem maximalen Vorkonsolidierungsdruck σ'_p (Mesri und El-Ghaffar, 1993):

$$c' = 0.024 \cdot \sigma'_p \quad [13]$$

Für die Bestimmung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks σ'_p siehe den Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“. Die Integration von weiteren geotechnischen Datensätzen für die Ermittlung der effektiven Kohäsion ist empfehlenswert. Ob die Anwendung einer effektiven Kohäsion hinsichtlich der geotechnischen Fragestellung und dem nicht-linearen Verlauf der Einhüllende sinnvoll ist, muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden. Für Langzeit-Analysen kann es angebracht sein, die effektive Kohäsion vollständig zu vernachlässigen.

BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE

Die Bestimmung des minimalen und des maximalen Porenraums der Sandproben im Labor (e_{min} und e_{max}) bildet die Grundlage für den Begriff der bezogenen Lagerungsdichte. Es ist unwahrscheinlich, dass bei den Laborversuchen tatsächlich der niedrigsten oder der höchsten Wert für den Porenraum e_{max} bzw. e_{min} ermittelt wird. Das In-Situ Raumgewicht kann somit den im Labor erfassten Wert übertreffen.

Übliche Zusammenhänge zwischen q_c und der bezogenen Lagerungsdichte I_D basieren auf Drucksondierungen in einer mit Sand gefüllten Kalibrationskammer. Derartige Versuche sind Teil von allgemeinen geotechnischen Forschungsprojekten und unterliegen einigen Beschränkungen, wie z. B.:

- Abhängigkeit von der Bodenart
- Ungenauigkeiten bei der Bestimmung von I_D im Labor
- begrenzte Bandbreite an Spannungshöhen und K_o Werten
- Vereinfachungen bei der Probenvorbereitung und den Aufzeichnungen zur Bodenspannung

Folgende Schritte dienen zur Bestimmung der Lagerungsdichte (locker, dicht, etc.) vor Ort:

- (a) Schätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho}
- (b) Empirische Korrelation der bezogenen Lagerungsdichte I_D mit q_c , σ'_{vo} und σ'_{ho}

Die Abschätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse wurde oben erläutert. Sind zudem allgemeine Angaben zur Kompressibilität des Sands vorhanden, sollten diese in die Beurteilung der bezogenen Lagerungsdichte miteinbezogen werden. Die Kompressibilität eines Sands nimmt tendenziell zu mit zunehmender Uniformität der Korngrösseverteilung, mit der Eckigkeit der einzelnen Körner und mit zunehmendem Feinanteil.

Die Abschätzung der bezogenen Lagerungsdichte richtet sich nach Kulhawy und Mayne (1990):

$$I_D^2 = \frac{q_{t1}}{305 Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \tag{14}$$

wobei q_{t1} sich nach [7] richtet und die Faktoren Q_c , Q_{OCR} und Q_A wie folgt berechnet werden:

- Q_c = Kompressibilitätsfaktor
 $0.91 < Q_c < 1.09$ (Tiefer Wert für geringe Kompressibilität)
- Q_{OCR} = Überkonsolidierungsfaktor
 $OCR^{0.2}$
- Q_A = Faktor, welche die Zunahme des Spitzenwiderstands mit der Zeit berücksichtigt
 $1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100)$ (t in Jahren)
 ≈ 1.3 für Sande, welche nach der letzten Eiszeit abgelagert wurden

ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG

Zusammenhänge zwischen den Resultaten von Drucksondierungen und dem eindimensionalen Zusammendrückungsmodul bei Erstbelastung M_{E1} sind indikativ. Für eine genaue Bestimmung des Last-Deformationsverhaltens sind zusätzliche Daten (z. B. Plattendilatometer, Oedometerprüfung) unumgänglich.

Normalerweise wird die Elastizitätstheorie für die Analyse des Verformungsverhaltens von drainierten Böden angewandt. Lunne und Christophersen (1983) schlagen aufgrund einer Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern die folgende Beziehung zur Abschätzung des Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung vor:

$$M_{E1} = \begin{cases} 4 \cdot q_c & q_c < 10 \text{ MPa} \\ 2 \cdot q_c + 20 & 10 < q_c < 50 \text{ MPa} \\ 120 & q_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad [15]$$

Die Abschätzung des eindimensionalen Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung für feinkörnige Schichten richtet sich meistens nach:

$$M_{E1} = \alpha_c \cdot q_c \quad [16]$$

Oder, korrigiert für den transienten Porenwasserdruck und den Bau der Messsonde:

$$M_{E1} = \alpha_n \cdot q_n \quad [17]$$

Dabei stellt α einen Korrelationskoeffizient dar, welcher unter anderem von der Plastizität, Korngrösse, Mineralogie und Spannungsgeschichte abhängt. Mitchell und Gardner (1975) geben Richtwerte für α_c , welche sich je nach Zusammensetzung, Plastizität und Scherfestigkeit zwischen 1 und 8 bewegen. Neuere Studien aufgrund des netto Spitzenwiderstands q_n empfehlen einen Wert für α_n zwischen 4 und 8 (Senneset et al, 1989). Die von Geoprofile gewählte Methode betrachtet einen pauschalen Wert für α_n von 5 als praktikabel.

Der hier abgeleitete Zusammendrückungsmodul ist einen oedometrischen Modul, welche sich auf die effektiven in-situ Spannungsverhältnisse in einer bestimmten Tiefe bezieht. Bei der Bestimmung eines Zusammendrückungsmoduls beim Oedometerversuch gilt, dass die vertikalen Dehnungen sehr gross sind und meistens zwischen 1 und 10 Prozent variieren. Solche Dehnungen sind unter einem Bauwerk kaum realistisch. Es liegt in der Verantwortung des Anwenders, die effektiv auftretenden Dehnungen bei der Wahl eines geeigneten M_E -Wertes gebührend zu berücksichtigen. Dies kann durchaus zu einem höheren Wert führen. Die Verwendung eines konstanten, oedometrischen Zusammendrückungsmoduls führt bei Setzungsberechnungen in der Regel zu einer Überschätzung der zu erwartenden Setzungen.

Zur Berücksichtigung einer grösseren Steifigkeit des Baugrundes bei geringeren Dehnungen sollte vorzugsweise auf komplexeren Materialmodellen zurückgegriffen werden (z.B. das hardening soil small strain Modell (HSS)).

Die Abschätzung der maximalen Vorkonsolidierungsspannung σ'_p richtet sich nach [5].

UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT

Die undrainierte Scherfestigkeit s_u ist keine Konstante. Sie hängt von Faktoren wie dem Abschermodus und der -richtung, der Spannungshistorie und -anisotropie sowie der Abschergeschwindigkeit und der Temperatur ab.

Es gibt verschiedene theoretische und empirische Vorgehensweisen, um den Spitzenwiderstand q_c mit der undrainierten Scherfestigkeit s_u zu korrelieren. Theoretische Ansätze stützen sich auf die Tragfähigkeitstheorie oder die Bodenmechanik des kritischen effektiven Zustands (critical state soil mechanics, CSSM). So kann der einfache Abschermodus wie folgt beschrieben werden (Wroth 1984):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = \frac{1}{2} \sin \varphi' \cdot OCR^\Lambda \tag{18}$$

wobei $\Lambda = 1 - C_s/C_c$ das plastische volumetrische Dehnungspotential, und C_c und C_s den Zusammendrückungsindex bei Erstbelastung bzw. bei Entlastung bezeichnen. Für Tone mit einer geringen bis mittleren Sensitivität liegt Λ meistens zwischen 0.7 und 0.8, für sensitive Tone eher um 0.9. Die bekannte Beziehung (Jamiolkowski et al., 1985; Ladd, 1991; Ladd and DeGroot 2003):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = 0.22 \cdot OCR^{0.8} \tag{19}$$

welche im Erdbaulabor des MIT entwickelt wurde, ist dabei ein Subsatz von [18] mit $\varphi' = 26^\circ$ und $\Lambda = 0.8$. Die von Geoprofile gewählte Methode nutzt den aus den Sondierdaten abgeleiteten Wert für den effektiven inneren Reibungswinkel φ' und einem Λ von 0.8.

Empirische Ansätze beruhen meistens auf einer direkten Korrelation des netto Spitzenwiderstands q_n mit der undrainierten Scherfestigkeit (Rad und Lunne, 1988):

$$s_{u\ TX} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_n}{N_{kt}} \tag{20}$$

Der Faktor N_{kt} liegt üblicherweise zwischen 15 und 25, hängt aber unter anderem von der Plastizität und

dem Überkonsolidierungsgrad ab. Das Referenzverfahren für die oben genannte Beziehung ist der konsolidierte, undrainierte, triaxiale Zusammendrückungstest (CU). Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise bezieht sich auf eine undrainierte Scherfestigkeit mit einem Faktor N_{kt} von 18, welche aber nur zur Kontrolle von der mit [18] abgeleiteten undrainierte Scherfestigkeit (und damit indirekt auch von φ') herangezogen wird.

Die Sensitivität eines Tons ist das Verhältnis zwischen der maximalen und der gestörten undrainierten Scherfestigkeit:

$$S_t = S_{u,max} / S_{u,rest} \quad [21]$$

Da die gemessene lokale Mantelreibung f_s in Ton primär von der gestörten undrainierten Scherfestigkeit abhängt, kann die Sensitivität wie folgt abgeleitet werden (Rad und Lunne, 1986):

$$S_t = \frac{N_s}{R_f} \quad [22]$$

wobei R_f das Reibungsverhältnis bezeichnet und N_s üblicherweise zwischen 6 und 9 liegt. Bei der von Geoprofile gewählten Vorgehensweise liegt der Abschätzung der Sensitivität ein Wert für N_s von 7.5 zugrunde.

LITERATURANGABEN

Bolton, M.D. (1986), "The Strength and Dilatancy of Sands", *Geotechnique*, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.

Bolton, M.D. (1987), "The Strength and Dilatancy of Sands, Discussion", *Geotechnique*, Vol. 37, No. 2, pp. 225-226.

Kulhawy, F.H. und P.W. Mayne, (1990), *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 306 pp.

Ladd, C.C., Foott, R.R., Ishihara, K., Schlosser, F. und Poulos, H.G. (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics", *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

Lunne, T., Powell, J.J.M. und Robertson, P.K. (1995), "Use of Piezocone Tests in Non-Textbook Materials", *Proc. Int. Conf. on Advances in Site Investigation Practice*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 438-451.

Lunne, T und Christophersen, H.P. (1983), "Interpretation of cone Penetrometer data for offshore Sands", *Proc. of the offshore technology conference*, Richardson, Texas, paper nr. 4464

Lunne, T., Robertson, P.K. und Powell, J.J.M. (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic & Professional, London, p. 312.

Mayne, P.W. und Kulhawy, F.H. (1982), "K_o - OCR Relationships in Soil", *ASCE Jnl. of Geotechnical Engineering*, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

Mesri, G. und Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 8, pp. 1229-1249.

Mitchell, J.K. und Gardner, W.S. (1975), "In-Situ Measurements of Volume Change Characteristics", *ASCE Speciality Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties*, North Carolina, Vol. II, pp. 279-345.

Rad, N.S. und Lunne, T. (1988), "Direct Correlations between Piezocone Test Results and Undrained Shear Strength of Clay", *Penetration Testing 1988, Proc. First Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT-1*, De Ruiter (ed.), Vol. 2, pp. 911-917.

Robertson, P.K. (1990), "Soil Classification using the Cone Penetration Test", *Can. Geotech. Jnl.*, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. und Grieg, J. (1986), "Use of Piezometer Cone Data", Proc. In-Situ '86, ASCE Specialty Conf., Blacksburg, VA, pp. 1263-1280.

Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, und T. Amundsen, (1988), "Piezocone Tests in Silty Soils," Penetration Testing, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 955–974.

Senneset, K., R. Sandven, und N. Janbu, (1989), "Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests," Transportation Research Record 1235, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, pp. 24–37.

Wroth, C.P. (1984), "The Interpretation of In-Situ Soil Tests", Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.