



Schweizerischer Erdbebendienst  
Service Sismologique Suisse  
Servizio Sismico Svizzero  
Swiss Seismological Service

**ETH**

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich  
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

# SITE CHARACTERIZATION REPORT

## SWERG: Werdenberg (SG), Gunten

Dario Chieppa, Paolo Bergamo, Walter Imperatori, Manuel Hobiger, Donat Fäh

Last Modification: 17<sup>th</sup> June, 2021



Schweizerischer Erdbebendienst (SED)  
Service Sismologique Suisse  
Servizio Sismico Svizzero  
Servizi da Terratrembels Svizzer  
ETH Zürich

Sonneggstrasse 5  
8092 Zürich  
Schweiz  
[dario.chieppa@sed.ethz.ch](mailto:dario.chieppa@sed.ethz.ch)



# Contents

<b>Contents .....</b>	<b>3</b>
<b>1 Introduction.....</b>	<b>5</b>
<b>2 Geological setting .....</b>	<b>6</b>
<b>3 Cone penetration test (CPT) .....</b>	<b>7</b>
<b>4 Seismic cone penetration test (SCPT) .....</b>	<b>8</b>
<b>5 Passive site characterization measurements.....</b>	<b>11</b>
<b>5.1 Data set .....</b>	<b>11</b>
<b>5.2 H/V and RayDec ellipticity curves.....</b>	<b>13</b>
<b>5.3 Polarization measurements .....</b>	<b>14</b>
<b>5.4 3-component high-resolution FK.....</b>	<b>15</b>
<b>5.5 WaveDec .....</b>	<b>17</b>
<b>5.6 Modified SPatial AutoCorrelation .....</b>	<b>18</b>
<b>5.7 Summary .....</b>	<b>19</b>
<b>6 Data inversion.....</b>	<b>20</b>
<b>6.1 Inversion targets .....</b>	<b>20</b>
<b>6.2 Inversion parameterization.....</b>	<b>21</b>
<b>6.3 Inversion results.....</b>	<b>21</b>
<b>6.4 Discussion of the inversion results.....</b>	<b>27</b>
<b>7 Further results from the inverted profiles.....</b>	<b>27</b>
<b>7.1 SH transfer function .....</b>	<b>27</b>
<b>7.2 Quarter-wavelength representation .....</b>	<b>28</b>
<b>8 Discussion and conclusions .....</b>	<b>30</b>
<b>Acknowledgements .....</b>	<b>30</b>
<b>References.....</b>	<b>31</b>

## Summary

Werdenberg (SG), located in the commune of Grabs in eastern Switzerland close to the border with Liechtenstein (FL), was selected as site for the installation of a new station, SWERG, as part of the renewal project of the Swiss Strong Motion Network (SSMNet). In order to better assess the local subsurface, a passive array measurement and an SCPT investigation were performed. A CPT measurement was performed to assess the liquefaction potential of the site.

The results of the horizontal-to-vertical spectral ratio (H/V) and of the RayDec ellipticity curves show a heterogeneous subsurface characterized by layers of variable thickness, as reflected by the variability of the fundamental peak between 1.03 and 4.64 Hz.

The inversion of the dispersion and ellipticity curves allowed the determination of two interfaces overlying the bedrock at about 5 and 50 meters depth, respectively, with velocities of 40 and 250 m/s. The seismic bedrock is located at about 245 m and presents an S-wave velocity of 840 m/s.

The site, with a  $V_{S30}$  of 126 m/s, is attributed to soil class D in EC8 and F in SIA261.

The theoretical shear-wave transfer functions, determined using the  $V_S$  profiles, predict a wide double peak between 1.2 and 1.8 Hz, in good agreement with the peak of the empirical amplification function measured at SWERG.

# 1 Introduction

The station SWERG is part of the Swiss Strong Motion Network (SSMNet). The station was installed on 17 September 2020 in the framework of the second phase of the Swiss Strong Motion Network (SSMNet) renewal project (Fig. 1). In order to better characterize the underground of the station, a passive array measurement and an SCPT test were performed in Werdenberg.

The site is located in eastern Switzerland close to Liechtenstein, few kilometers from the two accelerometric stations SBUH and SBUA2, both located in Buchs (SG). From a geological point of view, the site lies on alluvial sediments in direct contact with the underlying Helvetic nappes.

The passive seismic campaign was carried out on 4 December 2020 with the goal to characterize the soil column in terms of fundamental frequency and shear wave velocity. During the passive array measurement, gusts of wind affected the first half hour of the measurement. The frequency and the intensity of the wind decreased during the measurement. West of the small pond north of station SWERG, a CPT and an SCPT measurement had been performed on 2<sup>nd</sup> August 2018.

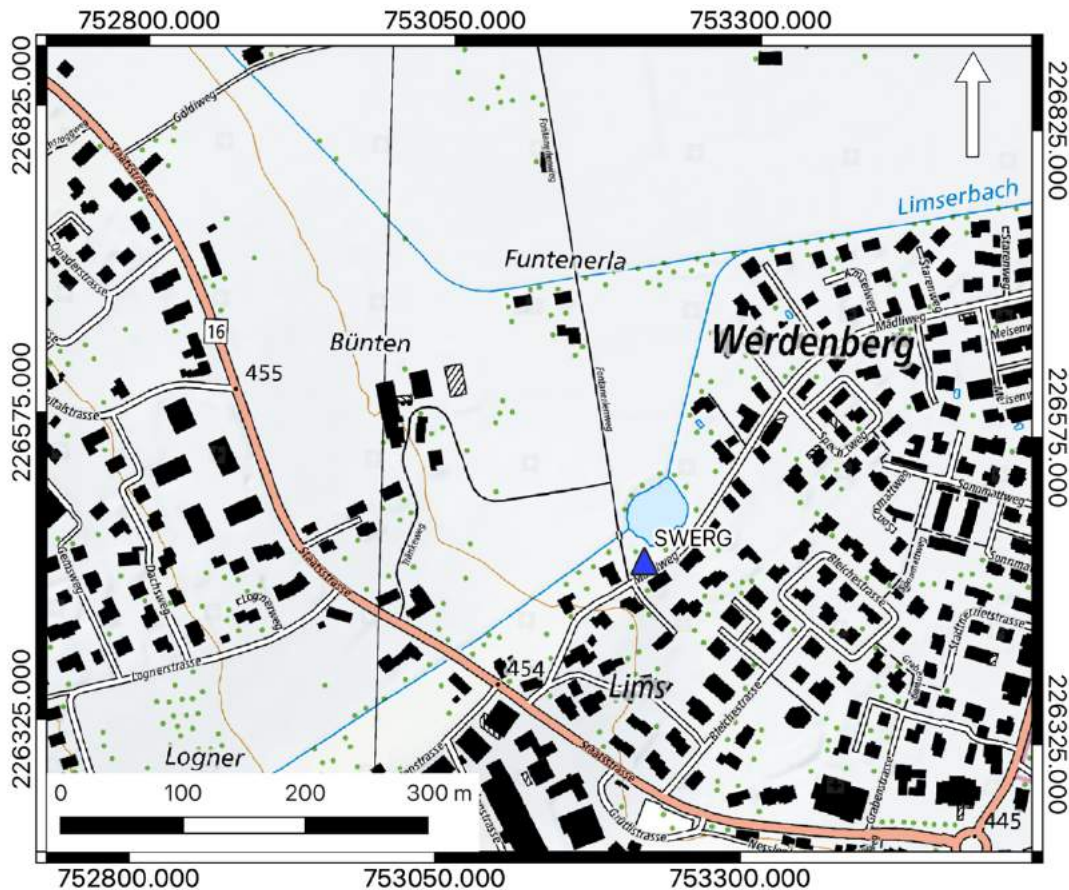


Figure 1: Map showing the location of the strong motion station (blue triangle) in Werdenberg. Source: Federal Office of Topography.

## 2 Geological setting

A geological map of Werdenberg with the location of the stations deployed for the passive array and the permanent station SWERG is shown in Fig. 2. Station SWERG and fourteen of the deployed stations lie on undifferentiated alluvial sediments. The two remaining stations, instead, were located on river gravels.

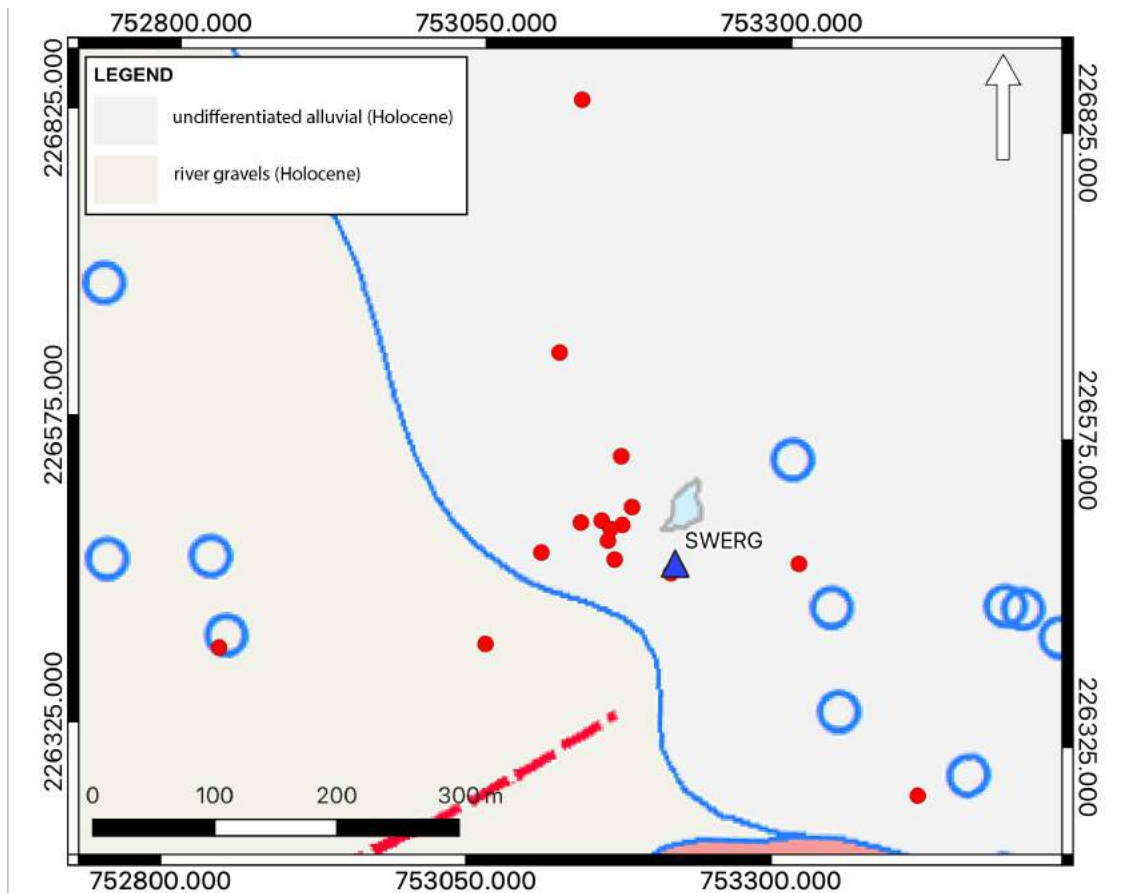


Figure 2: Geological map of the investigated area. The stations of the passive array recordings are indicated by red dots, whereas the position of the strong-motion station SWERG is shown by a blue triangle. Source: Federal Office of Topography.

### 3 Cone penetration test (CPT)

The CPTu data were recorded down to 17.5 m, where a rather stiff gravel layer prevented the probe to reach the target depth of 30 m. The company Geoprofile GmbH, which performed the measurement, compiled a geotechnical report (see attached report: **60-1115 CPT SED Grabs\_be02\_Ver01.pdf**), evidencing a soil column that could be roughly divided in two parts. We can define a first soft layer, between 0 and 7.6 m, dominated by clay with important amounts of peat and silt. A second layer, extending from 7.6 to 17.2 m, is mainly composed by mildly compacted sand, interbedded with clay, silt and peat. The geotechnical report is complemented by a liquefaction potential assessment analysis, developed at the 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 and 40 km distance, respectively. For this analysis we assumed a  $V_{S30} = 180$  m/s, the minimum velocity allowed in the GMPE model by Boore and Atkinson (2008), and a ground water table at 1.2m. The results are summarized in Fig. 3, showing the liquefaction probability as function of depth (vertical axis) and soil behavior type index (horizontal axis). The analysis evidences moderate liquefaction probability in the second layer dominated by sand, especially in the depth interval ranging from 7.6 to 10.7 m. However, the relatively large content of plastic material (e.g. clay) is expected to hinder the overall liquefaction potential or to rather promote important permanent strain levels.

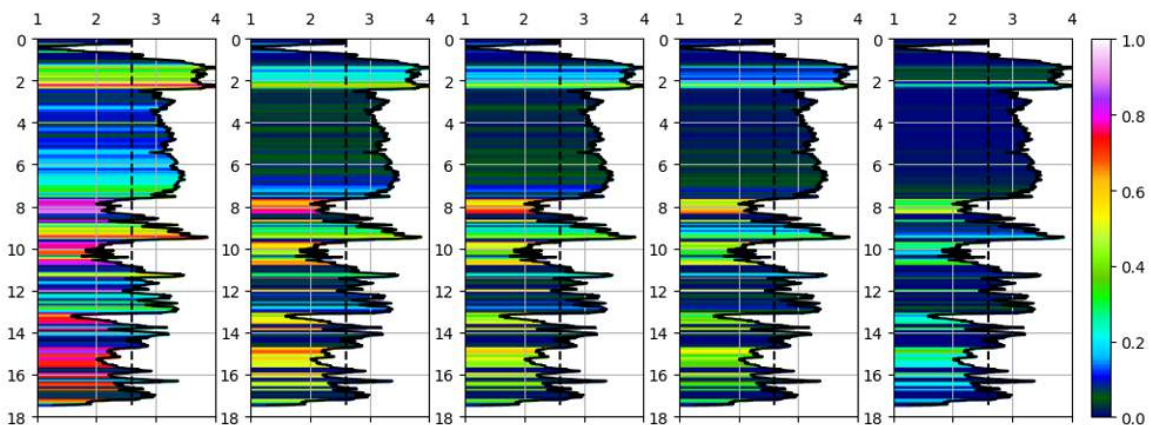


Figure 3: Liquefaction probability estimated at the measurement site for an earthquake ( $M_w$  6.0) at 0, 5, 10, 20 and 40km of distance.  $V_{S30}$  and depth of ground water table are set to 180 m/s and 1.2m, respectively. The vertical dashed line denotes a soil behavior type index of 2.6, separating silty sand from silty clay (the latter are expected to experience only large strains, not liquefaction).



## 4 Seismic cone penetration test (SCPT)

The cone penetration test (CPT) carried out in Werdenberg was accompanied by an invasive seismic survey (SCPT, Robertson et al., 1986) with the purpose of estimating the surficial  $V_s$  profile.

### 4.1 Data acquisition

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 16 m depth. At each deployment, a controlled seismic 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 ends (so that the excitation is parallel to one of the horizontal components of the geophone, labelled Y in this case). The chosen sampling interval was  $33.2 \mu\text{s}$ , the window length 0.47 s.

Fig. 4 (left) shows the seismogram acquired by the geophone component oriented parallel to the direction of the sledgehammer blow (labelled Y), hence the component more suitable for recording the generated SH-wave. For the purpose of picking, the seismic traces were pre-processed by applying a low-pass filter with corner frequency of 50 Hz (right panel). The SH-wave first break arrivals are relatively clear, and it is possible to distinguish also the P-wave arrivals.

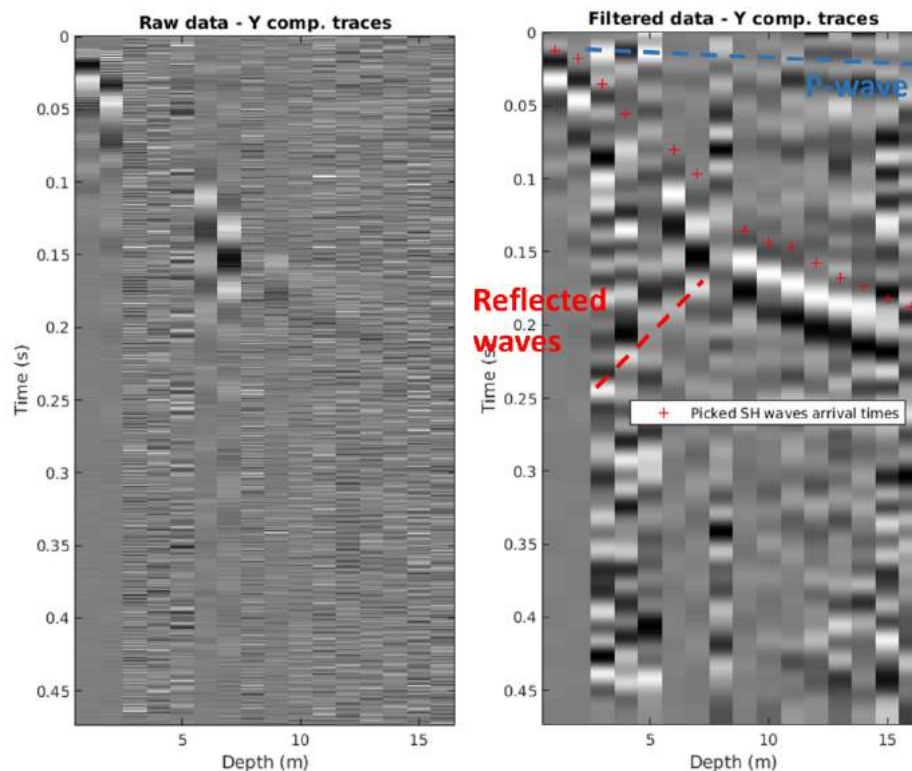




Figure 4: Data acquisition. Left: seismogram composed by the raw traces as acquired by the geophones' horizontal component parallel to the direction of hammer blow. Right: low-pass filtered traces and picked SH-wave first break arrivals (red crosses). P-wave arrivals are highlighted by the blue dashed line.

## 4.2 Processing

SH-wave arrivals were manually picked on the low-pass filtered traces (Fig. 4, right panel, red crosses).

## 4.3 Inversion

The picked SH-wave arrival hodocrone was inverted for the  $V_s$  profile of the investigated subsurface, modelled as a stack of 16 homogeneous layers, each 1 m thick. The inversion approach is a damped least-square inversion, including (vertical) spatial regularization (Tarantola, 2005). The vector of the 20 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 ray-paths relating observed travel-times  $t_{obs}$  to slownesses,  $k^2$  is the damping parameter (assumed as = 1), and  $D$  is the smoothing matrix constraining each slowness  $s_i$  to its upper ( $s_{i-1}$ ) and lower ( $s_{i+1}$ ) neighbour. The obtained vector of slowness estimates  $\hat{s}$  minimizes the distance between modelled and observed travel-times, and at the same time the difference among neighbouring slownesses. To take into account the fact that the seismic ray-paths are not straight lines but deviate according to Snell's law (the source-borehole offset is  $\sim 2$  m), equation 1 is iteratively solved. In the first attempt, matrix  $G$  is built assuming straight ray-paths; then it is gradually corrected using the vector of slownesses obtained from the previous iteration, until the estimated  $\hat{s}$  are stable.

Fig. 5 shows the obtained velocity profile (left panel, blue profile), and the difference between modelled and observed travel-times (right panel). Spatial smoothing appears to ensure the estimation of a profile lacking unrealistic velocity jumps between neighbouring layers (left panel), without compromising the adherence between modelled and observed travel-times (right panel).

For verification, we also derived a  $V_s$  model from the computation of the inverse of the slope of the travel-time hodocrone, evaluated with a moving window spanning – at each step – three neighbouring arrival times. The obtained profile, to be intended as an approximate solution, is shown in the left panel of Fig. 5 (orange line). It matches quite well with the  $V_s$  model derived from the least-square inversion procedure (in blue in the same panel).

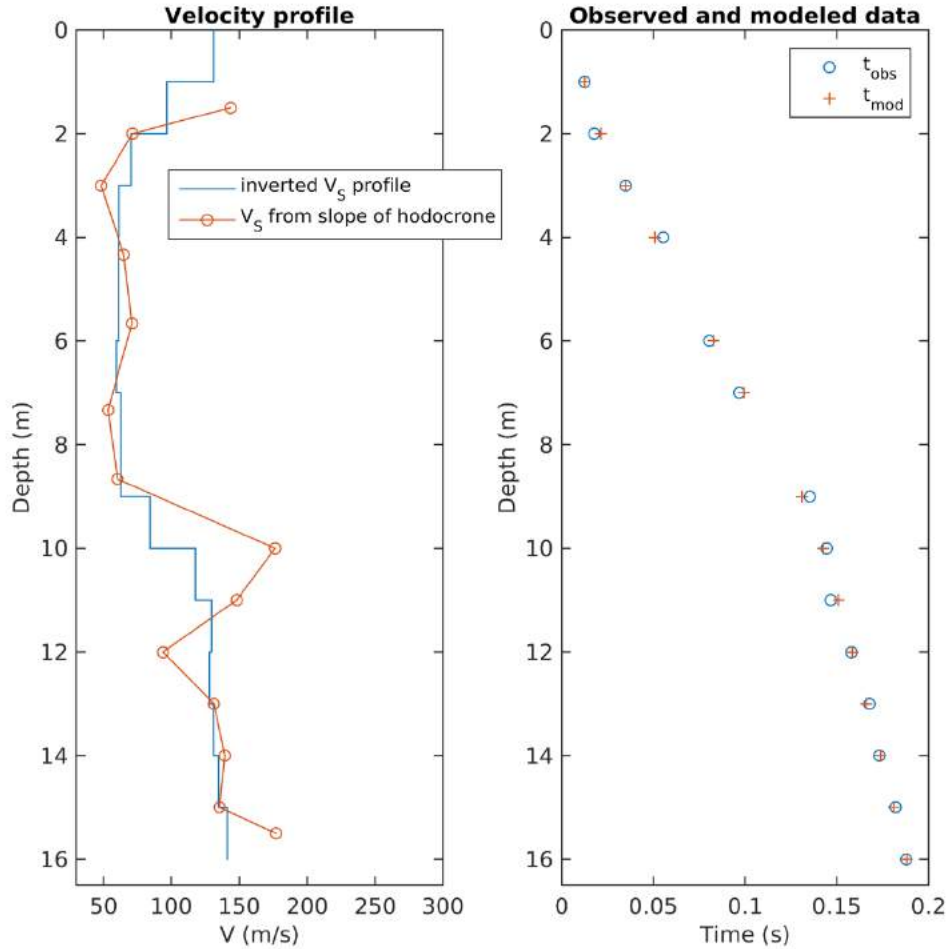


Figure 5: Inversion of the SH-wave travel times for the  $V_S$  model. Left:  $V_S$  profiles obtained from the least-square inversion (blue line) and from the bare inverse of the local slope of the picked hodocrone (orange). Right: comparison between picked (blue dots) and modelled (orange crosses) arrival times as obtained from the  $V_S$  profile from the least-square inversion procedure (last iteration).

#### 4.4 Obtained velocity model and comparison with CPT data

The obtained  $V_S$  model includes a surficial layer (2 m) with S-wave velocity of about 125 m/s, followed by 8 meters (2 – 10 m depth) of extremely soft material ( $V_S \approx 75$  m/s). Then the S-wave velocity increases to about 140 m/s in the depth range 10 – 16 m.

This velocity model correlates quite well with the CPT data (sleeve friction and cone tip resistance, Fig. 6, second panel from left) and with the stratigraphic profile (leftmost panel). The low-velocity layer between 2 and 10 m depth is composed by clay mixed with turf and silt. The underlying formation (10-16 m depth) is made up of sand and silt.

The water pore pressure ( $u_2$ ) profile measured during the CPT survey was inverted to determine the depth of the water table. The experimental profile (blue line, second panel from right in Fig. 6) was collated with a set of synthetic water pressure profiles, each computed at different water table depth in the range 0-16 m (with depth intervals of 1 cm). The minimum misfit was achieved assuming a water table depth of 1.2 m (rightmost plot in Fig. 6); the corresponding theoretical  $u_2$  model is represented in Fig. 6 (second panel from right) with an orange dashed line.

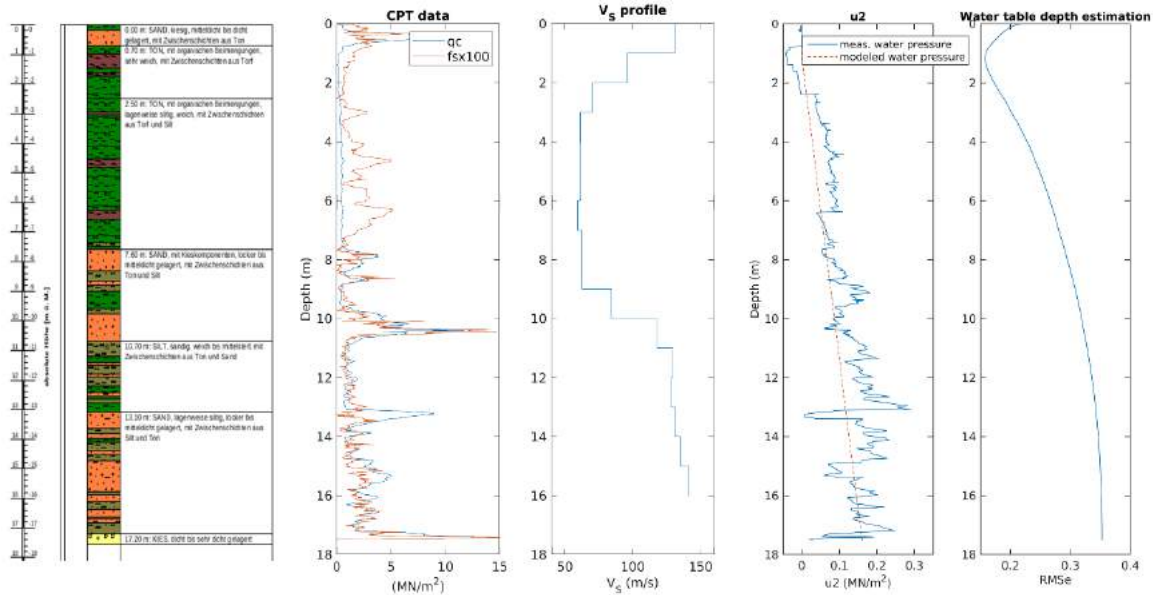


Figure 6: From left to right: 1) stratigraphic log from CPT survey; 2) sleeve friction ( $f_s$ ) and cone tip resistance ( $q_c$ ) profiles from CPT survey; 3) estimated  $V_s$  model from SCPT survey; 4) experimental (from CPT) and best fitting synthetic pore pressure ( $u_2$ ) profiles; 5) misfit of experimental vs synthetic pore pressure profiles, plotted with the assumed water table depth.

## 5 Passive site characterization measurements

### 5.1 Data set

In order to characterize the underground structure around the seismic station SWERG, we performed a passive seismic array measurement in December 2020 (Fig. 7).

A single array of 16 stations was installed using a spiral configuration (Fig. 8). The stations were planned to be located on five rings of increasing radii around a central station. The three inner rings were planned in regular forms with angular distances of 120 degrees between the different stations of the same ring. The three rings had radii of 10, 25 and 60 m, respectively. The central station (SWERG09) was located 55 meters north-west from SWERG. The second and third rings were rotated by 30 degrees with respect to the first and second rings, respectively. The fourth ring was planned to have a distance of 148 m from the central station and to be rotated by 7 degrees with respect to the third ring. The stations of the fifth ring were placed at distances of about 350

m and rotated by 7 degrees. The minimum and maximum interstation distances were around 10 and 630 m, respectively.

Each station consisted of a Lennartz 5s sensor connected to a Centaur digitizer, with the exception of four stations in the central part which had two sensors connected to the same digitizer. The station names of the array are composed of "SWERG" followed by a progressive number from 01 to 16. The array recording time was 175 minutes (10500 s). The station locations were measured by a differential GPS system (Leica Viva GS10) which was set up to measure with a precision lower than 5 cm. This precision was achieved for all sensors.



*Figure 7: Seismic station installation example for the measurement in Werdenberg.*





Figure 8: Layout of the array measurement in Werdenberg. The locations of the stations for the passive seismic measurement are indicated by red dots. The blue triangle indicates the seismic station SWERG. Source: Federal Office of Topography.

## 5.2 H/V and RayDec ellipticity curves

Figure 6 shows the H/V (left) and the ellipticity (right) curves for all stations of the passive array. The H/V curves, determined using the time-frequency analysis method (Fäh et al., 2009), are heterogeneous over the entire frequency range. One peak, interpreted as the fundamental mode, was selected at all sites in the frequency range from 1.03 to 4.64 Hz and with amplitudes between 1.65 and 7.6. This peak indicates the presence of a layer of variable thickness below the investigated area. Its thickness decreases from south-west to north-east. At four sites, all located at the center of the array, a second peak (blue stars in Fig. 9 - left) was recognized between 5.44 and 8.11 Hz.

The ellipticity curves were calculated using the RayDec technique (Hobiger et al., 2009) in order to eliminate the contributions of other wave types than Rayleigh waves and give a better estimate of the ellipticity than the classical H/V technique. The RayDec curves are as heterogeneous as the ones obtained through H/V. The curve in dark green shows the ellipticity computed for the central station; the dark red curve corresponds to the station of the passive array close to the station SWERG.

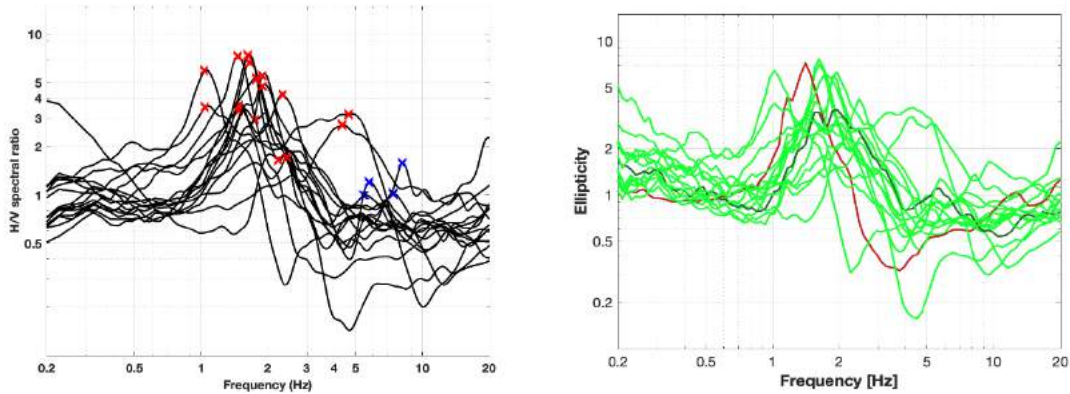


Figure 9: Left: H/V curves of the different stations of the array measurements in Werdenberg with picked fundamental frequency (red cross) and secondary peak (blue cross). Right: RayDec ellipticities for all stations of the array. The curve in dark green is the ellipticity for the station located at the center of the array (SWERG09), whereas SWERG04 (dark red curve) is the closest station to the permanent station.

### 5.3 Polarization measurements

The polarization analysis was performed according to Burjánek et al. (2010) and Burjánek et al. (2012). The results are shown in Fig. 10 for three stations: SWERG09 (array center), SWERG12 and SWERG01. The ground motion is linear and horizontally polarized around the H/V peak at all stations (left column); the strike plot (central column) at this frequency is mainly oriented in a northwestern-to-southeastern direction, i.e. pointing towards the valley center. However, the polarization patterns at all stations are different and no signs for a 2-dimensional polarization effect can be seen.



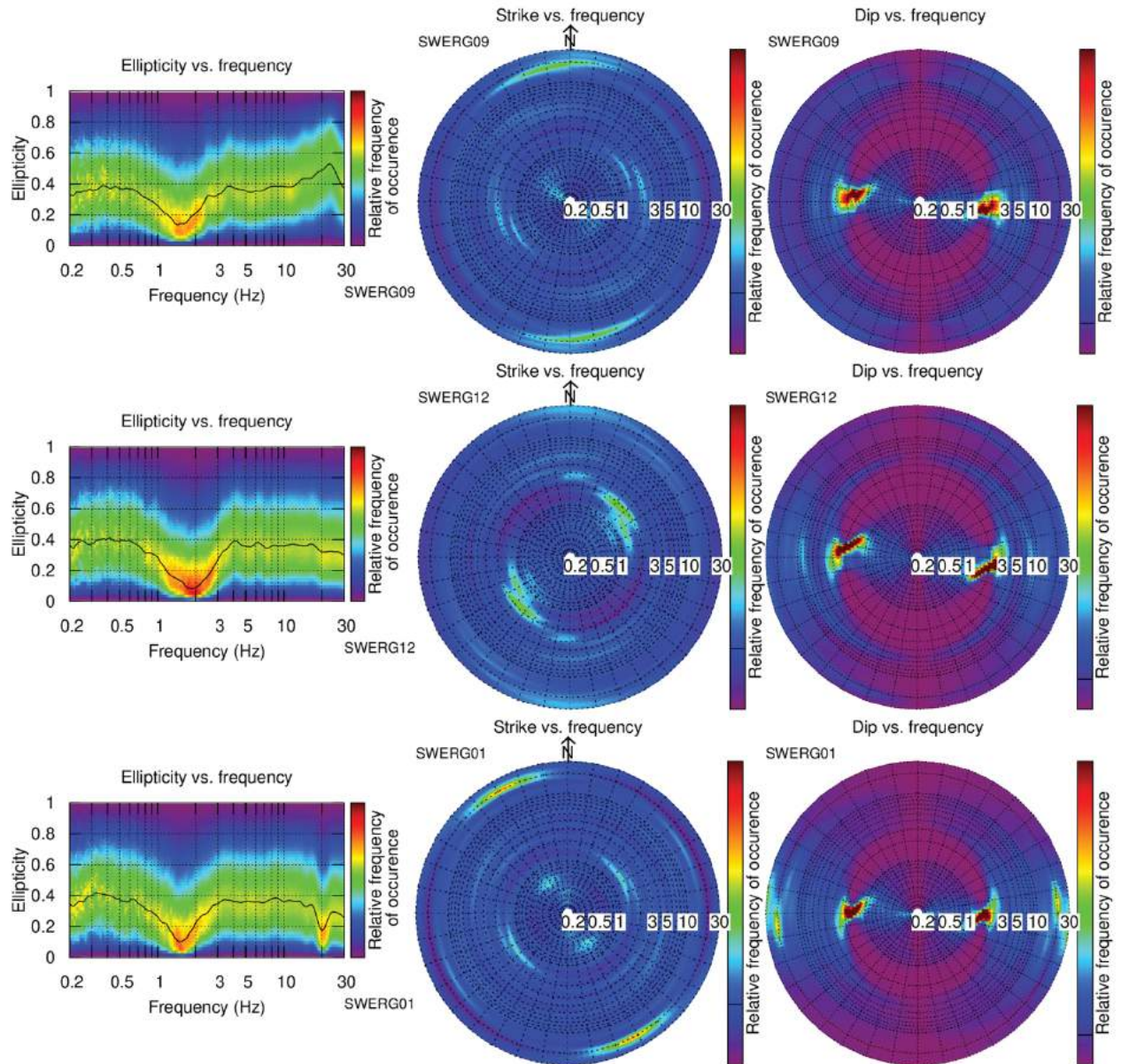


Figure 10: Polarization analysis of station SWERG09, SWERG12 and SWERG01.

### 5.4 3-component high-resolution FK

The results of the 3-component high-resolution FK analysis (Poggi and Fäh, 2010) are shown in Fig. 11, using all 16 stations of the passive array, and in Fig. 12, for the three inner rings and the central station. The results in Fig. 11 show a single dispersion curve for the transverse component between 1.36 and 2.92 Hz and one for the vertical component between 1.39 and 3.80 Hz. Over the same frequency range as the vertical dispersion curve, the ellipticity curve was picked (Fig. 11 – bottom right plot). No dispersion curve was picked for the radial component.

In Fig. 12, using the ten stations located at the center of the array, we computed the dispersion curves for the Love (transverse component) and Rayleigh (radial and vertical components) waves. One curve was picked for the transverse component (1.67-1.99 Hz) and one for the radial

component (1.74-2.45 Hz), while no curve was picked for the vertical component. On the bottom right plot, the ellipticity curve for the radial component is shown. It presents a completely different shape when compared with the ellipticity curve shown in Fig. 11.

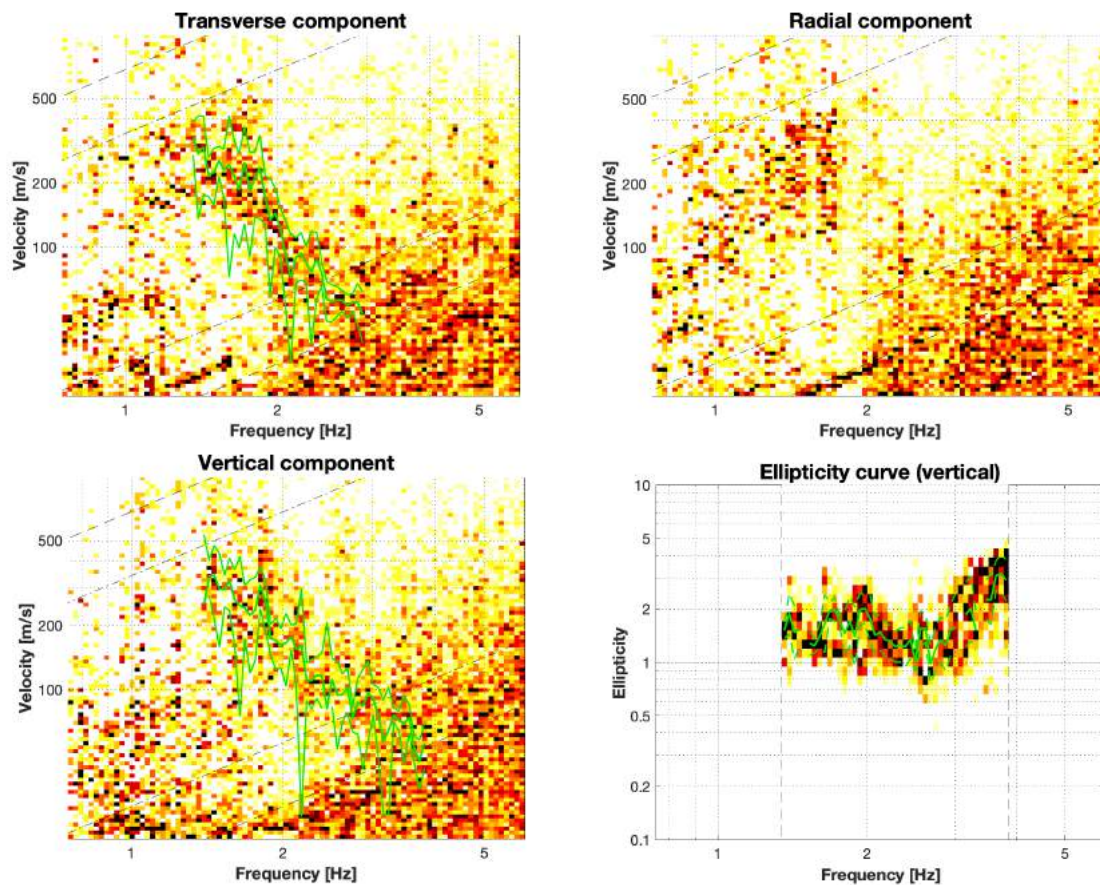


Figure 11: Dispersion curves for the transverse (top left), radial (top right) and vertical (bottom left) components and ellipticity curve for the vertical component (bottom left) obtained with the 3-component HRFK algorithm (Poggi and Fäh, 2010). The dashed and dotted black lines are the array resolution limits. The solid and dashed green lines represent the data picking (central line) and the standard deviation (outer lines).



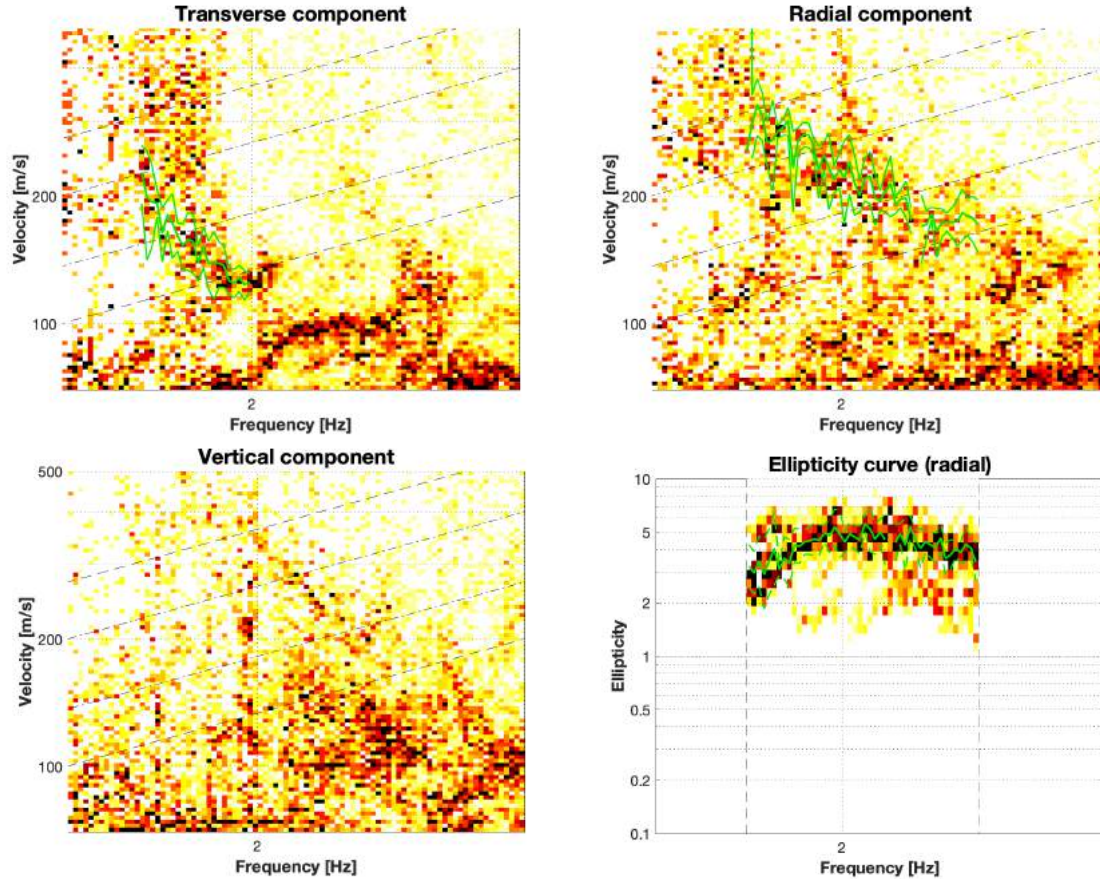


Figure 12: Dispersion curves for the transverse (top left), radial (top right) and vertical (bottom left) components and ellipticity curve for the radial component (bottom right) obtained with the three inner rings and the central station using the 3-component HRFK algorithm (Poggi and Fäh, 2010). The dashed and dotted black lines are the array resolution limits. The solid and dashed green lines represent the data picking (central line) and the standard deviation (outer lines).

## 5.5 WaveDec

The results of the WaveDec (Maranò et al., 2012) processing are shown in Fig. 13. This technique estimates the properties of single or multiple waves simultaneously with a maximum likelihood approach. In order to get good results, the parameter  $\gamma$  must be tuned to modify the sharpness of the wave property estimation between purely maximum likelihood estimation and a Bayesian Information Criterion. Here, a value of  $\gamma = 1$  was used, corresponding to a pure Bayesian Information Criterion estimation and a maximum number of modelled waves equal to 5.

The picking of dispersion curves in WaveDec was performed in the wavenumber-frequency domain. Three dispersion curves were picked: one for the Love waves and two for the Rayleigh waves. The Love wave dispersion curve was retrieved between 1.2 and 2.6 Hz, while the two Rayleigh wave dispersion curves, divided by a small gap, were picked between 1.2 and 1.9 Hz and between 2.0 and 3.2 Hz, respectively. The ellipticity angles for the two picked Rayleigh waves show a flat trend with values around  $\pm\pi/2$  (bottom left) and a positive ellipticity angle decreasing

towards high frequency (bottom right), respectively. While the particle motion of the first mode is unclear, for the second we can define a prograde particle motion over the entire frequency range.

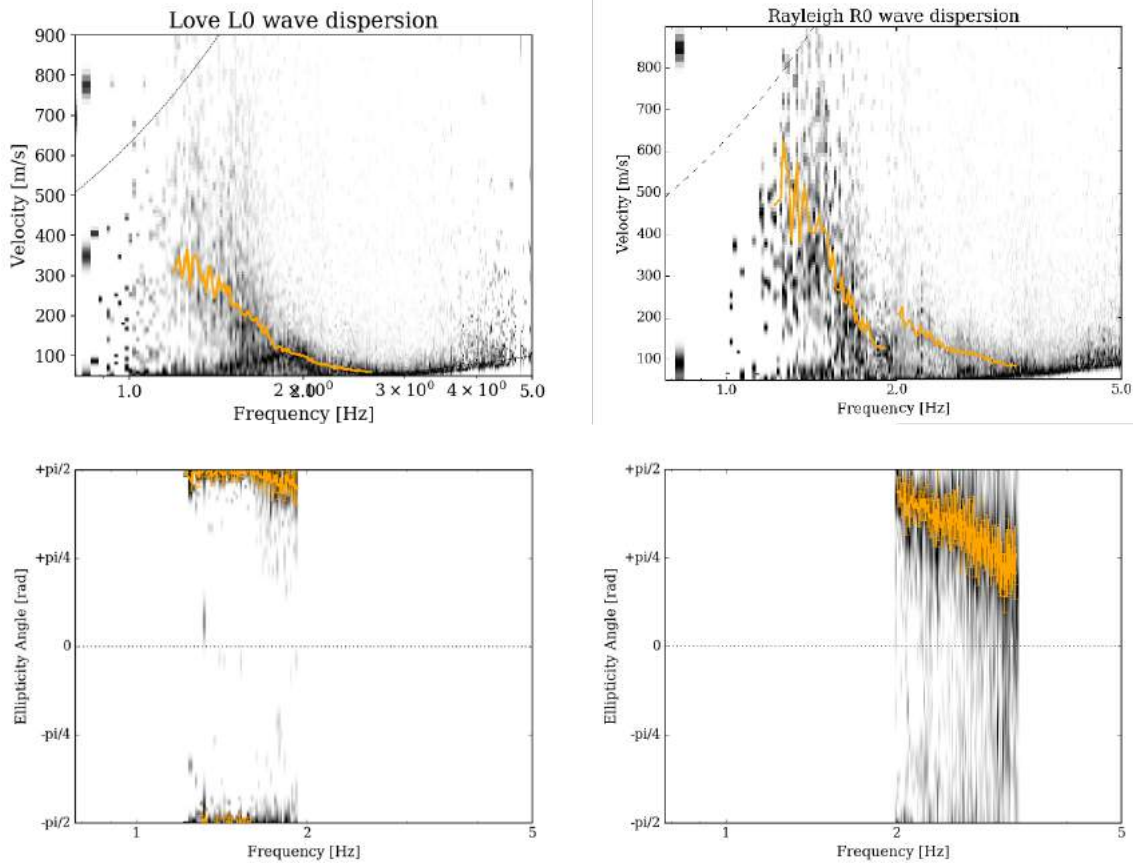


Figure 13: Dispersion curves for Love and Rayleigh waves (top row) and ellipticity angle curves for Rayleigh waves (bottom row) as obtained with WaveDec (Maranò et al., 2012). The solid orange line represents the data picking; the error bars, shown only for the ellipticity angle curves, indicate the standard deviation at each frequency

## 5.6 Modified SPatial AutoCorrelation

The SPAC (Aki, 1957) curves of the vertical components were calculated using the MSPAC (Bettig et al., 2001) technique implemented in geopsy. Rings with different radius ranges are defined and for all stations pairs with distances inside this radius range, the cross-correlation is calculated in different frequency ranges. These cross-correlation curves are averaged for all station pairs of the respective ring and give the SPAC curves. The rings are defined in such a way that at least three station pairs contribute and that their connecting vectors have a good directional coverage.

The SPAC curves for all defined rings are shown in Fig. 14. (central and right columns) The black points indicate the data values which contributed to the final dispersion curve estimation, which

was picked using *spac2disp* of the *geopsy* package. The resulting dispersion curve for the Rayleigh wave only is shown in Fig. 14 (right). The curve was picked between 1.75 and 3.25 Hz

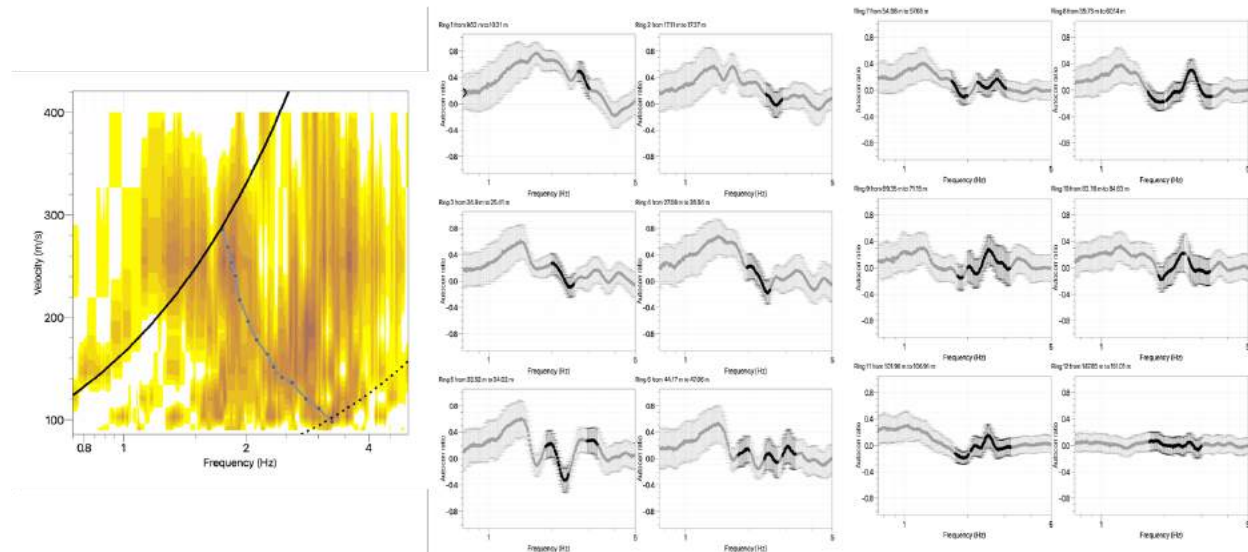


Figure 14: Rayleigh wave dispersion curve (left) obtained using the *spac2disp* module of *geopsy* and autocorrelation functions for all rings (center and right). The solid gray line represents the picked data; the black dashed and dotted lines indicate the array resolution limits.

## 5.7 Summary

Fig. 15 gives an overview of the dispersion and ellipticity curves determined using different methods. For Love waves, WaveDec and HRFK produce very similar dispersion curves with little disagreement in the phase velocity between 1.8 and 2 Hz. For the Rayleigh waves, the two before-mentioned methods and the result of MSPAC show similar curves. The two Rayleigh wave dispersion curves identified using WaveDec and divided by a gap (light blue) may potentially be part of the same mode due to their similarity to all the other curves.

The ellipticity curves retrieved using different methods show a general disagreement around the main peak. The RayDec curve for the central station has a broad peak at about 1.95 Hz, the RayDec curve for the station close to SWERG shows a peak at lower frequency (1.4 Hz) and finally the WaveDec curve shows a possible singularity at intermediate frequencies (1.5 Hz). The ellipticity retrieved from the HRFK radial component matches the broad peak of SWERG09, while the ellipticity obtained for the vertical component shows a completely different shape.

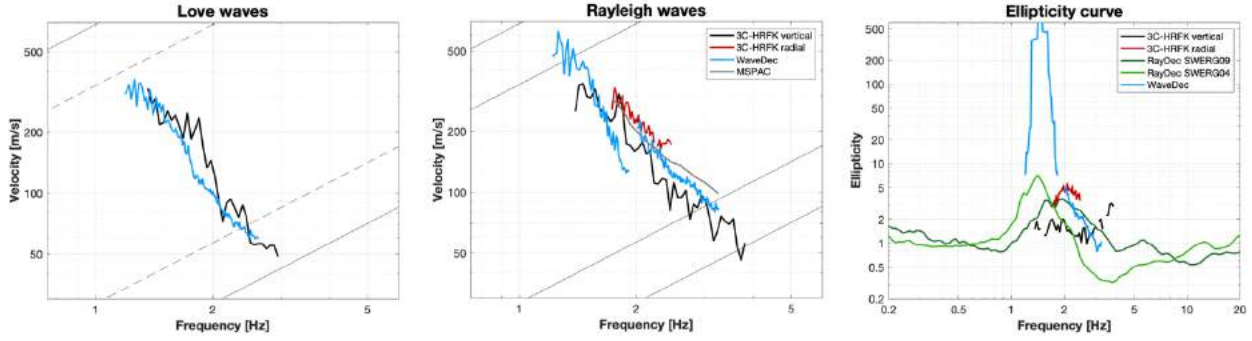


Figure 15: Comparison between the computed dispersion curves (left and center) and the ellipticity curves (right).

## 6 Data inversion

### 6.1 Inversion targets

We performed several inversions combining the information of the dispersion and ellipticity curves. The details of the inversion targets are indicated in Table 1 and the corresponding curves are shown in Fig. 16.

We defined one fundamental mode for the Love waves and one for the Rayleigh waves. Both modes were chosen using the results obtained using WaveDec and HRFK. Concerning the ellipticity, we took one portion of the RayDec curve from station SWERG09 and the descending flank of the WaveDec peak up to 3.24 Hz. The inversion uses the ellipticity angle as target.

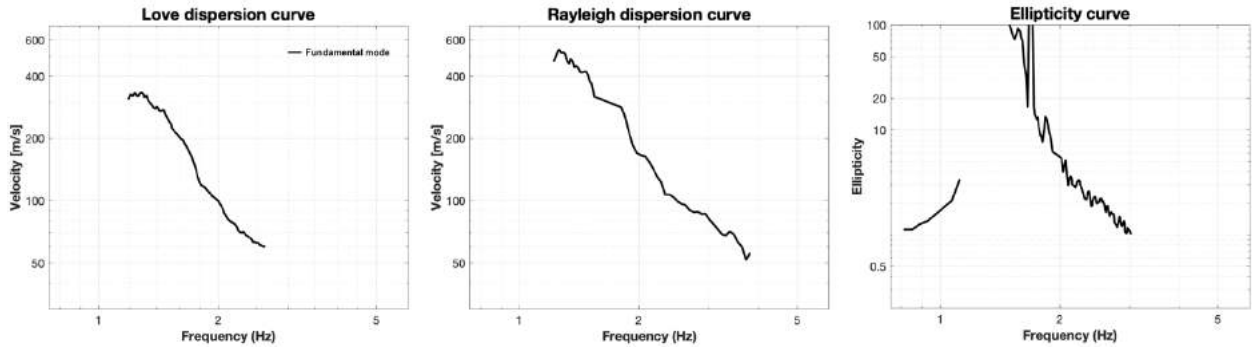


Figure 16: Overview of the dispersion curves used as target for the different inversions. The curves were smoothed to reduce the scatter.

Table 1: List of the curves used as target in the inversion.

Method	Wave type	Mode	Curve type	Frequency range [Hz]
WaveDec	Love	fundamental	dispersion	1.19-2.65
HRFK (T)	Love	fundamental	dispersion	2.61-2.94
WaveDec	Rayleigh	fundamental	dispersion	1.26-1.54
HRFK (V)	Rayleigh	fundamental	dispersion	1.75-3.82
RayDec (SWERG04)	Rayleigh	fundamental	ellipticity	0.80-1.48
WaveDec	Rayleigh	fundamental	ellipticity	1.49-3.24



## 6.2 Inversion parameterization

For the inversion, five different parameterizations were used. The first four inversions involve an increasing number of layers (from 3 to 9) with free values of thickness and velocities. The last parameterization had fixed layer thicknesses and consists of 20 layers with the deepest interface at 300m depth. The S- and P-wave velocities were allowed to range from 10 to 3000 m/s and from 10 to 7500 m/s, respectively. The deepest layer interfaces were allowed to range to a depth of 500 m for all parameterizations. The density was fixed to 2300 kg/m<sup>3</sup> for the bedrock layer and to 2000 kg/m<sup>3</sup> for all the other layers.

## 6.3 Inversion results

We performed 5 inversions with different parameterizations (see Table 2) using the Dinver routine (<http://www.geopsy.org/>). Each inversion run produced 280000 models in order to assure a good convergence of the solution. Ten runs were performed using the same parametrization. The results of the best misfit for each parametrization are shown in Figs 17 – 21.

*Table 2: List of inversions*

Inversion	Number of layers	Number of models	Minimum misfit
SWERG 3l	3	280000	0.36
SWERG 5l	5	280000	0.36
SWERG 7l	7	280000	0.363
SWERG 9l	9	280000	0.387
SWERG fix	20	280000	0.408

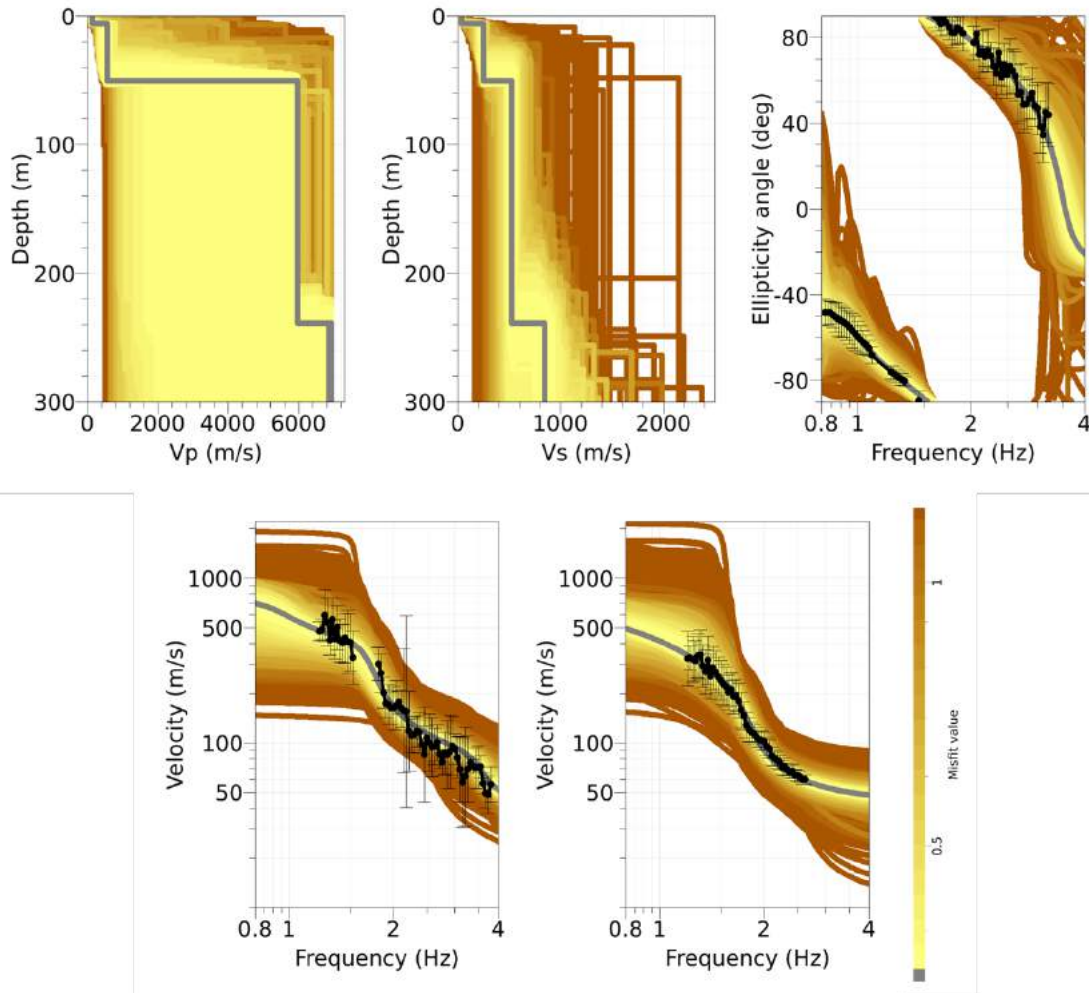


Figure 17: Inversion SWERG 31. Top line: P- and S-wave velocity profiles and ellipticity angle. Bottom line: dispersion curves for the fundamental mode of Rayleigh (left) and Love (right) waves. The black dots indicate the data points used for the inversion, the black bars the standard deviation of the inverted curves, while the gray lines show the best-fitting model.

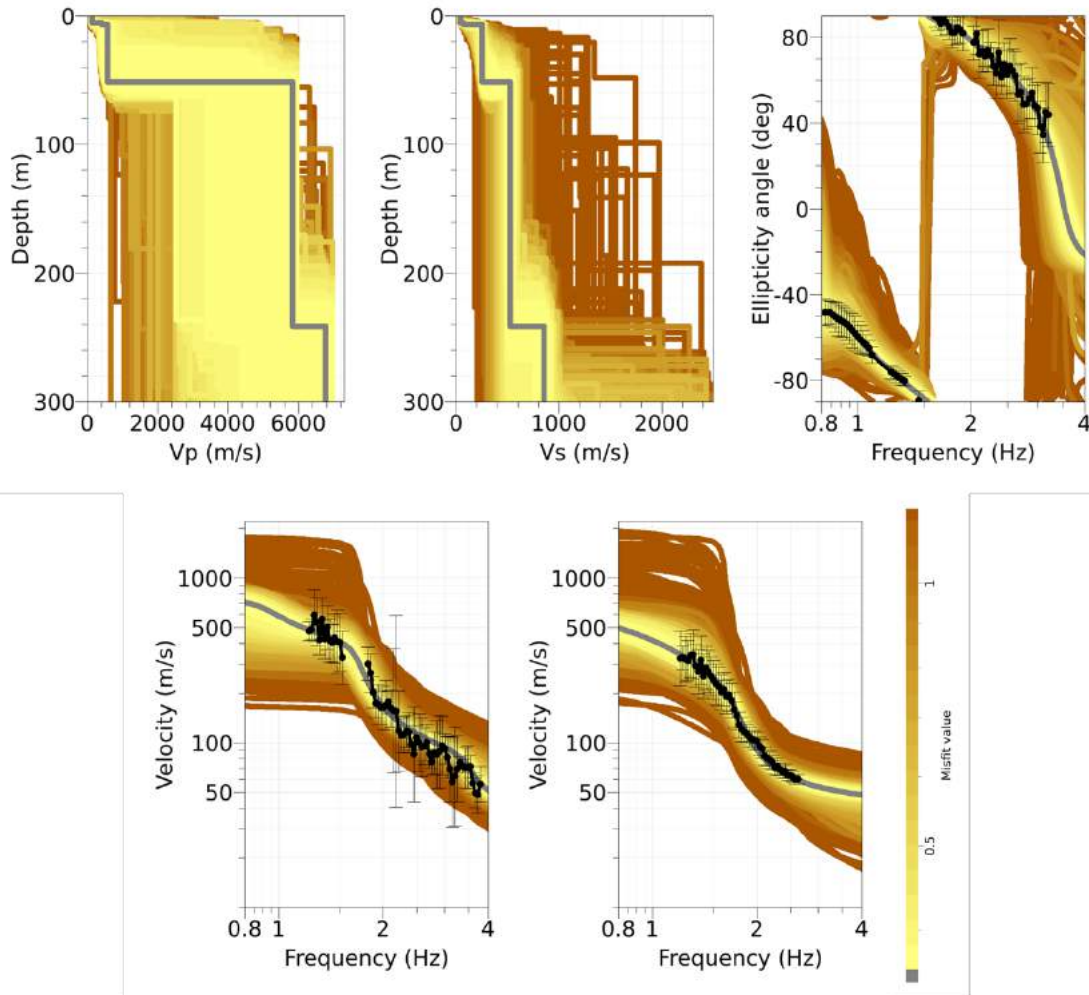


Figure 18: Inversion SWERG 51. Top line: P- and S-wave velocity profiles and ellipticity angle. Bottom line: dispersion curves for the fundamental mode of Rayleigh (left) and Love (right) waves. The black dots indicate the data points used for the inversion, the black bars the standard deviation of the inverted curve, while the gray lines show the best-fitting model.

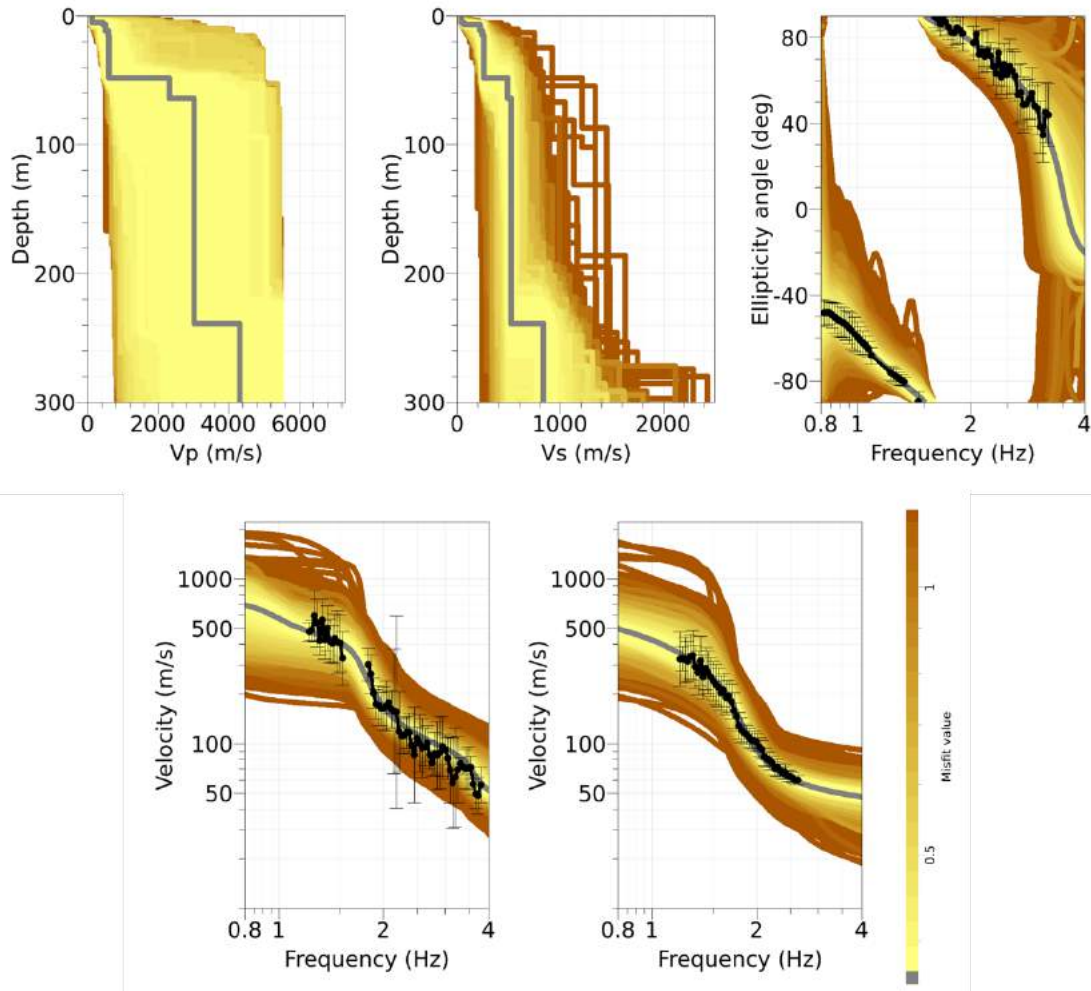


Figure 19: Inversion SWERG 71. Top line: P- and S-wave velocity profiles and ellipticity angle. Bottom line: dispersion curves for the fundamental mode of Rayleigh (left) and Love (right) waves. The black dots indicate the data points used for the inversion, the black bars the standard deviation of the inverted curve, while the gray lines show the best-fitting model.

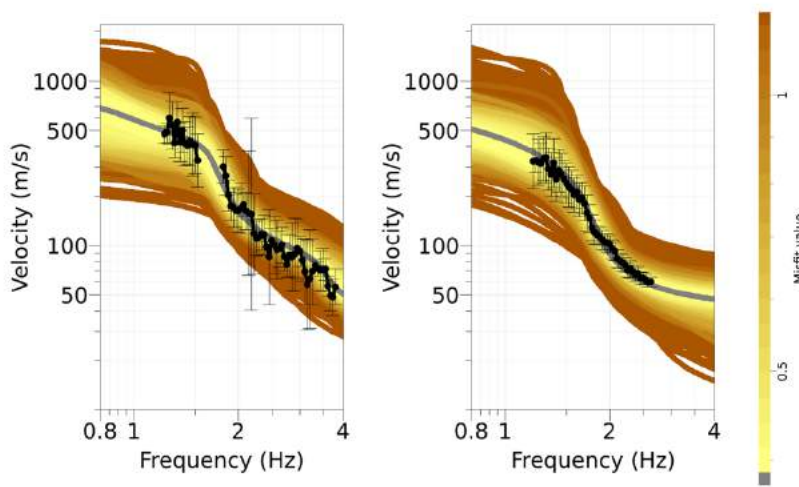
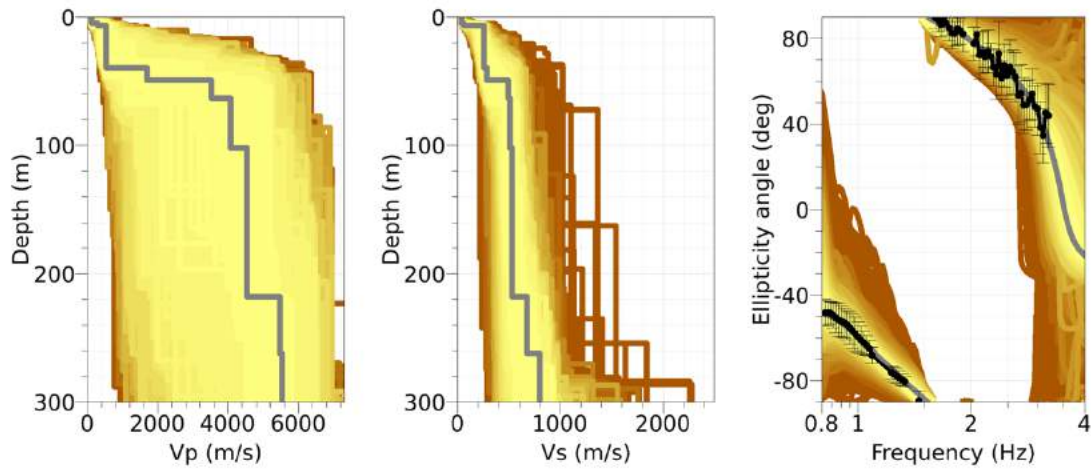


Figure 20: Inversion SWERG 9l. Top line: P- and S-wave velocity profiles and ellipticity angle. Bottom line: dispersion curves for the fundamental mode of Rayleigh (left) and Love (right) waves. The black dots indicate the data points used for the inversion, the black bars the standard deviation of the inverted curve, while the gray lines show the best-fitting model.

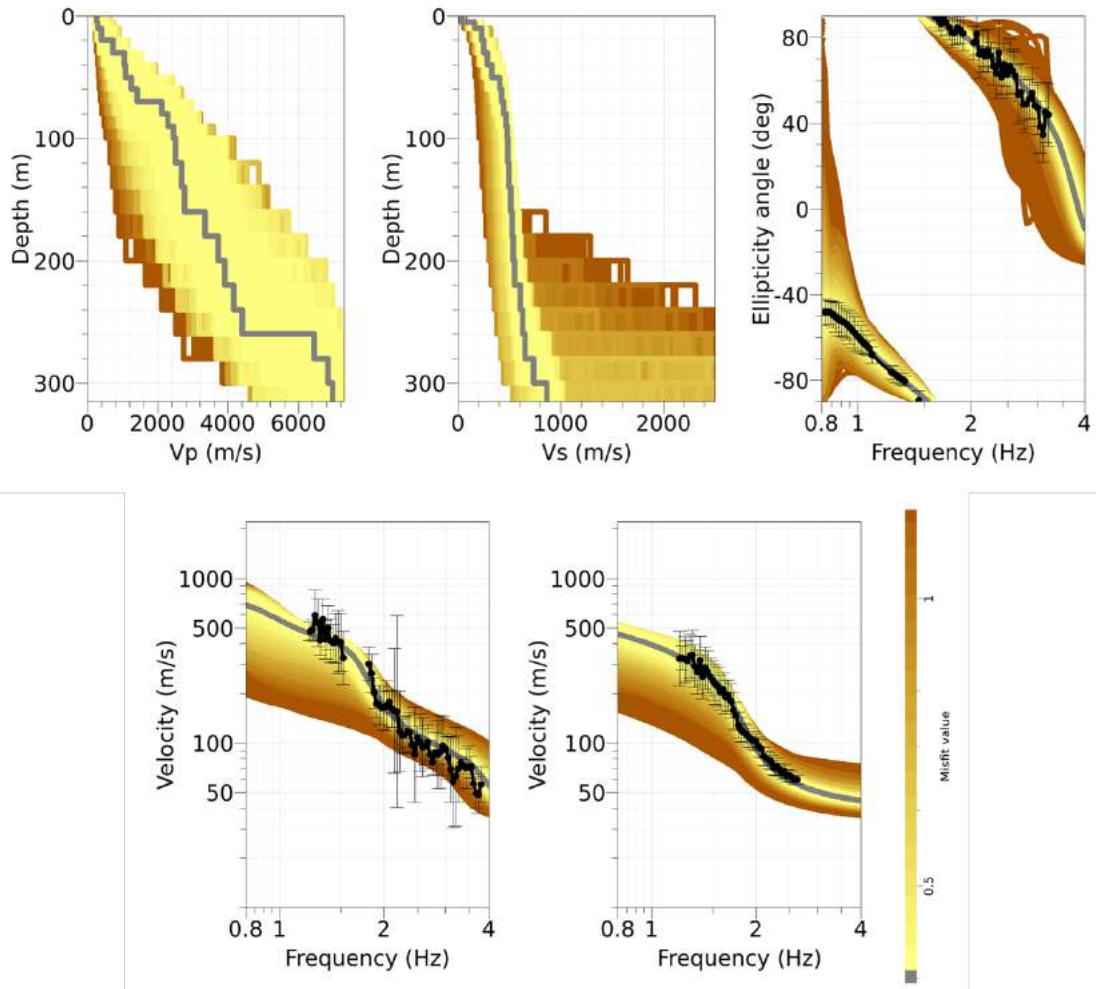


Figure 21: Inversion SWERG fix. Top line: P- and S-wave velocity profiles and ellipticity angle. Bottom line: dispersion curves for the fundamental mode of Rayleigh (left) and Love (right) waves. The black dots indicate the data points used for the inversion, the black bars the standard deviation of the inverted curve, while the gray lines show the best-fitting model.



## 6.4 Discussion of the inversion results

The best-fitting models from each inversion and the result of the SCPT are shown in Fig. 22.

Concerning the inverted velocity profiles, there are several features that all models share. The seismic bedrock is found at depths of about 240 m, with a shear wave velocity of 840 m/s. Above the bedrock, two main discontinuities are visible: at 5-6 m and at 50 m. The first layer has an S-wave velocity of 40 m/s, the second layer is characterized by a velocity of about 250 m/s and the last layer above the half-space reaches a velocity of about 530 m/s. The velocity profile with fixed layers (dashed gray line) shows the same trend as all the other inversions without any strong impedance contrast. The SCPT profile differs from the inversion results, even if the velocity values are similar. The differences may be explained by the difference in location between the dispersion curve measurements and the measurement point of the SCPT measurement, even if the ellipticity information of the station next to the permanent station SWERG was used in the inversion.

The velocity profiles resulting from the different inversions have  $V_{S30}$  between 123.7 and 128.1 m/s, with an average value of  $126.5 \pm 1.7$  m/s.

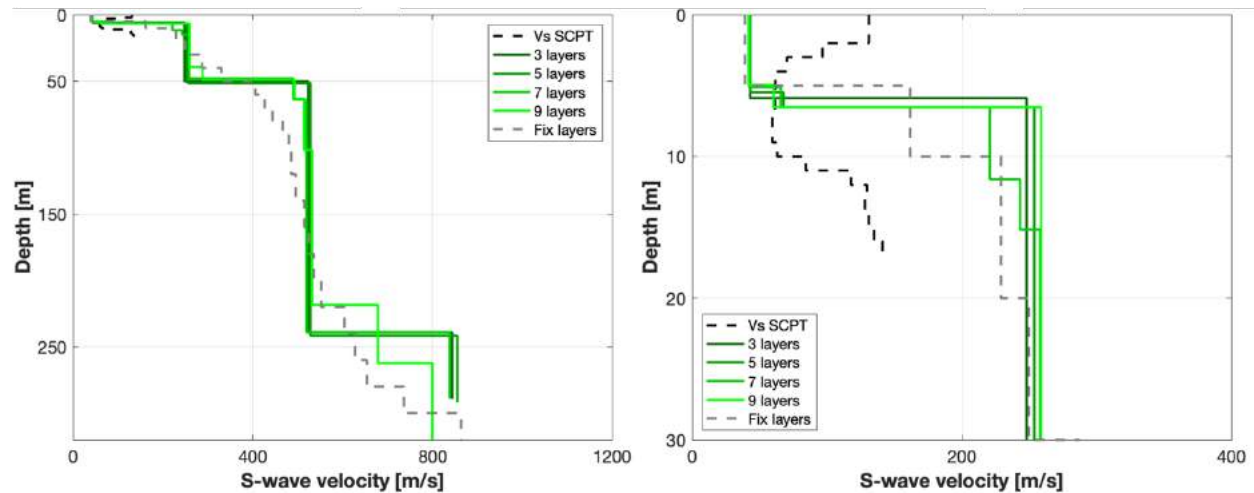


Figure 22: Overview of the best shear-wave velocity profiles of the different inversions (left) and zoom on the upper 30 m.

## 7 Further results from the inverted profiles

### 7.1 SH transfer function

In Figure 23, the average theoretical shear-wave transfer function from the obtained models is shown. In this case, the models predict an amplification up to a factor of 16.4 at about 1.84 Hz. The empirical amplification shown here was computed using the best model (gray curve) of Figs. 17-21. The empirical transfer function, obtained using a low number of events (8-11) is not stable, but shows a good agreement anyway. Instead of a single clear peak, a wide double peak is seen at low frequency for the modeled amplification. At higher frequency, a good fit and similar amplification values can be seen. As soon as the station has recorded a sufficient number of earthquakes, the comparison should be repeated.

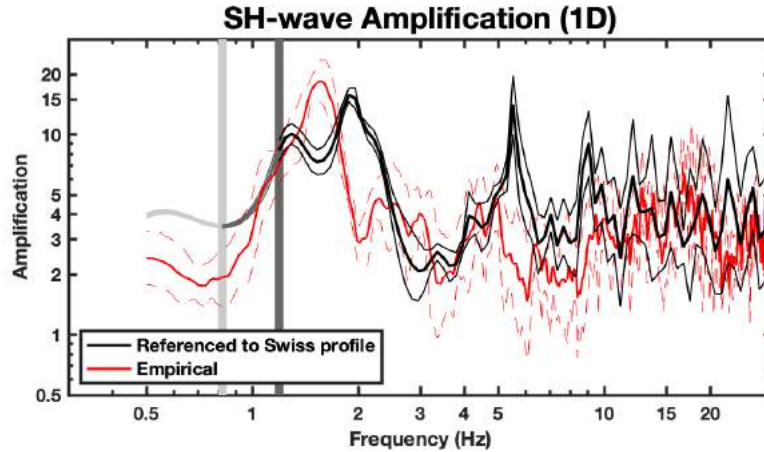


Figure 23: Modeled amplification function and standard deviation (black lines). Red curves represent the empirical amplification (solid line) and its standard deviation (dashed lines) function at the SWERG station.

## 7.2 Quarter-wavelength representation

The quarter-wavelength velocity approach (Joyner et al., 1981) provides, for a given frequency, the average velocity at a depth corresponding to 1/4 of the wavelength of interest (Fig. 24). The results using this proxy, considering frequency limits of the experimental data of 1.2 to 3.8 Hz for the dispersion curves, are well constrained above 30 m. The quarter-wavelength impedance-contrast introduced by Poggi et al. (2012) is also displayed in the figure (bottom row). It corresponds to the ratio between two quarter-wavelength average velocities, respectively from the top and the bottom part of the velocity profile, at a given frequency.

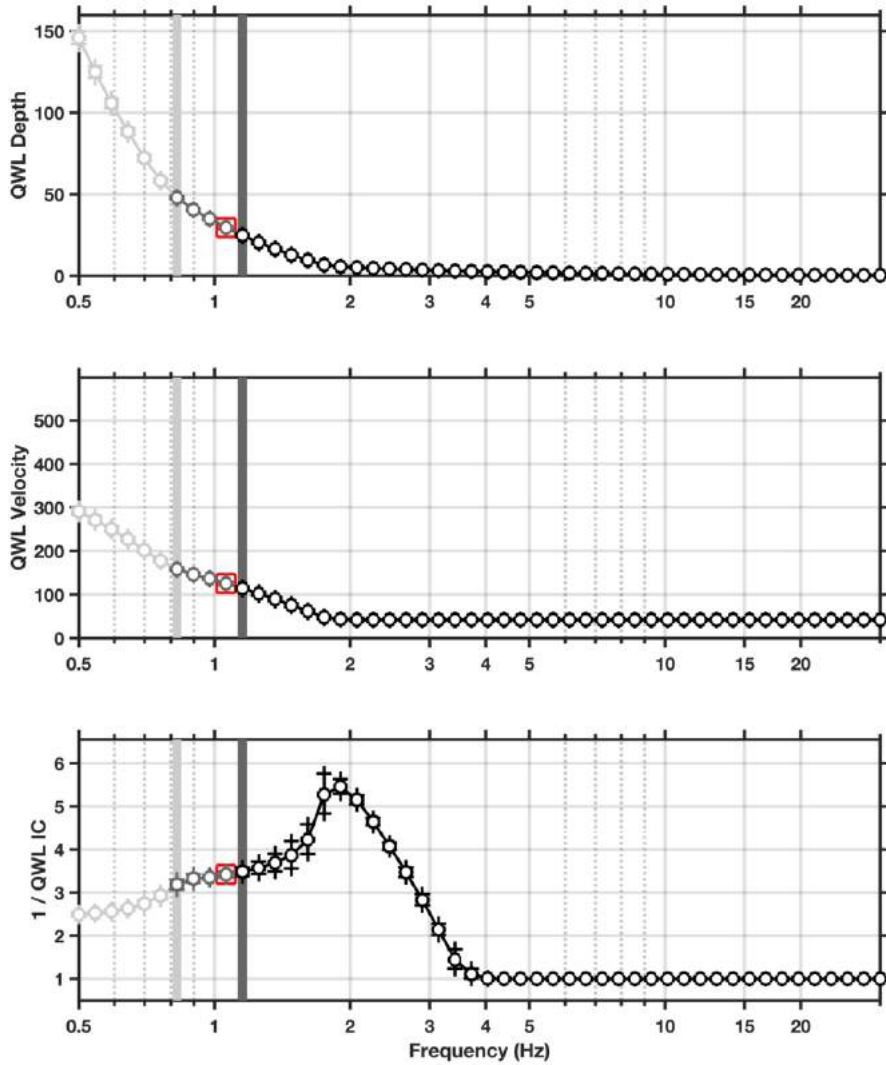


Figure 24: Quarter wavelength representation of the velocity profiles for the best models of the inversions (top: depth, center: velocity, bottom: impedance contrast). The grey light bar shows ellipticity lower frequency value, dark grey bar indicates lower frequency value obtained with dispersion curves and red square corresponds to  $f_{30}$  (frequency related to the depth of 30 m).

## 8 Discussion and conclusions

The Werdenberg passive seismic array was performed on a windy day with morning gusts of wind decreasing in intensity around noon, when the array started to measure.

Using the recordings of the 16 deployed sensors, the data were analyzed using two single-station and three array processing techniques. The computed H/V and RayDec ellipticity curves show a layer of variable thickness underneath the investigated area whose thickness increases from north-east to south-west. The analysis of dispersion curves allowed the identification of one fundamental mode for the Rayleigh waves and one for the Love waves.

The P- and S-wave velocity profiles at Werdenberg were estimated from the surface down to 300 meters. Two intermediate interfaces were estimated at about 5-6 m, with an S-wave velocity of 40 m/s, and one at about 50 m ( $V_s = 530$  m/s). The bedrock is reached at about 245 m, with an S-wave velocity of about 840 m/s. The  $V_{S30}$  value of the site is determined as 126 m/s, corresponding to soil class D in EC8 and F in SIA261 classifications.

The theoretical shear-wave transfer function referenced to the Swiss reference profile predicts an amplification factor up to 16 at about 1.8 Hz and a double peak, in good agreement with the peak of the empirical function at about 1.5 Hz, where the strong motion station is installed.

The analysis performed using the CPT data evidences that for an earthquake with  $M_w = 6$ , moderate liquefaction may occur in the sand layer located between 7.60 to 10.70 meters. However, due to the presence of clay, the liquefaction potential may be reduced.

## Acknowledgements

The authors thank Nora Schweizer and Manuel Studer for their help during the measurements.

## References

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ.*, 35:415-456.
- Bettig, B., Bard, P.-Y., Scherbaum, F., Riephl, J., Cotton, F., Cornou, C., and Hatzfeld, D. (2001). Analysis of dense array noise measurements using the modified spatial and auto-correlation method (SPAC): application to the Grenoble area. *Boll. Geof. Teor. Appl.*, 42:281-304.
- Boore D. M., Atkinson G. M. (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*. 24(1): 99-138. doi:[10.1193/1.2830434](https://doi.org/10.1193/1.2830434)
- Burjánek, J., Gassner-Stamm, G., Poggi, V., Moore, J. R., and Fäh, D. (2010). Ambient vibration analysis of an unstable mountain slope. *Geophys. J. Int.*, 180:820–828.
- Burjánek, J., Moore, J. R., Molina, F. X. Y., and Fäh, D. (2012). Instrumental evidence of normal mode rock slope vibration. *Geophys. J. Int.*, 188:559–569.
- Fäh, D., Gardini, D., et al. (2003). Earthquake Catalogue of Switzerland (ECOS) and the related macroseismic database. *Eclogae geol. Helv.* 96.
- Fäh, D., Wathélet, M., Kristekova, M., Havenith, H., Endrun, B., Stamm, G., Poggi, V., Burjanek, J., and Cornou, C. (2009). Using ellipticity information for site characterisation. NERIES deliverable JRA4 D4, available at <http://www.neries-eu.org>.
- Fritsche, S., Fäh, D., Gisler, M., and Giardini, D. (2006). Reconstructing the damage field of the 1855 earthquake in Switzerland: historical investigations on a well-documented event *Geophys. J. Int.* (2006)166, 719–731
- Hobiger, M., Bard, P.-Y., Cornou, C., and Le Bihan, N. (2009). Single station determination of Rayleigh wave ellipticity by using the random decrement technique (RayDec). *Geophys. Res. Lett.*, 36.
- Maranò, S., Reller, C., Loeliger, H.-A., and Fäh, D. (2012). Seismic waves estimation and wavefield decomposition: Application to ambient vibrations. *Geophys. J. Int.*, 191:175–188.
- Poggi, V. and Fäh, D. (2010). Estimating Rayleigh wave particle motion from three component array analysis of ambient vibrations. *Geophys. J. Int.*, 180:251–267.
- Poggi, V., Edwards, B., and Fäh, D. (2010). Characterizing the Vertical-to-Horizontal Ratio of Ground Motion at Soft-Sediment Sites. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(6): 2741-2756.
- Robertson P. K., R. G. Campanella., ASCE Members, D. Gillespie. and A. Rice, 1986. Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112, 791-803.
- Robertson P. K., and Wride C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*. 35(3): 442-459. <https://doi.org/10.1139/t98-017>
- Tarantola, A., 2005. Inverse problem theory and methods for the parameter estimation. SIAM, Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphia.

# **ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN**

## **STANDORTCHARAKTERISIERUNG GRABS - WERDENBERG 9470 GRABS**

---

**Projekt Nr.: 60-1115  
Bericht Nr.: 1115 / 2**

---

Geoprofile GmbH



**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN  
STANDORTCHARAKTERISIERUNG  
GRABS - WERDENBERG  
9470 GRABS**

Bauherrschaft	
Auftraggeber	Swiss Seismological Service
Adresse	SED – ETHZ Sonneggstrasse 5 8092 Zürich Hr. Walter Imperatori
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	<b>60-1115</b>
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

**Kurzbeschreibung**

Der Schweizerische Erdbebendienst untersucht die Erdbebengefährdung im Rheintal im Kanton St. Gallen.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 3 elektrische Drucksondierung bis in Tiefen von ca. 30 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen für den Untersuchungsstandort Grabs - Werdenberg:

- Abteufen von 1 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 17.55 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU 3);
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten:

Feldarbeiten: 2. August 2018

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	28.09.2018	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



Masstab: 1: 1000

### SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Standortcharakterisierung, Parzelle 71, 9470 Grabs

**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"> <li>– Bestimmung der Sondierstandorte durch Auftraggeber</li> <li>– Auswahl der Messsonde durch Geoprofile GmbH</li> <li>– Vorherige Sättigung des Filter-Elementes durch Vakuum-Lagerung in Sonnenblumen-Öl während 24 Stunden</li> <li>– Nachsättigung vor Ort vor jeder Prüfung</li> </ul>
Einmessen und Nivellement:	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Einmessen der Sondierstandorte durch Auftraggeber</li> <li>– Nivellement durch Auftraggeber</li> </ul>
Testphase:	Keine projektspezifischen Vorkehrungen
Testabbruch:	Siehe Anhang 1, "elektrische Drucksondierung (CPT)" (GEO/APP/001)
Zusätzliche Messungen:	Messung der Scherwellengeschwindigkeiten
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:	Bodenanker
Schubgestänge:	36 mm A.D.
Schutzverrohrung:	Nicht zutreffend
Reibungsminderer:	Integriert in der Messsonde
Penetrometer:	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Typ S15CFIIP15</li> <li>– Unabhängige Messung des Spitzenwiderstands <math>q_c</math>, lokale Mantelreibung <math>f_s</math>, Porenwasserüberdruck <math>u_2</math>, Abweichung von der Vertikale in X- und Y-Richtung (<math>i_x</math> und <math>i_y</math>)</li> <li>– Spitzenquerschnitt 15 cm<sup>2</sup></li> <li>– Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm<sup>2</sup></li> <li>– Netto Flächenverhältnis a: 0.85</li> </ul>

### 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**

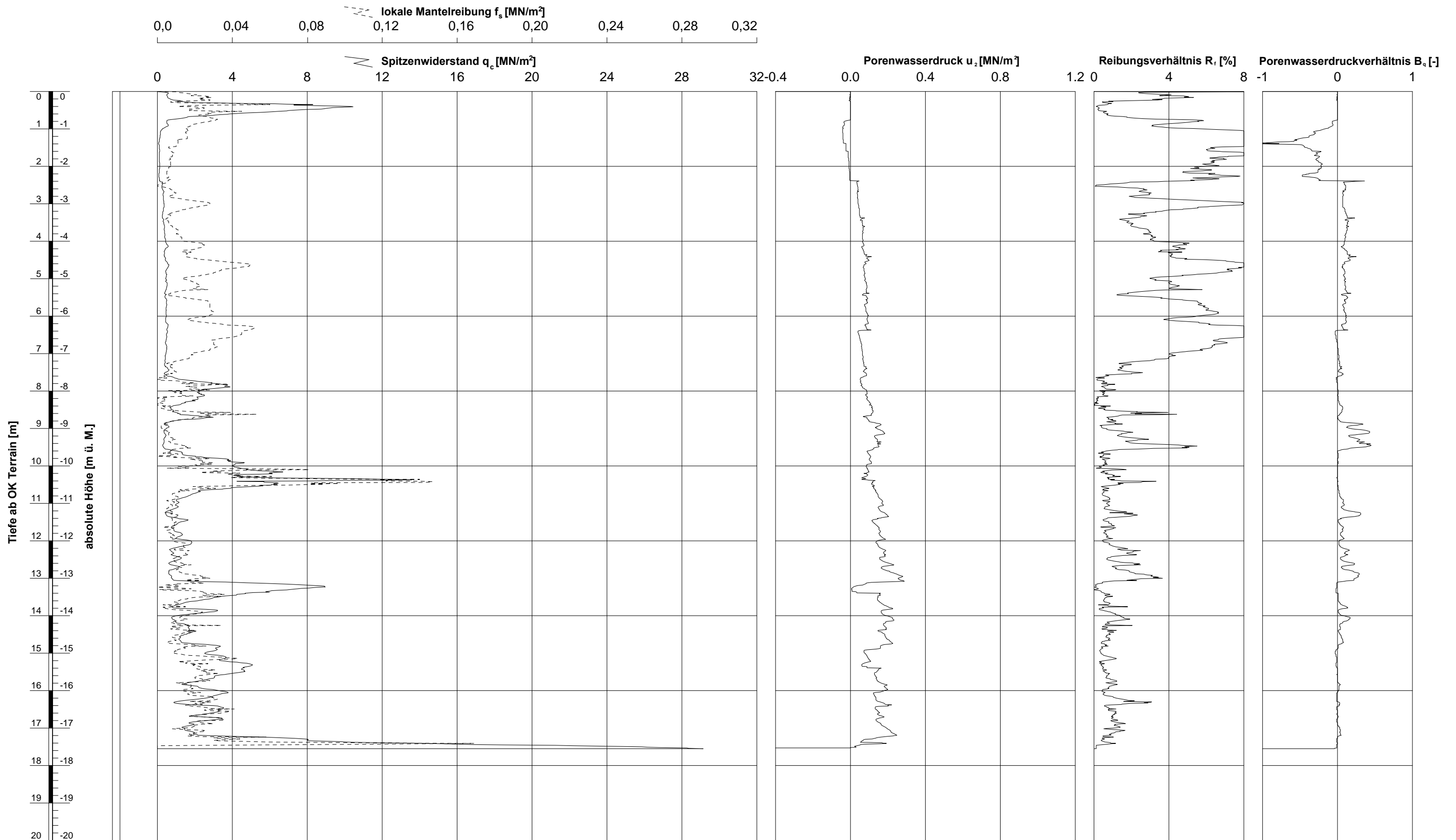
**INHALT**

Beilage

Elektrische Drucksondierung SCPTU 3

B1





Ausführungsdatum : 02.08.2018      Koordinaten : 753219 m O      Messsonde : S15CFIIP15  
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M.      226468 m N      Spitzenquerschnitt: 15 cm<sup>2</sup>  
 Wasser : m ab OK Terrain

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
**Messdaten**  
 Standortcharakterisierung Grabs/Werdenberg

**Sondierung: SCPTU 3**

gezeichnet: Björn Schneider    dd:    kontrolliert:

GeODin-System / CPT Daten A3 CH 1\_100\_v7.GLO / 28.09.2018/05:36:33

**BEILAGE C**  
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION**

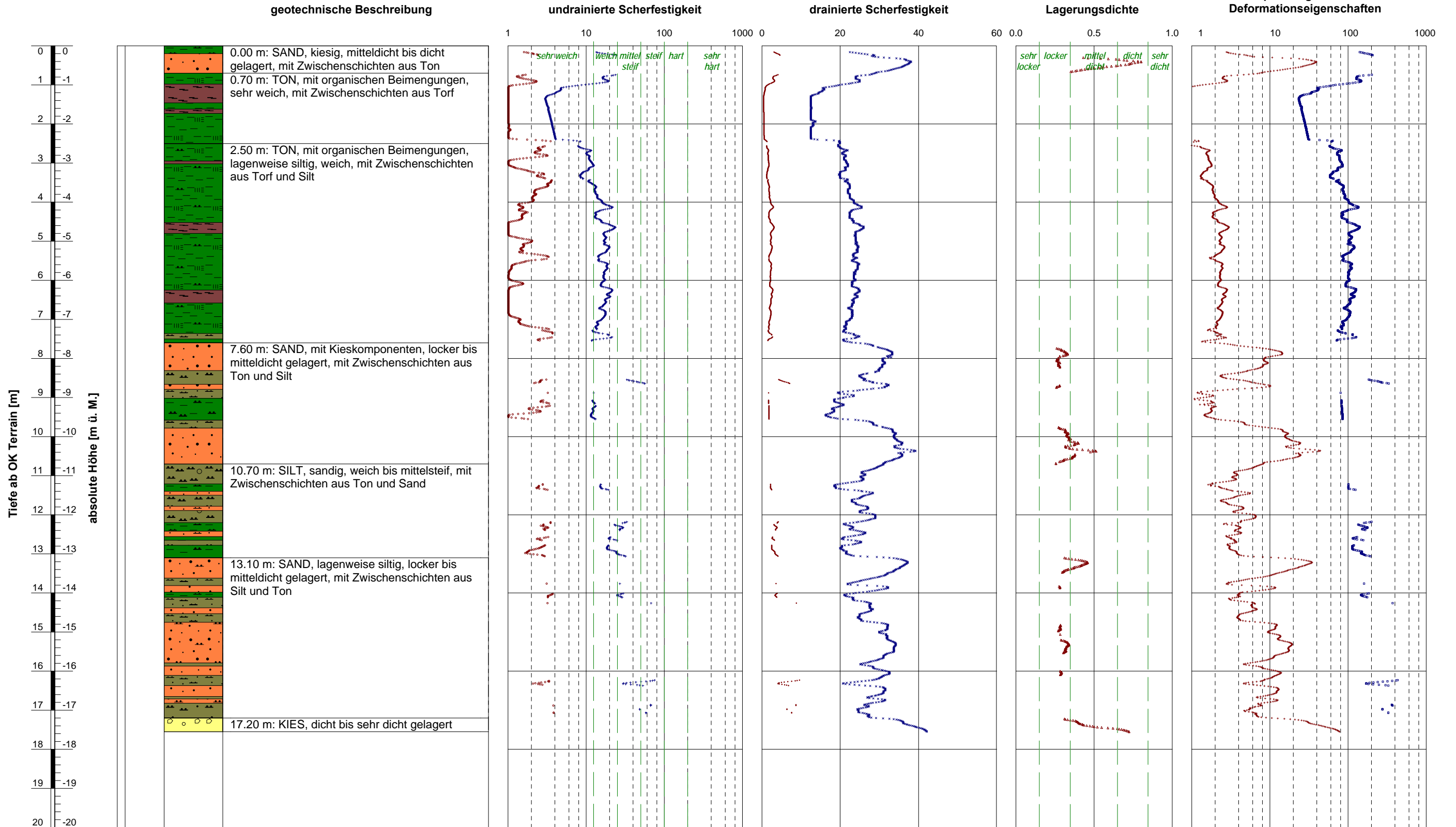
**INHALT**

Beilage

Elektrische Drucksondierung SCPTU 3

C1

- + undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Sensitivität  $S_t$  [-]
- × effektiver innerer Reibungswinkel  $\phi$  [°]
- effektive Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- △ bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  [-]
- Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma_p$  [kN/m<sup>2</sup>]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung  $E_{oed}$  (früher:  $M_{E,1}$  bzw.  $E_s$ ) [MN/m<sup>2</sup>]



Ausführungsdatum : 02.08.2018      Koordinaten : 753219 m O  
 Ansatzpunkt : 0.00                      226468 m N

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte  
 Standortcharakterisierung Grabs/Werdenberg

**Sondierung: SCPTU 3**

**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  $15^\circ$ ,
- 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:

$\sigma_{vo}$  = 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  $\varphi'$  ermittelt werden können. Die effektive vertikale Spannung  $\sigma'_v$  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  $\varphi'$  [°] 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  $\alpha$ -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  $\alpha$ -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  $\sigma'_p$  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  $\varphi'$  ermittelt, ist gemäss [1] auch der horizontale Erdruchedruck bekannt.

**EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN**

Der effektive innere Reibungswinkel  $\varphi'$  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  $\varphi'_{krit}$  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  $\varphi'$  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  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$  (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  $\varphi'$  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:

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

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

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

$\beta$  = 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  $\beta$  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  $\sigma'_p$  (Mesri und El-Ghaffar, 1993):

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

Für die Bestimmung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks  $\sigma'_p$  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  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$
- (b) Empirische Korrelation der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  mit  $q_c$ ,  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$

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)  
 $\approx 1.3$  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:

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

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  $\alpha$  einen Korrelationskoeffizient dar, welcher unter anderem von der Plastizität, Korngrösse, Mineralogie und Spannungsgeschichte abhängt. Mitchell und Gardner (1975) geben Richtwerte für  $\alpha_c$ , 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  $\alpha_n$  zwischen 4 und 8 (Senneset et al, 1989). Die von Geoprofile gewählte Methode betrachtet einen pauschalen Wert für  $\alpha_n$  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  $\sigma'_p$  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  $\Lambda$  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  $\varphi'$  und einem  $\Lambda$  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  $\phi'$ ) 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<sub>o</sub> - 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.