



Schweizerischer Erdbebendienst
Service Sismologique Suisse
Servizio Sismico Svizzero
Swiss Seismological Service

ETH zürich

SITE CHARACTERIZATION REPORT

Fully (VS) - Salle polyvalente "La Châtaigne"

Manuel Hobiger, Paolo Bergamo, Walter Imperatori, Donat Fäh



Last Modification: 22/02/2019

Schweizerischer Erdbebendienst (SED)
Service Sismologique Suisse
Servizio Sismico Svizzero
Servizi da Terratremls Svizzer

ETH Zürich
Sonneggstrasse 5
8092 Zürich
Schweiz
manuel.hobiger@sed.ethz.ch

Contents

1	Introduction	6
2	Geological setting	7
3	Overview of the site characterization measurements	9
4	CPTu measurements	10
5	Active measurements	11
5.1	Acquisition	11
5.2	Pre-processing	12
5.3	P- and SH-wave refraction processing	13
5.4	SH-wave travel-time inversion	15
6	Passive seismic measurements	17
6.1	H/V and RayDec ellipticity curves	18
6.2	Polarization measurements	19
6.3	3-component high-resolution FK	20
6.4	WaveDec	22
6.5	SPAC	24
6.6	Summary	26
7	Data inversion	28
7.1	Inversion targets	28
7.2	Inversion parameterization	30
7.3	Inversion results	30
7.4	Overview of the inversion result	37
7.5	SH transfer function	38
7.6	Quarter-wavelength representation	39
8	Discussion of the results	40
9	Conclusion	40
	References	41
A	Borehole profiles	42
B	Report of the CPTU measurement	61

Zusammenfassung

Das Gelände rund um die Salle polyvalente "La Chataigne" in Fully (VS) wurde als möglicher Standort für eine seismische Bohrlochinstallation identifiziert. Um den Untergrund bezüglich seiner Eignung für solch ein Vorhaben genau zu untersuchen, wurde der mögliche Standort auf dem Areal mit verschiedenen Methoden untersucht. Mittels CPTu-Messungen wurde das Bodenverflüssigungspotential im Falle eines starken Erdbebens untersucht, das jedoch am untersuchten Ort nicht besonders hoch ist. Durch eine Kombination von aktiven und passiven seismischen Methoden wurde das Scherwellengeschwindigkeitsprofil des Untergrunds bestimmt. Die Scherwellengeschwindigkeit beträgt etwa 150 m/s in den oberen ca. 20 m und 450 m/s über den meisten Teil des Untergrunds bis in eine Tiefe von etwa 206 m, wo die Geschwindigkeit auf ca. 1200 m/s zunimmt. V_{S30} , die durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit in den oberen 30 m, beträgt ca. 181 m/s, was Bodenklasse C/D nach EC8 und D nach SIA261 entspricht. Die Messungen ergeben, dass sich der Standort nicht unbedingt für eine Bohrlochinstallation anbietet, jedoch ein sehr interessanter Standort für die Installation einer Oberflächenstation ist.

Résumé

Nous avons étudié en détail le site de la Salle polyvalente "La Chataigne" à Fully (VS), afin d'évaluer l'intérêt d'une installation de station sismique en forage sur ce site. Plusieurs mesures ont été réalisées pour connaître les caractéristiques du sous-sol localement. Les mesures CPTu, par exemple, montrent que le risque de liquéfaction en cas de fort séisme n'est pas très élevé pour ce site.

La combinaison de mesures sismiques actives et passives nous a permis de déterminer le profil de vitesse des ondes S. Ces vitesses sont autour de 150 m/s dans les 20 premiers mètres du sol et sont autour de 450 m/s jusqu'à une profondeur d'environ 206 m, où la vitesse augmente alors à environ 1200 m/s. V_{S30} , la vitesse moyenne des ondes S dans les 30 m superficielles, est d'environ 181 m/s pour le site, correspondant à la classe C ou D du sol suivant la norme EC8 et classe D suivant SIA261.

Nos mesures ont montré que le site ne serait pas particulièrement favorable pour installer une station en forage, mais quand même un site très intéressant pour l'installation d'une station en surface.

Summary

The Salle polyvalente "La Chataigne" in Fully (VS) was identified as a possible site for a borehole seismometer installation. In order to better assess the local underground, we performed site characterization measurements using different techniques in the area, centered at the location in the western part of the area where such a borehole installation would be possible. CPTu measurements show a moderate risk of liquefaction in case of a strong earthquake for the investigated site.

Combining active and passive seismic measurements, we can invert the shear-wave velocity profiles. We find shear-wave velocities of around 150 m/s in the upper 20 m, followed by around 450 m in most of the velocity profile down to about 206 m, where the velocity increases to about 1200 m/s. The V_{S30} value of the site is about 181 m/s, corresponding to soil class C/D in EC8 and D in SIA261.

From the results of our investigation, the site does not seem to be a very good place for a borehole installation, but a very interesting site for a surface installation.

1 Introduction

In the framework of the second phase of the Swiss Strong Motion Network (SSMNet) renewal project, four borehole stations are planned, which shall be located in areas of potential liquefaction in case of a strong earthquake. A possible site was found in Fully (VS), on the site of the Salle polyvalente "La Châtaigne". The location of the study site is shown in Fig. 1.

In order to investigate the site and assess the liquefaction potential, we performed different field measurement campaigns. The liquefaction potential itself was investigated using CPTu measurements, the shallow shear-wave velocity structure using MASW measurements and the deeper structure using a passive seismic array measurement.

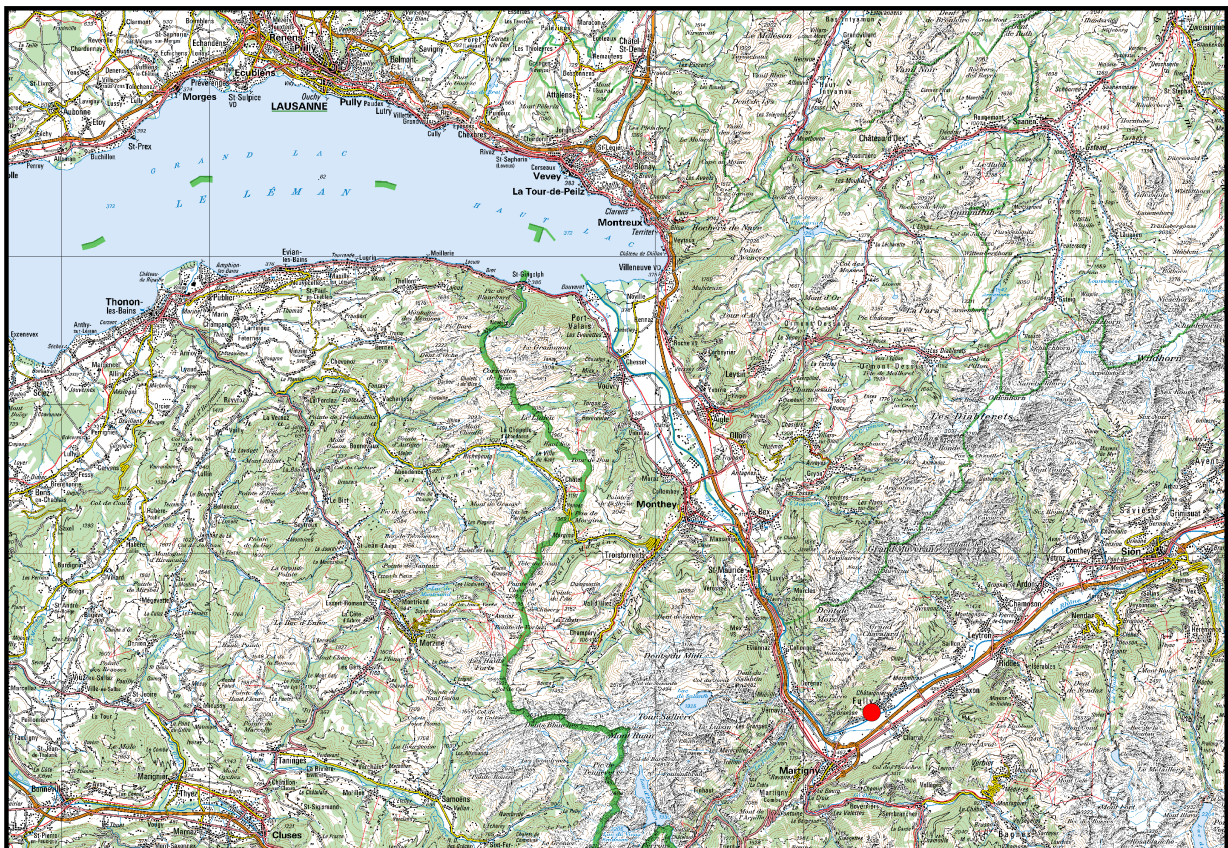


Figure 1: Map showing the location of the potential borehole site (red circle) in the Rhône valley, between Sion and Martigny. ©2018 swisstopo (JD100042)

2 Geological setting

A geological map of the surroundings of the investigated site in Fully is shown in Fig. 2. The investigated site lies on the northern edge of the Rhône valley on alluvial deposits. To the north, creek deposits are found.

On the website <https://geocadast.crealp.ch>, we found several boreholes which have been drilled between 1999 and 2014 and whose borehole logs are publicly available (see Fig. 2). The borehole logs are attached to this report in appendix A. In the following, these borehole profiles will be described more in detail.

The oldest boreholes, called Sondage S1, S2 and S3, were drilled in 1999 and are located to the north-east of the Salle polyvalente. They all reached a depth of 30 m. Although they are located quite close to each other, they show some variability. The upper 1 to 2 m consist of gravels. Below, silt and sand are found (down to 7 m for S1, 5 m for S2 and 3 m for S3), overlying peat (down to about 12 m for S1, 9 m for S2 and 5 m for S3). Below the peat, silt and sand are found for all three boreholes.

More to the east, the two boreholes called Forage S1 and Forage S2 were drilled in 2008 to depths of 30 and 30.5 m, respectively. At this place, the profiles consist of complex layerings of mainly sand and silt layers, with some peat layers in between.

The borehole called Forage F1 was drilled at the site of the current Cycle d'Orientation building in 2012 and reached 40 m of depth. The profile consists of a succession of sand, silt and some peat layers down to about 20 m. Below this value, sand layers with gravels of different sizes dominate down to 40 m.

The two boreholes FP03 (28 m deep) and F3-PP (41 m deep) were located between Sondages S1-S3 and Forage F1. Their profiles show silt in the upper 2 m, followed by sand until 5 m. Below, there is a peat layer down to about 9 to 10 m. Below, sand and gravels are mainly found, with gravels dominating down to 30 m and sands below.

The last borehole, F4-PR, was drilled more to the west and reached 40.5 m deep. Here, silt dominates in the upper 14 m, where sand follows down to 28 m. Below, mainly silt is found down to 34 m and again mainly sand below.

We performed a CPT measurements (see appendix B), which will be presented more in detail later. The geological profile at the measured point CPTU3 consists of a sand layer of 1.2 m at the surface, followed by clay down to 4.25 m. Below, sand with intermediate layers of silt and clay is found down to 7 m, where clay is found down to 10.8 m. Below these layers, sand dominates down to about 24 m with some small layers of silt and clay. From the different boreholes, the area shows a strong variability in its geology.

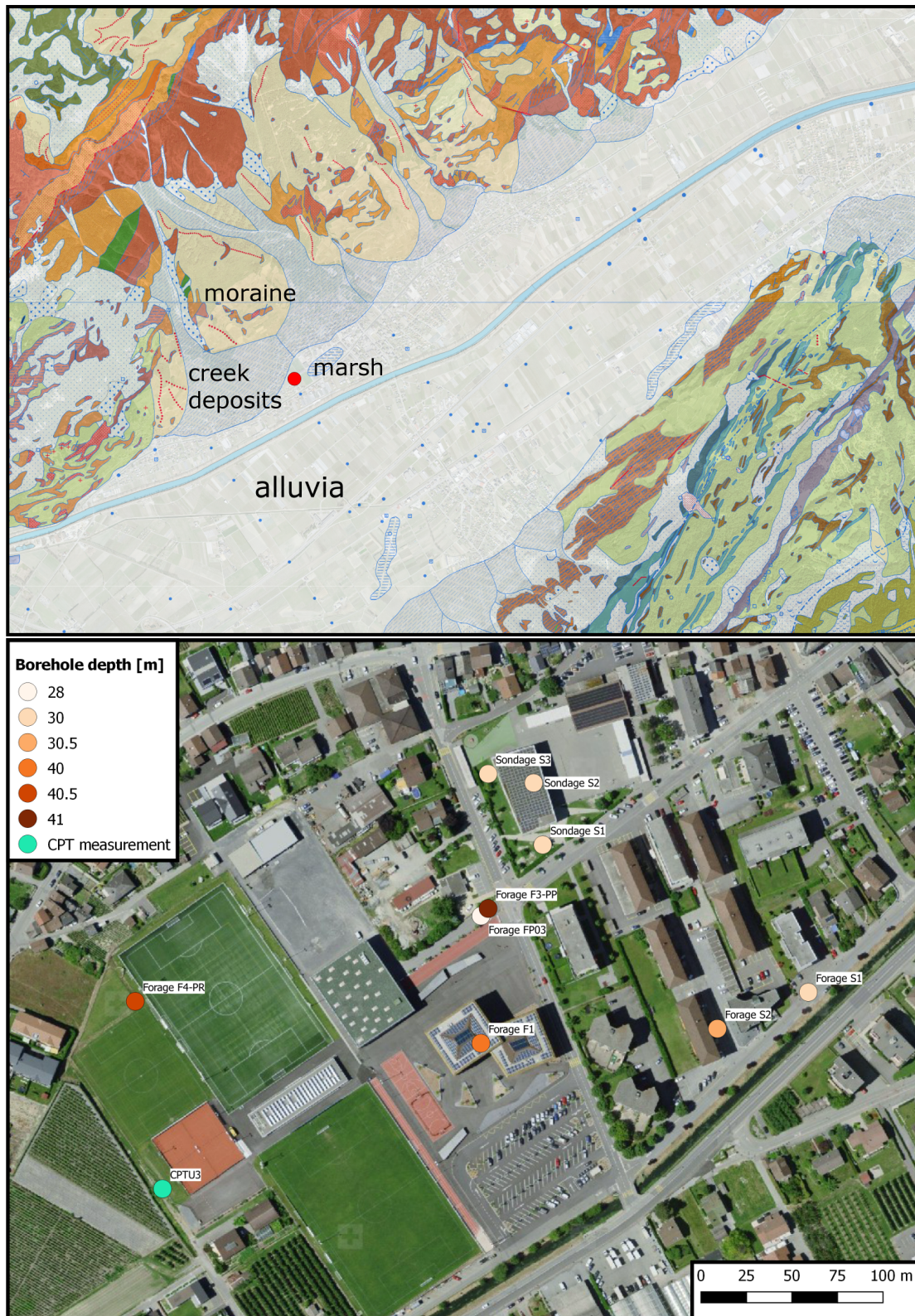


Figure 2: Top: Geological map of the area around Fully. The red circle indicates the location of the Salle polyvalente. Bottom: Map showing the locations of different boreholes with depths between 28 and 41 m, where the measurements are available at <https://geocadast.crealp.ch>. ©2019 swisstopo (JD100042)

3 Overview of the site characterization measurements

To characterize the shallow and deeper underground structure around the planned borehole station, a number of different measurements have been performed. Active measurements have been carried out on 16 November 2017. Passive seismic array measurements were carried out on 12 April 2018. One cone penetration test including pore-pressure measurements (CPTu) was performed by Geoprofile GmbH in August 2018. The locations of all measurements are shown in Fig. 3.

The details and results of the respective measurements will be described in the following.

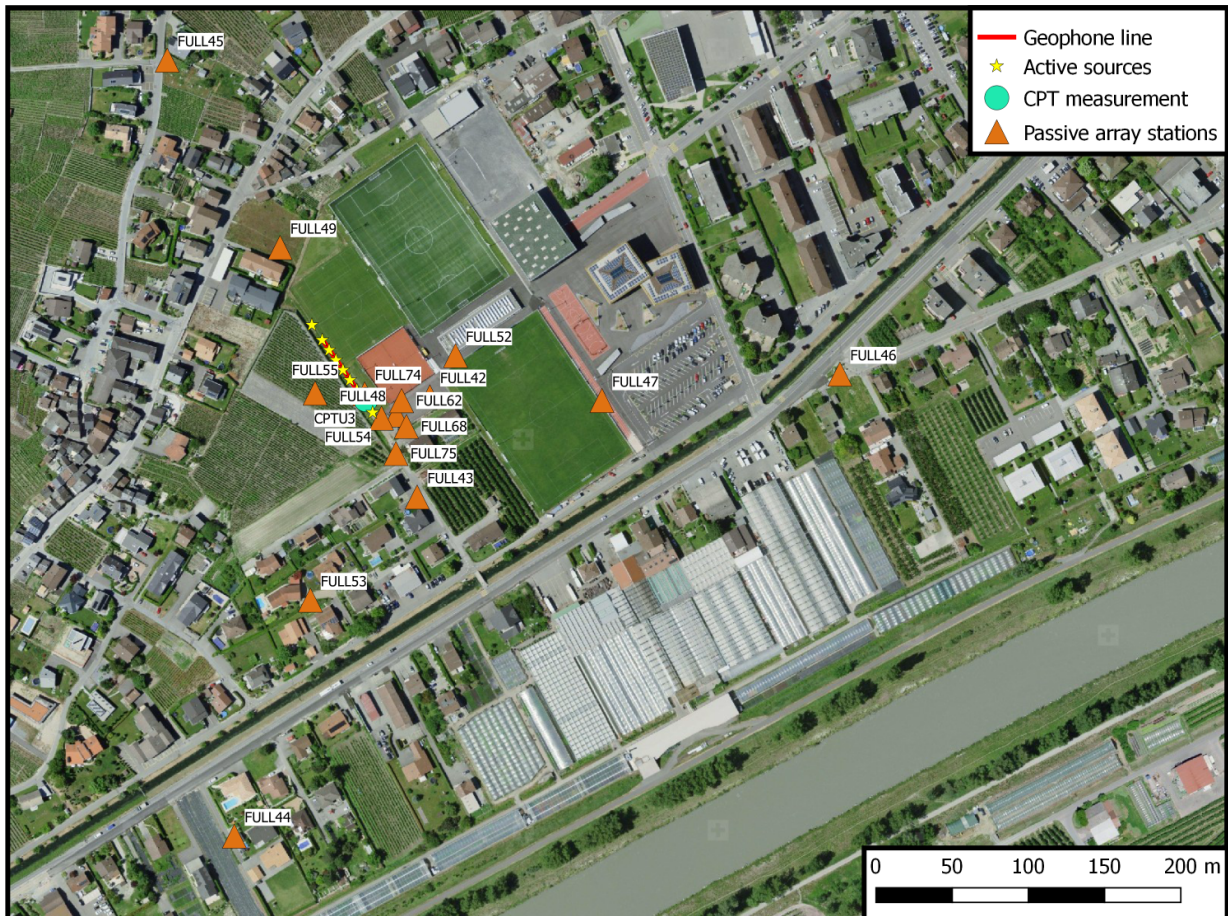


Figure 3: Layout of the different measurements in Fully. The CPTu points are indicated by turquoise points, the geophone line for the active measurements by the red line, the sources for the active measurement by the yellow stars, and the stations for the passive seismic measurement by the large orange triangles. ©2018 swisstopo (JD100042)

4 CPTu measurements

The CPTu data were recorded down to 26.25 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 appendix B), evidencing a rather heterogeneous soil column.

Simplifying, we can define a first layer, between 0 m and 10.8 m, dominated by silty clays, with minor sand content (especially between 4.25 m and 7.0 m). A second layer, extending from 10.8 m to 20.2 m, is mainly composed by compacted sand, with local clay, silt and gravel stratifications. A third layer, between 20.2 m and 26.25 m, is characterized by silty clay (from 20.2 m to 22.3 m), sand (from 22.3 m to 23.8 m) and compacted gravels (from 23.8 m to 26.25 m).

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 and 20 km of distance, respectively. For this analysis, we assume $V_{S30} = 181\text{ m/s}$ based on the later inversion results and the ground water table at 3.3 m. The results are summarized in Fig. 4, 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, in the depth interval ranging from 10.8 m to approximately 16.5 m.

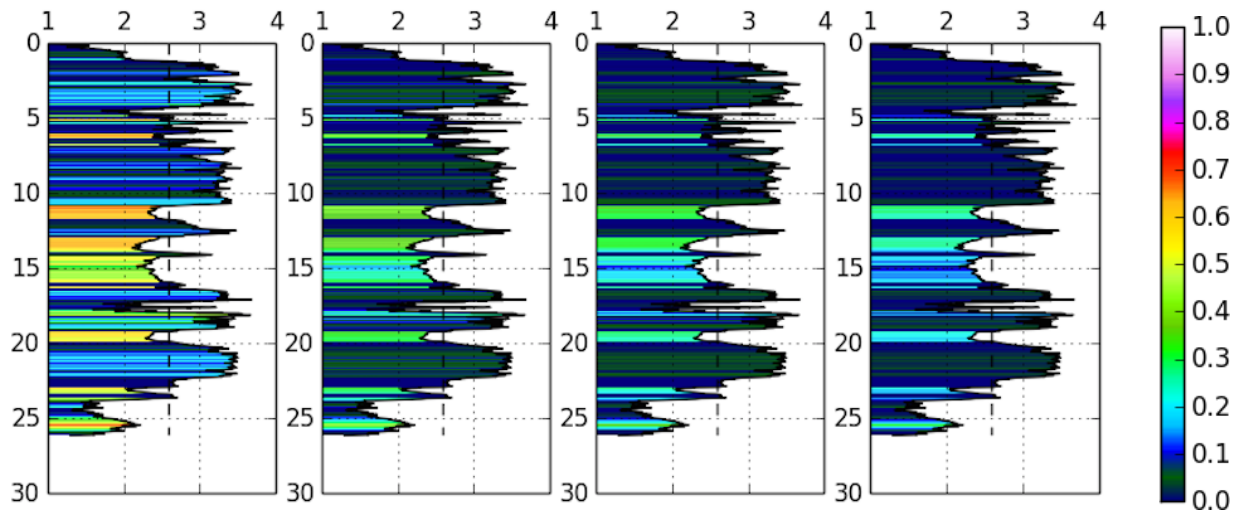


Figure 4: Liquefaction probability estimated at the two measurement locations for an earthquake (M_W 6.0) at 0, 5, 10 and 20 km of distance. V_{S30} and the depth of the ground water table are set to 181 m/s and 3.3 m, respectively. The vertical dashed line denotes a soil behavior type index of 2.6, separating silty sand from silty clay (the latter are expected to experience only large strains, not liquefaction).

5 Active measurements

5.1 Acquisition

An active seismic survey was carried out on 16 November 2017 (see Fig. 5). The recording line was deployed along the path, stretching from south-east to north-west. The line consisted of 24 three-component geophones (4.5 Hz corner frequency), spaced by 2 m; all geophones were connected to Geode digitizers.

The seismic source was a 5 kg sledgehammer. It was employed at nine shooting positions:

- Seven of them were located along the receiver line, at intervals of 6 or 8 m.
- Two were located beyond the geophone spread, at an offset of 12 m from the first and last receiver, respectively.

For all shots, the hammer was blown on a metallic wedge-shaped plate, with the two oblique faces oriented transversally with respect to the geophone line. The two sides of the plate were alternately hit, so that by subtracting or summing the obtained seismic traces it is possible to mimic the effect of a pure shear or vertical blow, respectively (Häusler et al., 2018). Each side of the plate was hit five times. The time recording parameters were $62.5 \mu\text{s}$ as sampling interval and 2 s record length, with a pre-trigger delay of 0.05 s.



Figure 5: Left: overview map of the active seismic survey. ©2019 swisstopo (JD100042)
Right: photo of the deployment.

5.2 Pre-processing

The acquired traces were pre-processed to obtain a set of equivalent seismograms resulting from a pure SH excitation or a vertical blow, to be later used for SH- and P-wave refraction analysis Häusler et al. (2018). Seismic traces acquired by the geophones' vertical components - hitting the opposite faces of the wedge - were summed to mimic the effect of a vertical blow (Fig. 6). Seismic traces acquired by the geophones' transversal components - hitting the opposite faces of the wedge - were subtracted to obtain an equivalent seismogram produced by a shear blow (Fig. 6). The visual inspection of the obtained seismograms reveals a discontinuity in the appearance of the obtained seismograms, which can be ascribed to lateral variations in the subsurface structure beneath the line of geophones.

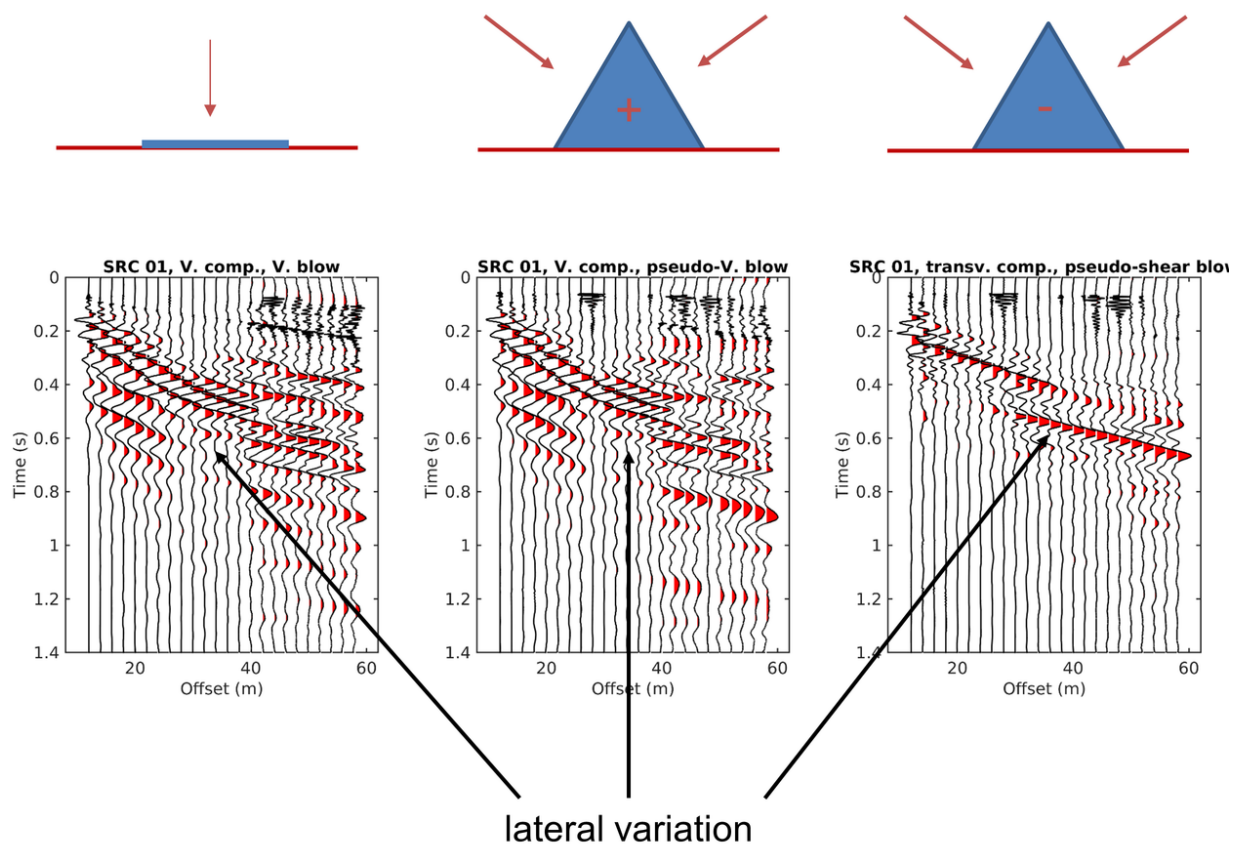


Figure 6: Combination of seismic traces acquired using the wedge-shaped plate as seismic source (Häusler et al., 2018). Left: vertical component seismogram, obtained by hitting the sledgehammer on a flat metal plate. Center: equivalent seismic section, obtained by summing the vertical components' seismic traces recorded alternately hitting the two faces of the wedge. The similarity between the two seismograms confirms the reliability of the summing operation. Right: seismic section obtained by subtracting the traces acquired by the geophones' transversal components to mimic the effect produced by a shear pulse source.

5.3 P- and SH-wave refraction processing

P- and SH-wave first-break arrivals were manually picked from the equivalent seismic sections obtained by the summation or subtraction of the traces produced using the wedge-shaped plate. Regarding the P-wave travel-time curves, the analysis was limited to the hodochrones from the two shooting positions at the extremities of the array (Fig. 7). The curves have an asymmetrical appearance, which is typical for sites with an oblique interface of the refractor; the velocity of the refracted arrival curves ($V_P = 1693 \text{ m/s}$) is consistent with that of a saturated granular material, suggesting a shallow water table depth (which is therefore the maximum depth of investigation). The two hodochrones in Fig. 7 were interpreted with the intercept time method Reynolds (2011). The resulting velocity model comprises a surficial layer with $V_P = 408 \text{ m/s}$, overlying a water-saturated half-space with $V_P = 1693 \text{ m/s}$. The interface between the two layers is located at a depth increasing from 3.3 m (below the southernmost geophone) to 4.0 m (below the northernmost geophone). As the difference in altitude along the array is approximately 1 m, the interface can be assumed as pseudo-horizontal below a gently sloping soil surface.

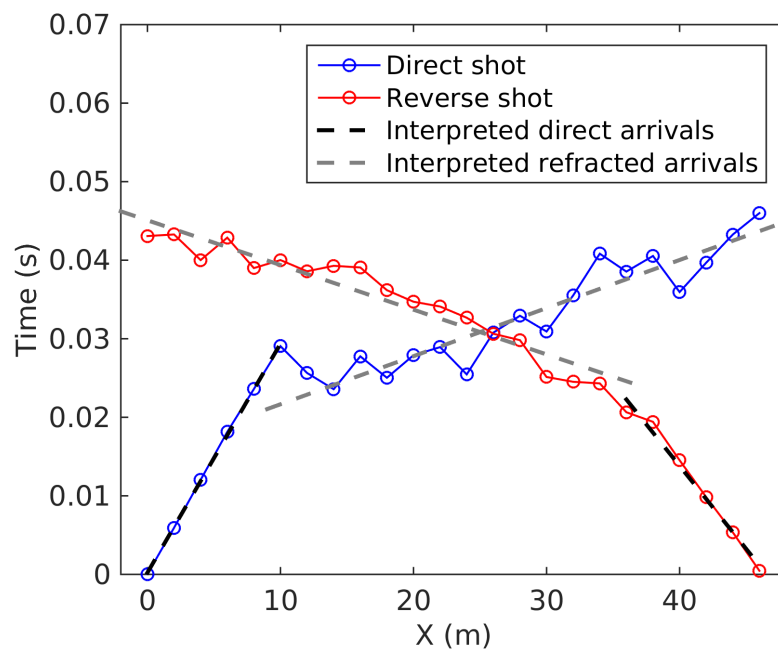


Figure 7: P-wave travel-time interpretation. Experimental travel-time curves are represented in blue and red; interpreted direct and refracted arrival times are displayed as dashed black and gray lines, respectively. The X coordinate refers to the distance measured along the geophone spread from the southernmost receiver.

The SH-wave travel-time picking was carried out on all available pre-processed seismograms of the transversal component, i.e. for all possible combinations of source–receiver position. In fact, the reconstruction of a shallow V_S model is the main goal of the survey. Besides, the relatively modest vertical gradient of V_S (as will be shown in the next section) allows for a considerable maximum investigation depth. The picked hodochrones are displayed in Fig. 8. Here again, their appearance, with travel-times decreasing along the array from south-east to north-west, indicates lateral variations in the investigated subsurface.

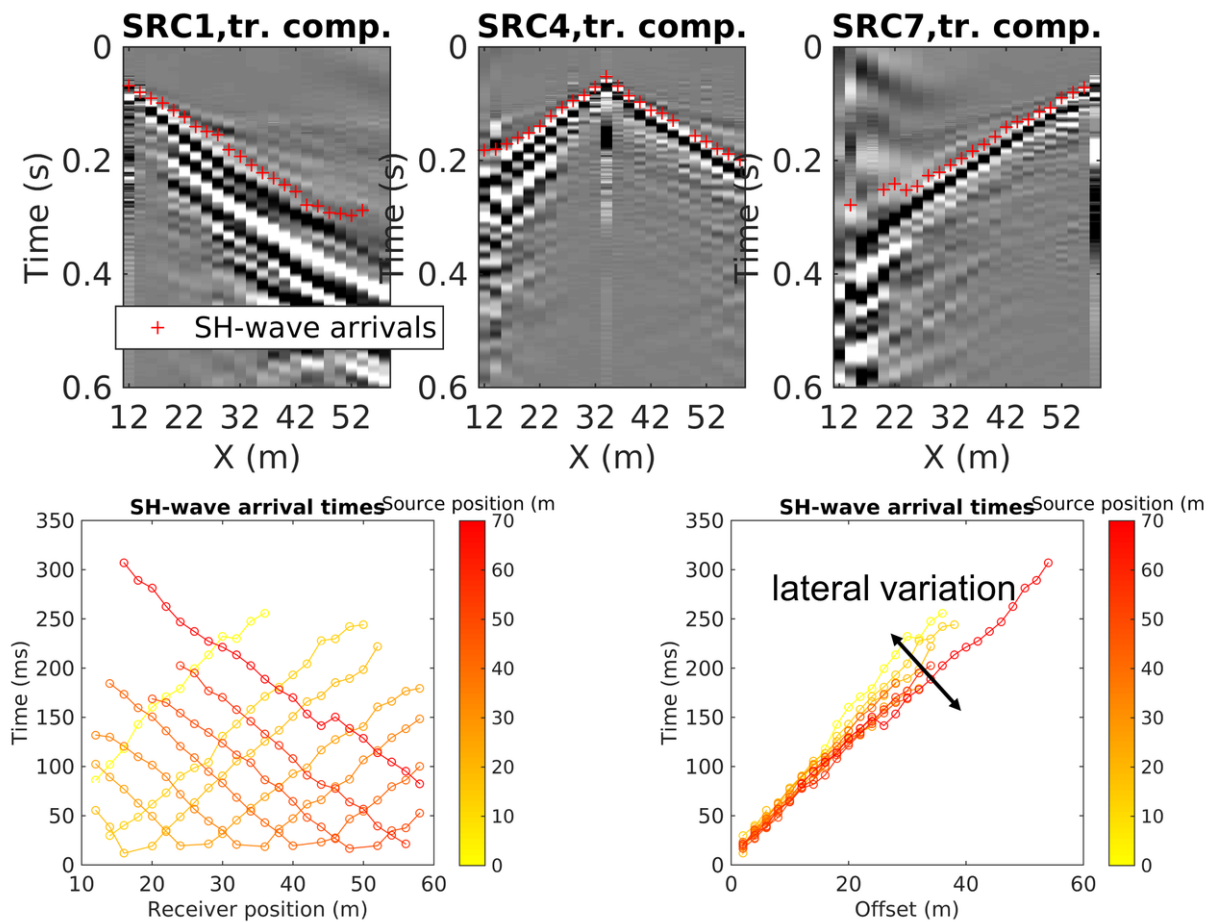


Figure 8: SH-wave travel times picking. Top: example of picking from some sample seismic sections. Bottom: complete set of travel-time curves, as a function of source and receiver positions (left), and as a function of the offset (right).

5.4 SH-wave travel-time inversion

The presence of significant lateral variations negatively affected the performance of the surface wave method. A V_S model of the subsurface was retrieved with a tomographic inversion of the SH-wave arrival times. We used the seismic refraction tomography (SRT) inversion code developed by Lanz et al. (1998). The code performs a deterministic inversion of the arrival times; a starting model is iteratively updated in order to minimize the difference between experimental and simulated travel times.

For the inversion, the 2D subsurface section below the active seismic array was modeled as a grid of 35×15 square cells of $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$. The initial model was defined as a linear gradient of V_S with depth, from 100 m/s at the surface to 500 m/s at 30 m depth. A moderate constraint of spatial regularization was adopted. The inversion code converged in nine iteration steps, reaching a satisfactory fit with the experimental data (Fig. 9). From the analysis of the ray paths at the last iteration, it is evident that the portion of the 2D section with a sufficient ray coverage (i.e. constrained by input data) is the central area just below the geophone spread, where the seismic rays reach a maximum depth of 15 m. This portion of the 2D section is the final result of the inversion process, and it is displayed in Fig. 10.

In the obtained section, V_S increases with depth and laterally from south-east to north-west. The surficial layer shows an S-wave velocity of about 100 m/s in the south-eastern part, and reaches 175 m/s at the opposite extremity. At the south-east end, V_S increases to 175 m/s at 7 m depth, to 225 m/s at 12 m and finally to 275 m/s at 15 m, respectively. In the north-western part, the S-wave velocity reaches 225 m/s already at 7 m depth, then becomes 300 m/s at the maximum depth of investigation (15 m).

This lateral gradient of velocity can be correlated with the local geology (compare Fig. 2). In fact, the seismic line was deployed on alluvial deposits, few meters from the boundary of creek deposits to the north-west. It can be assumed that, while the alluvial deposits (presumably softer materials) cover the surface of the investigated site, the creek deposits (presumably stiffer materials) extend below them over a wider area than their surface appearance. Therefore, the deeper layer with higher velocities should be related to the creek deposits; the surficial soft layer with lower velocities corresponds to the alluvial deposits. This is in agreement with the stratigraphic log from the nearby borehole F4-PR (compare Fig. 2), where the first 10 m are constituted by clayey silt (therefore corresponding to alluvial deposits), while below a sandy, partly gravelly silt is found (corresponding to the creek deposits).

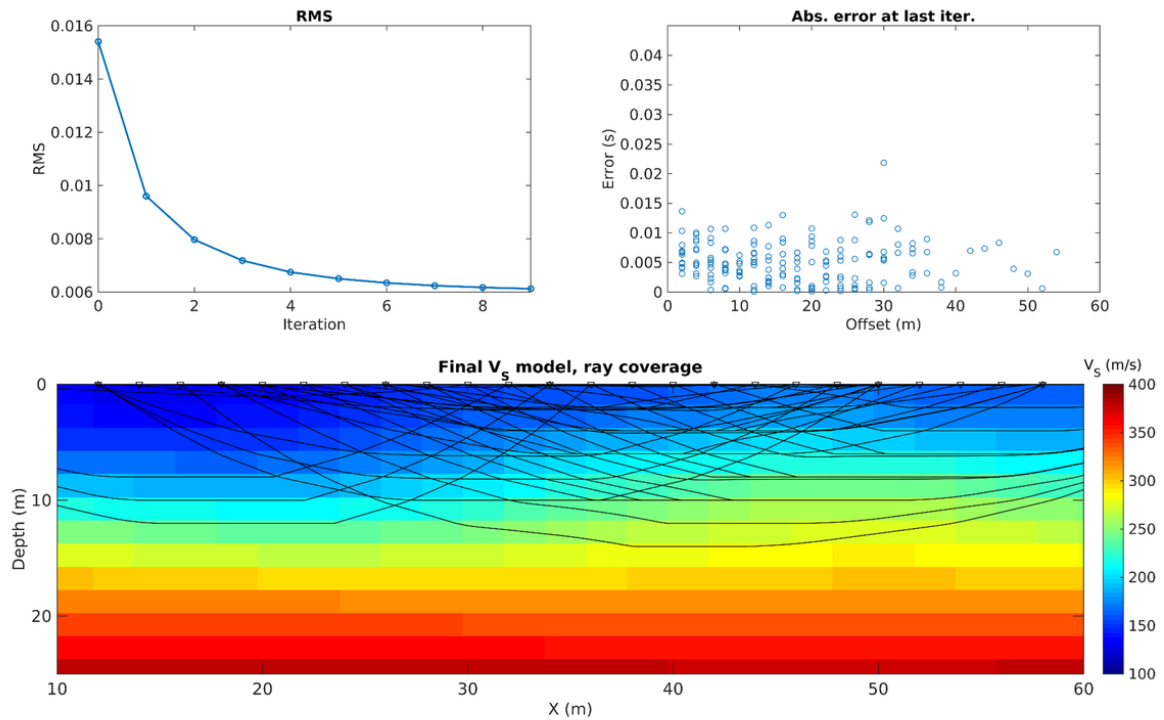


Figure 9: Tomographic inversion of the SH-wave arrival times. Top: decrease of the RMS with the inversion iterations (left), and the residuals at each geophone location after the last iteration step (right). Bottom: ray paths at the last iteration, superimposed to the final V_S section.

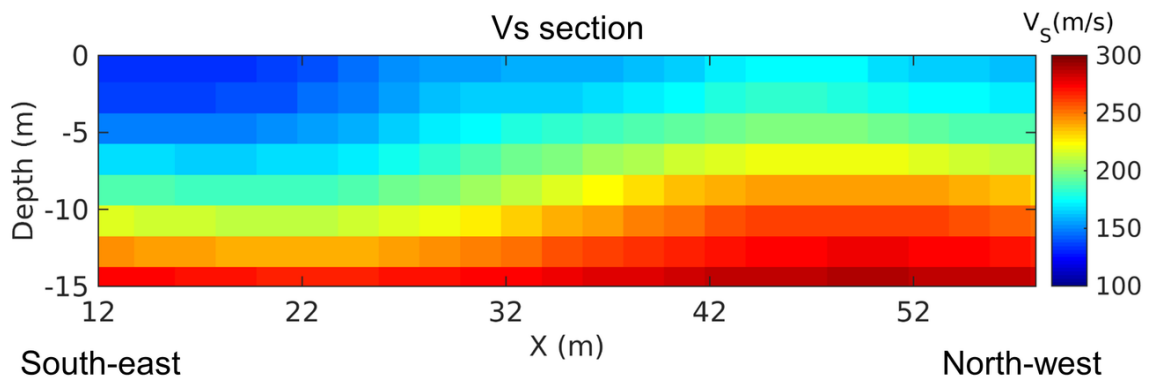


Figure 10: Central part of the obtained V_S section, covered by ray paths. The section runs from the south-east to the north-west end of the receiver array.

6 Passive seismic measurements

A single array of 16 stations was installed (see Fig. 3). The stations were planned to be located on five rings of different radii around a central station. The four inner rings were planned in regular forms with angular distances of 120° between the different stations on the ring. These four rings had radii of 10, 25, 55 and 135 m, respectively. The inner ring had stations facing $20^\circ N$, $140^\circ N$ and $260^\circ N$, as seen from the central station. For the second, third and fourth rings, these angles were ($60^\circ N$, $180^\circ N$, $300^\circ N$), ($45^\circ N$, $165^\circ N$, $285^\circ N$) and ($85^\circ N$, $205^\circ N$, $325^\circ N$), respectively. The fifth ring was planned to have a distance of 300 m from the central station and the single stations were placed less regularly than the inner stations. The minimum and maximum interstation distances in the finally installed array were 9.9 and 510.5 m, respectively.

Each station consisted of a Lennartz 5s sensor connected to a Centaur digitizer, where four stations in the central part had two sensors connected to the same digitizer. The station names of the array are composed of "FULL" followed by a two-digit number between 42 and 49, 52 and 55, 62, 68, 74 and 75 (corresponding to the Centaur digitizer serial number for numbers lower than 60 and serial number plus 20 for higher numbers; sensors with numbers below 60 were connected to channel A and sensors with higher numbers to channel B of the digitizers). The array recording time was 165 minutes (9900 s).

The station locations have been measured by a differential GPS system (Leica Viva GS10) which was set up to measure with a precision better than 5 cm. This precision was achieved for all stations, the maximum precision error was 3.2 cm.

6.1 H/V and RayDec ellipticity curves

Figure 11 shows the H/V curves determined with the time-frequency analysis method (Fäh et al., 2009) for all stations of the passive array on the left. On the right, the curves obtained with the RayDec technique (Hobiger et al., 2009), which is supposed 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, are shown. The frequencies of the fundamental H/V peak are shown for all stations in Fig. 12.

Most curves show a first H/V peak between 0.53 and 0.7 Hz, with some variability between the different stations. Higher peaks can be found mostly around 1.7 Hz, again with some variability between the different stations. We can observe a gradual increase of the peak frequency of the fundamental H/V peak from the valley center to the valley border. The station closest to the Rhône has a fundamental frequency of 0.53 Hz. The stations at the array center have frequencies between 0.68 and 0.73 Hz. The two northernmost stations, which are located on creek deposits, have higher frequencies of 0.78 and 0.91 Hz, respectively. These two stations also do not show the harmonic H/V peak around 1.7 Hz as the other stations.

The RayDec curves are similar to the H/V curves and show peaks at the same frequencies.

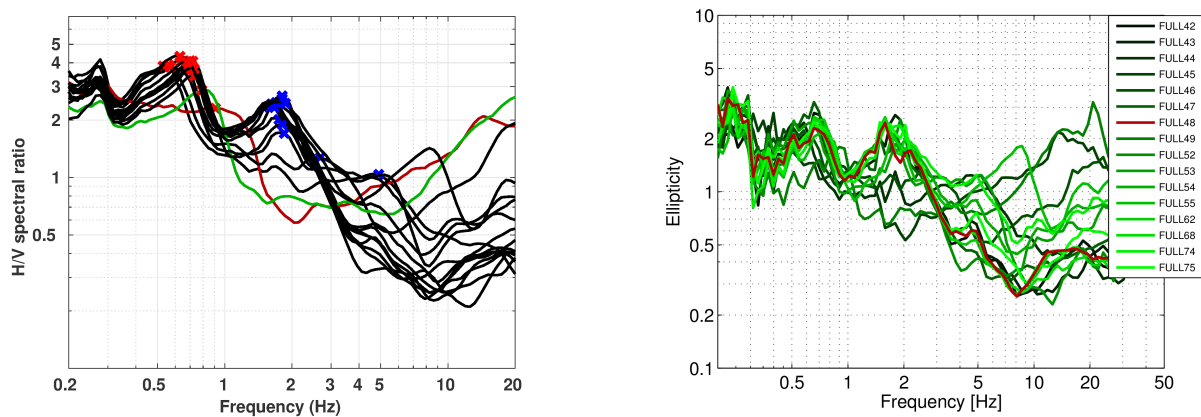


Figure 11: Left: H/V curves of the different stations of the array measurements in Fully. The curve of station FULL45 is shown in red, the curve of FULL49 in green, all other curves in black. Right: RayDec ellipticities for all stations of the array. The curve of FULL48, the array center, is highlighted in red.

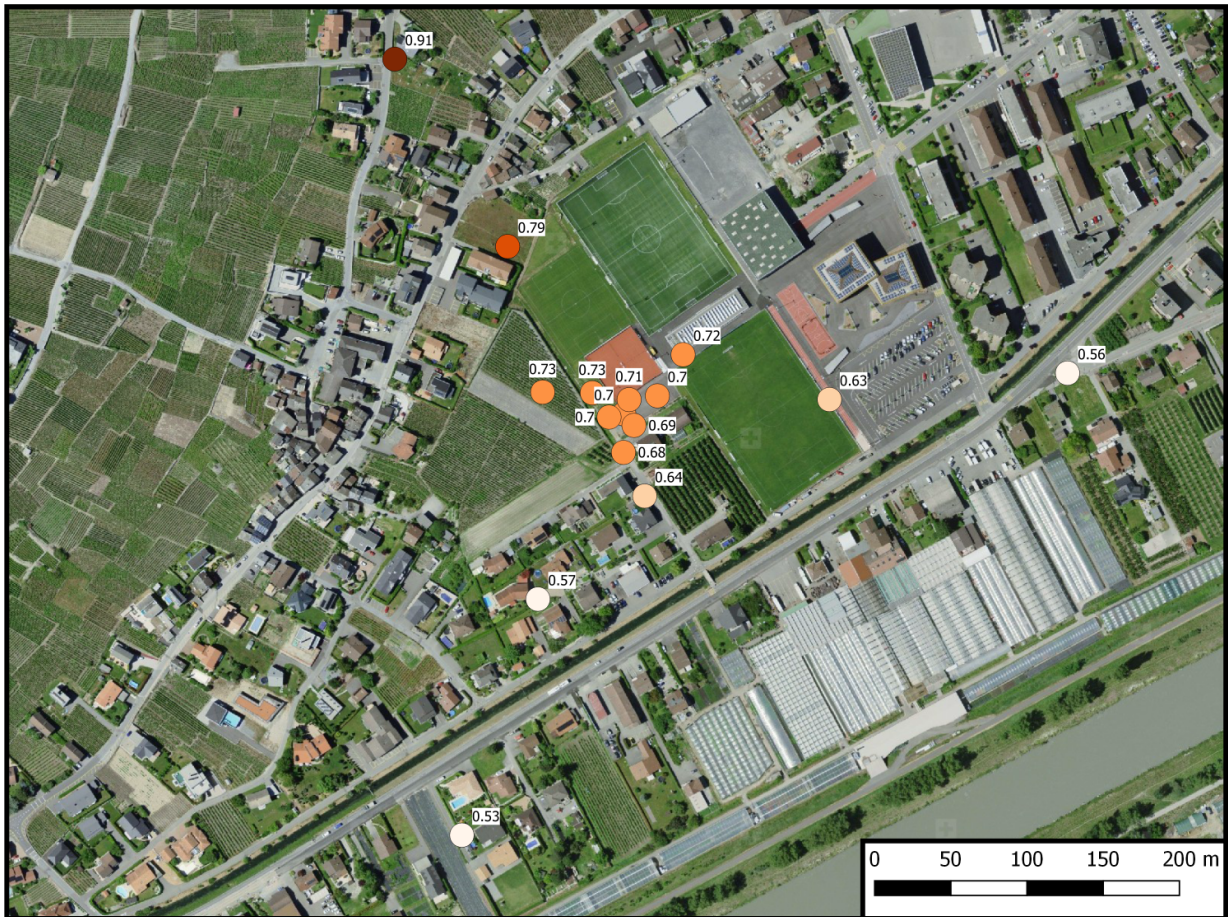


Figure 12: Overview map indicating the peak frequencies of the fundamental H/V peak for all stations of the passive seismic array.

6.2 Polarization measurements

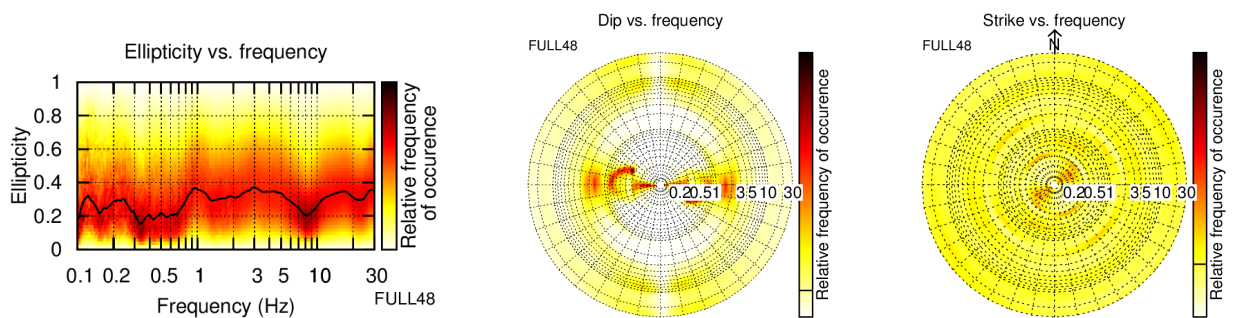


Figure 13: Polarization analysis of station FULL48.

The polarization analysis was performed according to Burjánek et al. (2010) and Burjánek et al. (2012). The results for all stations of the array are similar. Only the results for FULL48 are shown in Fig. 13. No two-dimensional polarization effects can be seen.

6.3 3-component high-resolution FK

The results of the 3-component high-resolution FK analysis (Poggi and Fäh, 2010) are shown in Fig. 14. On the transverse component, we can clearly identify the dispersion curve of the presumed fundamental mode from the array resolution limit at 0.8 Hz to 4.1 Hz. Above that frequency, we cannot follow the curve any more, even if the array resolution limits are not yet reached. Between 4 and 10 Hz, there are indications for a higher mode, but the results are too unclear to pick a curve.

On the vertical component, a dispersion curve is clearly identified between 0.9 and 5.5 Hz. On the radial component, the results are unclear and no curve was picked. The corresponding ellipticity curves of the picked curve on the vertical component is clearly identified in the respective frequency ranges and mostly flat.

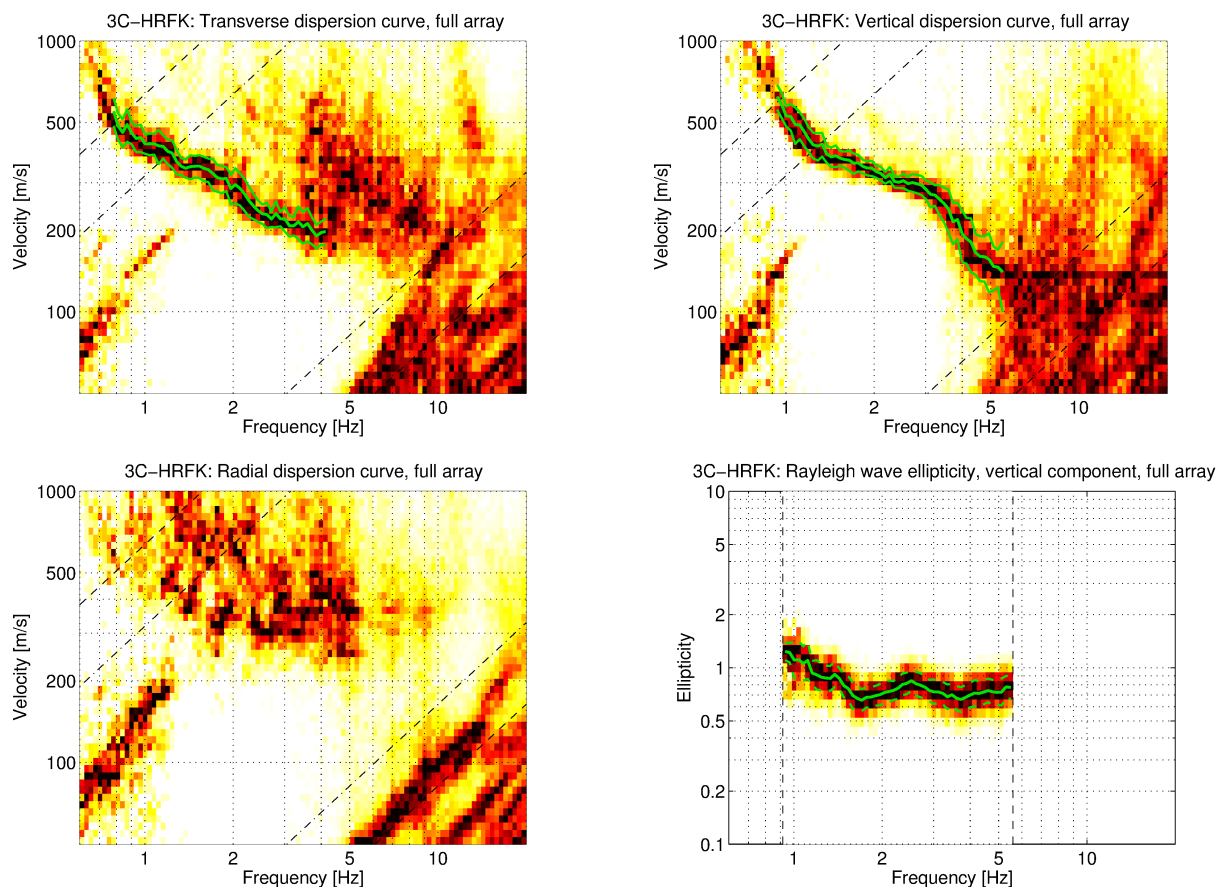


Figure 14: Dispersion and ellipticity curves obtained with the 3-component HRFK algorithm (Poggi and Fäh, 2010) for the full array. The dispersion curves for the transverse, vertical and radial components are shown, as well as the ellipticity curves for the curve picked on the vertical component. The dashed and dotted black lines are the array resolution limits. The solid green lines are picked from the data, where the central line indicates the best values and the two dashed outer lines the standard deviation.

The high-frequency resolution limits of the array have not been reached for all three components. Therefore, we reanalyzed the data using only the inner 10 stations, i.e. removing the outermost stations with different H/V peaks (compare Fig. 12). This array cannot reach as low frequencies as the full array, but the high-frequency resolution limits are the same and we can expect to get clearer results at high frequencies because of the reduced spatial variability of the underground. The results of the processing are shown in Fig. 15.

On the transverse component, we can now identify two modes. The first mode is similar to the previous result, but we can pick it to a higher frequency of 5.7 Hz. The harmonic mode is now much better resolved and can be picked between 3.5 and 9.6 Hz.

On the vertical component, the dispersion curve is also slightly better resolved and we can pick the curve up to 7 Hz now. The corresponding ellipticity curve shows a more pronounced peak around 2.5 Hz now. On the radial component, the results look better, but we still didn't pick a dispersion curve.

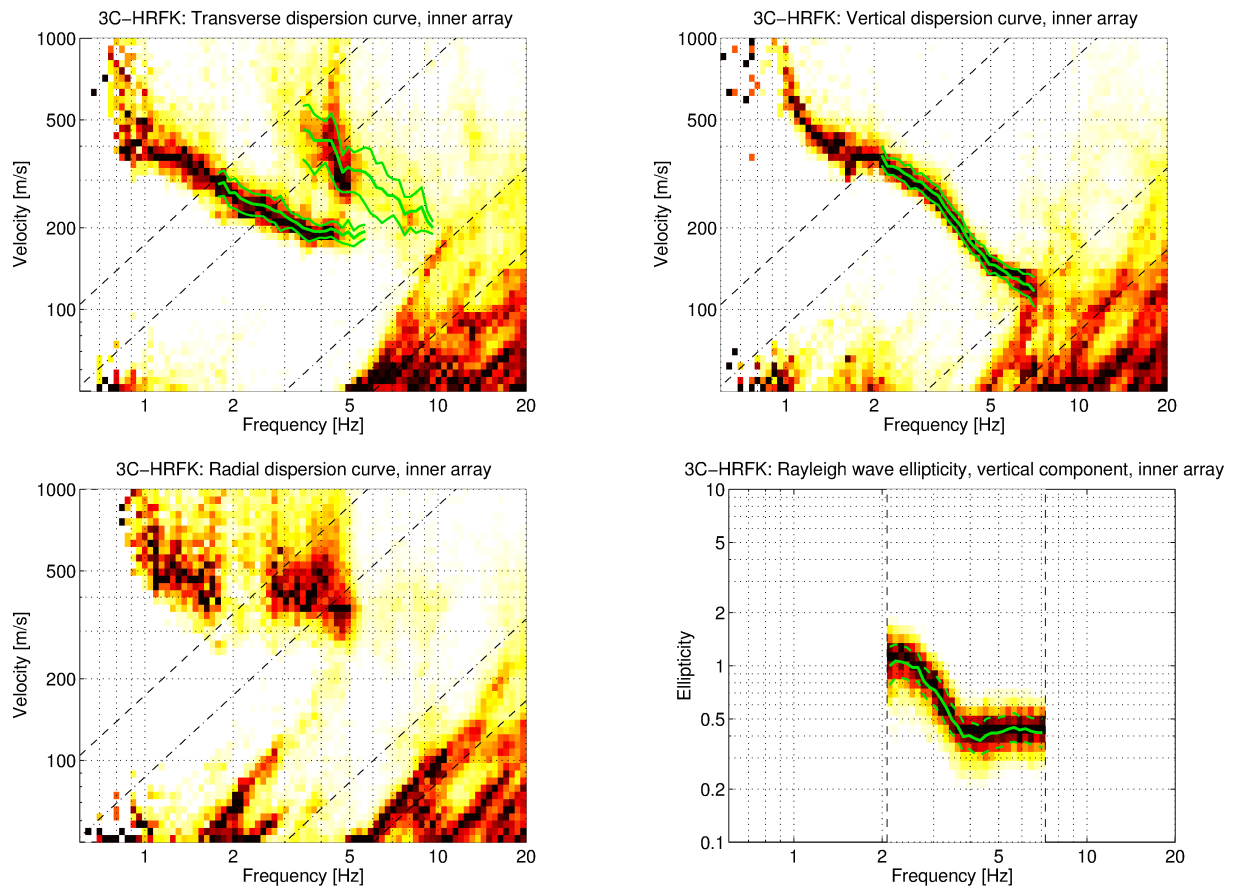


Figure 15: Dispersion and ellipticity curves obtained with the 3-component HRFK algorithm (Poggi and Fäh, 2010), using only the inner 10 stations of the array. The dispersion curves for the transverse, vertical and radial components are shown, as well as the ellipticity curves for the curve picked on the vertical component. The dashed and dotted black lines are the array resolution limits. The solid green lines are picked from the data, where the central line indicates the best values and the two dashed outer lines the standard deviation.

6.4 WaveDec

The results of the WaveDec (Maranò et al., 2012) processing are shown in Fig. 16. This technique estimates the properties of single or multiple waves simultaneously with a maximum likelihood approach. The parameter γ can be modified the sharpness of the wave property estimation between purely maximum likelihood estimation and a Bayesian Information Criterion. Here, a value of $\gamma = 0.2$ was used, corresponding to a mainly maximum likelihood estimation.

The Love wave dispersion curve of the fundamental mode is clearly retrieved between 0.8 and 5.0 Hz, the Rayleigh wave dispersion curve between 0.9 and 4.6 Hz. No higher modes are visible. The ellipticity angle for the picked Rayleigh wave dispersion curve is also well resolved. The ellipticity angle is negative, corresponding to a retrograde particle motion, from low frequencies to about 1.7 Hz, where it becomes positive, corresponding to a prograde particle motion. At about 3.3 Hz, the ellipticity angle becomes negative again. The ellipticity curve obtained by applying the \tan function to the absolute value of the ellipticity angle results in a curve showing a singular peak at 1.7 Hz and a trough at 3.3 Hz.

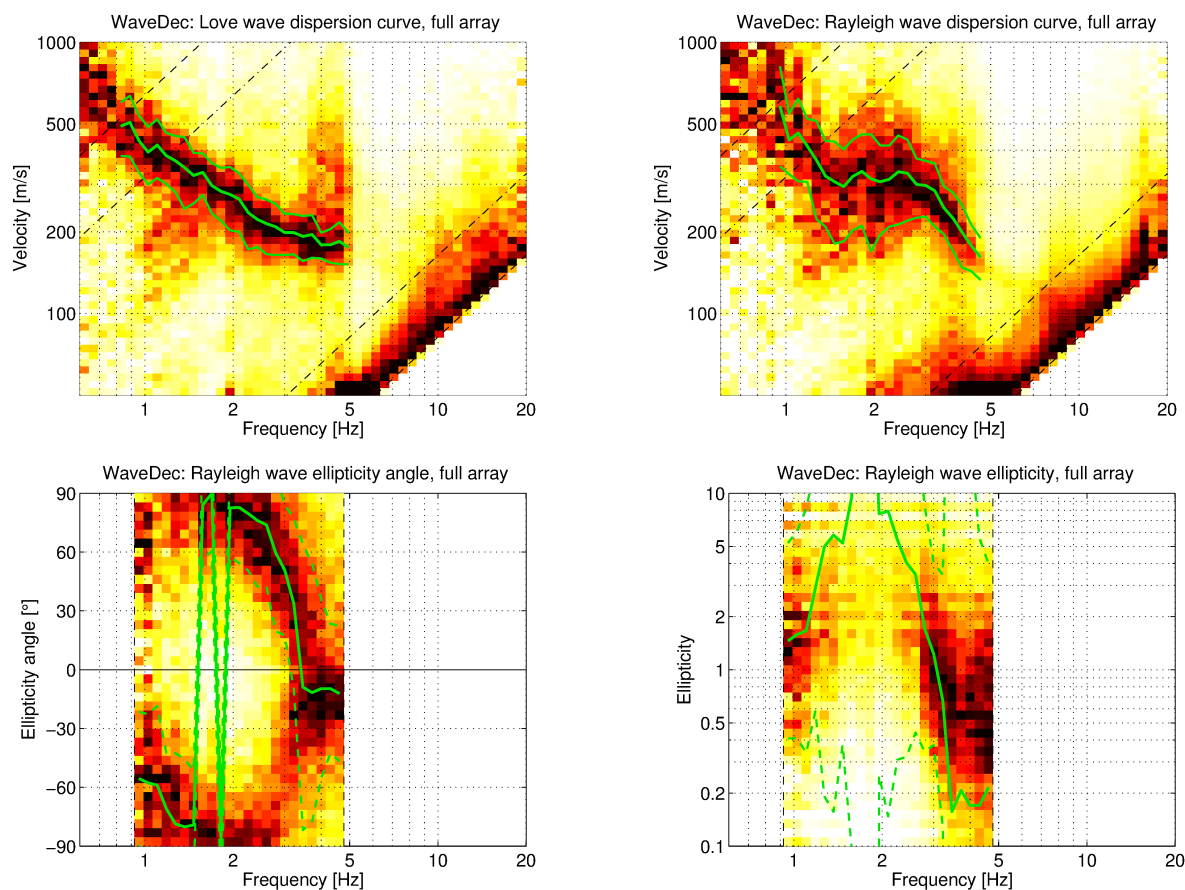


Figure 16: Love and Rayleigh wave dispersion (top) and ellipticity (bottom) curves obtained with the WaveDec technique (Maranò et al., 2012). The dashed lines indicate the theoretical array resolution limits. The solid green lines are picked from the data, where the central line indicates the best values and the two dashed outer lines the standard deviation.

As for the 3-C HRFK, the high-frequency resolution limits of the array have not been reached analyzing the complete array as a whole. Therefore, we also reanalyzed the WaveDec results using only the innermost part of the array consisting of 10 seismic stations. The results are shown in Fig. 17. Here, we can pick the dispersion curves for the Love and Rayleigh waves up to 5.0 and 4.6 Hz, respectively, which are the same limits as for the full array. Also the ellipticity pick is similar to the previous one. The WaveDec reanalysis does therefore not improve the results.

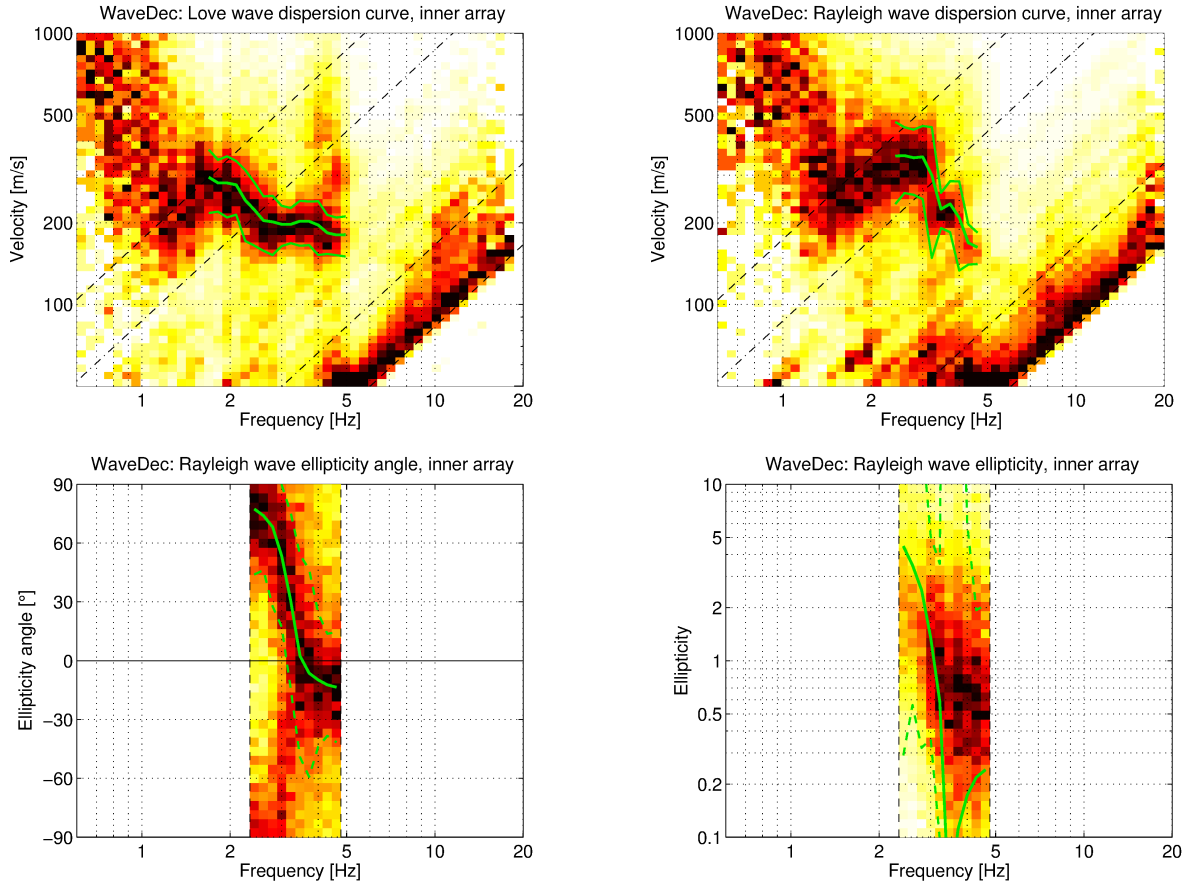


Figure 17: Love and Rayleigh wave dispersion (top) and ellipticity (bottom) curves obtained with the WaveDec technique (Marandò et al., 2012), using only the 10 inner stations of the array. The dashed lines indicate the theoretical array resolution limits. The solid green lines are picked from the data, where the central line indicates the best values and the two dashed outer lines the standard deviation.

6.5 SPAC

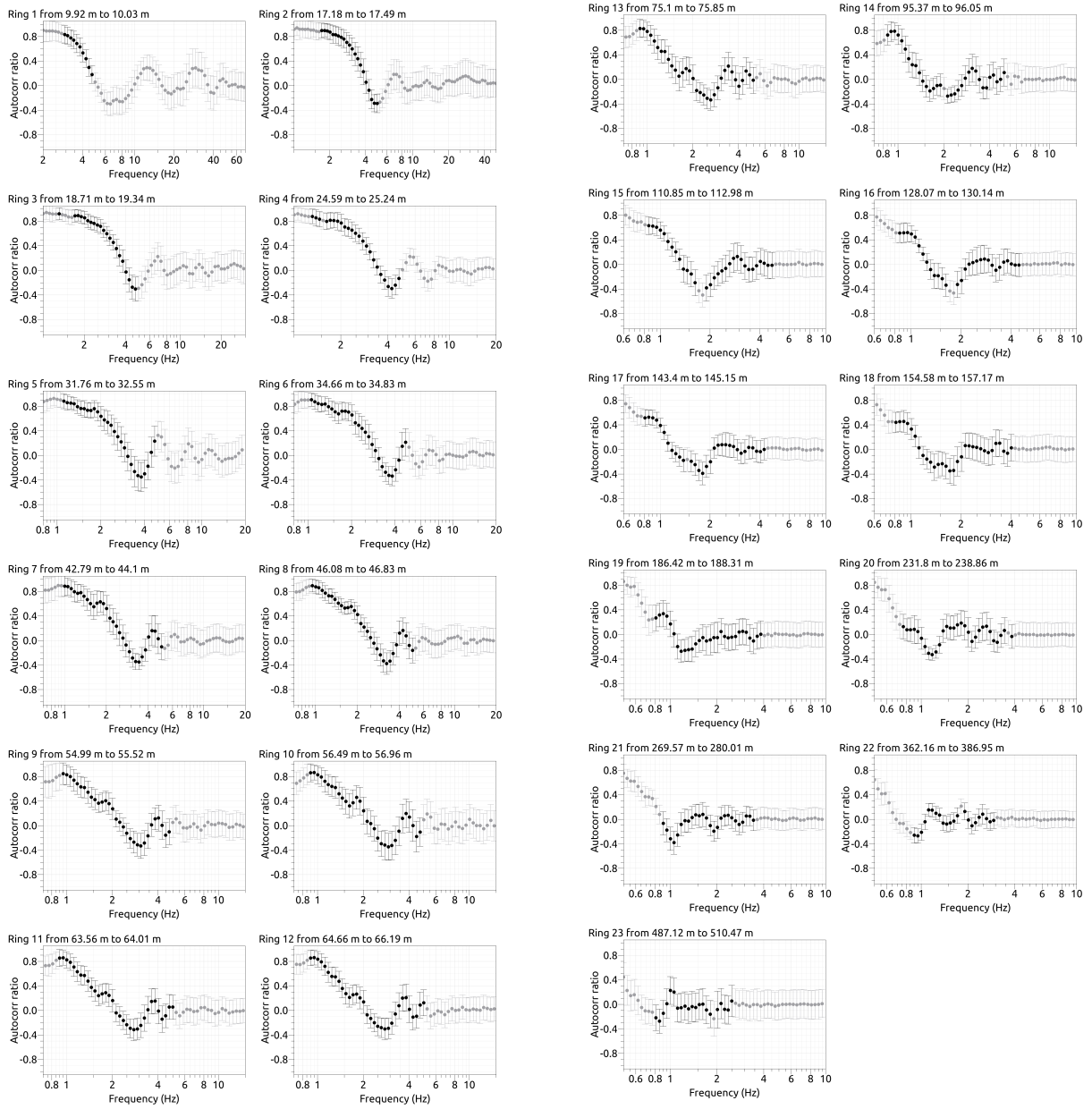


Figure 18: SPAC curves. The black data points contributed to the dispersion curve estimation.

The SPAC (Aki, 1957) curves of the vertical components have been calculated using the M-SPAC (Bettig et al., 2001) technique implemented in geopsy. Rings with different radius ranges are defined and for all station 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. 18. The black points indicate the data values which contributed to the final dispersion curve estimation, which was made with the function `spac2disp` of the geopsy package. The resulting dispersion curve is shown in Fig. 19.

Using SPAC, we can pick a Rayleigh wave dispersion curve between 0.9 and 4.9 Hz.

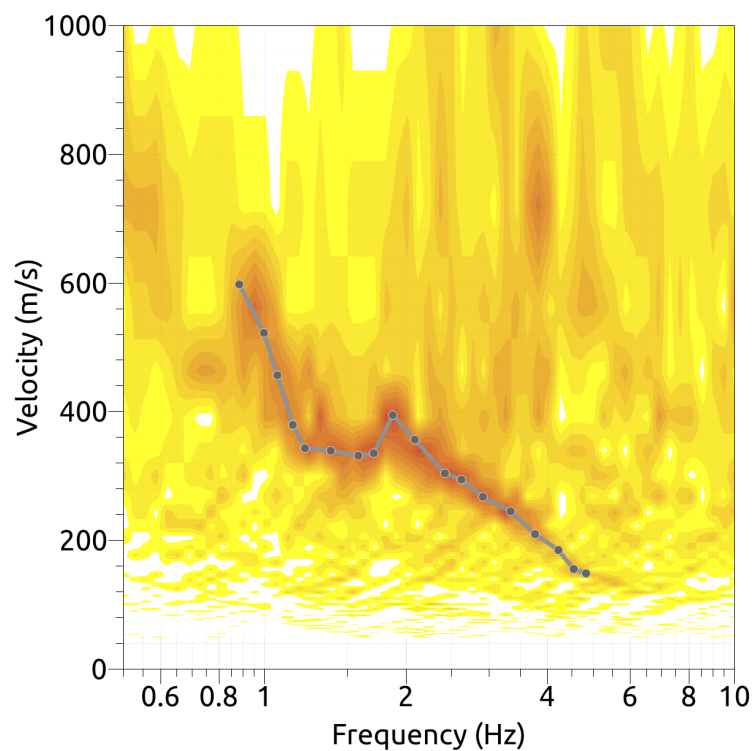


Figure 19: Resulting Rayleigh wave velocities. The black line corresponds to the picked dispersion curve.

6.6 Summary

Fig. 20 gives an overview of the dispersion and ellipticity curves determined by the different passive methods.

For Love waves, the dispersion curves of HRFK and WaveDec match well, the analysis of the smaller inner array alone allowed us to retrieve the dispersion curve of the fundamental mode to a higher frequency and to retrieve a harmonic mode, which we interpret as the first harmonic mode, as well.

For the Rayleigh waves, there is also a very good agreement between the different methods, with some deviations for the SPAC and WaveDec results.

The Rayleigh wave ellipticities are shown as absolute ellipticity (ϵ) values and as ellipticity angles (α), which are linked via $\epsilon = |\tan \alpha|$. As RayDec and HRFK do not distinguish between retrograde and prograde particle motion and therefore are not sensitive to the sign of the ellipticity angle, two curves are plotted for these techniques in the ellipticity angle plot, one corresponding to retrograde and one to prograde particle motion. The WaveDec results from the passive array indicate a change from retrograde (negative ellipticity angle) to prograde (positive ellipticity angle) particle motion at around 1.7 Hz and 3.5 Hz. This indicates that the peak at around 1.7 Hz, which was seen as second peak in the H/V and RayDec curves, actually is a singular peak. At 3.5 Hz, there is an ellipticity trough, which is not well visible in the H/V and RayDec curves. As the fundamental H/V peak at around 0.7 Hz is higher than the 1.7 Hz peak, we assume that it also corresponds to a singularity.

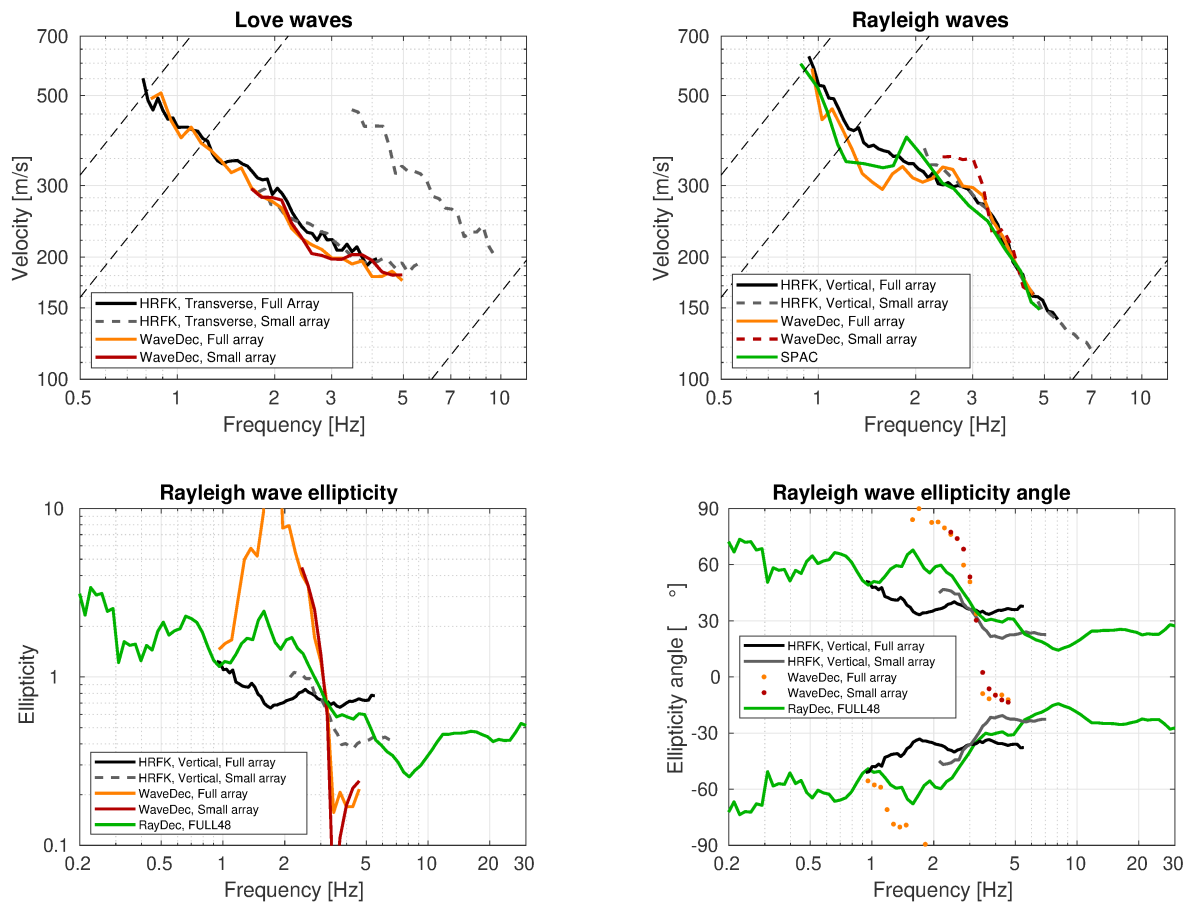


Figure 20: Top line: Overview of the Love wave dispersion curves obtained with the different methods, including the passive array results and the results from the active measurement at line 1 (left); Overview of the Rayleigh wave dispersion curves obtained with the different methods, including the passive array and the active measurements at lines 1 and 2 (right). The dashed lines indicate the theoretical resolution limits of the passive array.

Bottom line: Comparison of the ellipticity curves of the different methods represented as absolute ellipticity values (left) and ellipticity angle (right). As HRFK and RayDec do not allow us to determine the sign of the ellipticity angle, the two curves shown for these methods correspond to both signs.

7 Data inversion

7.1 Inversion targets

We performed inversions using as much information as possible, combining the different curves from the passive methods. A new version of `dinver` was used for the inversion, which makes it possible to use the ellipticity angle instead of the absolute value and consequently to better fix singularities in the ellipticity curve. The details of the inversion targets are indicated in Table 1 and the corresponding curves are shown in Fig. 21.

For Love waves, two modes were used, combining the processing results of the full array and the small array HRFK processing for the fundamental mode and taking the first harmonic mode found with the small array. For Rayleigh waves, the fundamental mode dispersion curve from the combination of the full and small array HRFK processings was used.

For the ellipticity angle, `WaveDec` clearly identified a singular peak at around 1.7 Hz, but the actual frequency value is not that well resolved. Therefore, we forced a singularity around this frequency, but with some liberty, by using parts of the ellipticity angle curve above and below this frequency. This curve was extended to 4.9 Hz by the data from the small array processing, to force the ellipticity trough around 3.5 Hz. At low frequency, the ellipticity peak at 0.7 Hz is interpreted as a singularity and forced in the inversion by interpolating the `RayDec` ellipticity curves between around 0.5 and 0.9 Hz.

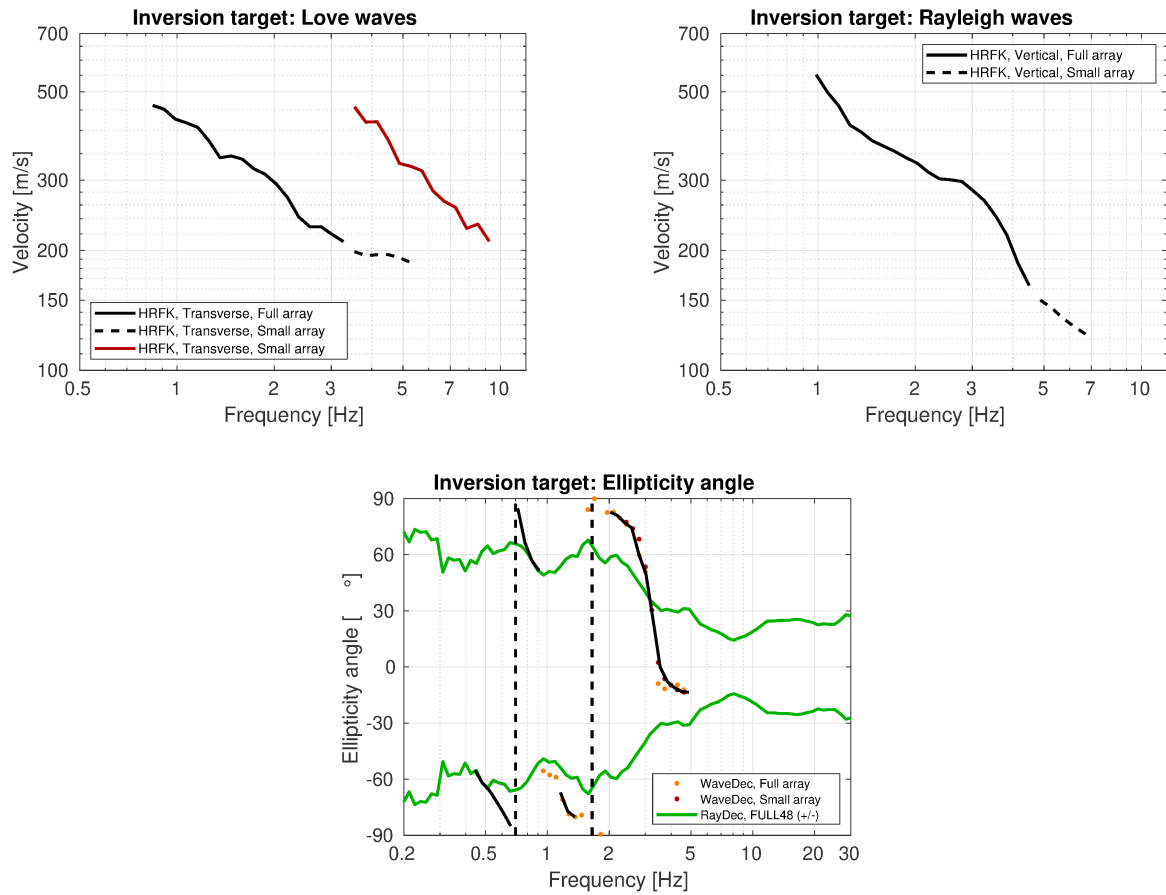


Figure 21: Overview of the dispersion and ellipticity angle curves used as targets for the different inversions.

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

Method	Wave type	Mode	Curve type	Frequency range [Hz]
HRFK (T), Full array	Love	fundamental	dispersion	0.84-3.3
HRFK (T), Small array	Love	fundamental	dispersion	3.5-5.3
HRFK (T), Small array	Love	first harmonic	dispersion	3.5-9.3
HRFK (V), Full array	Rayleigh	fundamental	dispersion	0.98-4.5
HRFK (V), Small array	Rayleigh	fundamental	dispersion	4.8-6.7
interpolated RayDec (FULL48)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	0.48-0.92
WaveDec, Full array	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	1.1-1.4
WaveDec, Full array	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	2.0-3.3
WaveDec, Small array	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	3.3-4.9

7.2 Inversion parameterization

For the inversion, six different parameterizations are used in total. The first five have free values of the depths and velocities of the different layers, ranging from four to eight layers (including half-space). The last parameterization has fixed layer depths and consists of 17 layers in total, with the deepest interface at 250 m depth. S- and P-wave velocities are allowed to range from 40 to 3500 m/s and from 100 to 5000 m/s, respectively, restricting the P-wave velocities for layers below the second layer to at least 1400 m/s to account for the water table. The deepest layer interfaces were allowed to range to a depth of 300 m for the parameterizations with free depths. The density was fixed to $1\,800\text{ kg/m}^3$ for the upper two layers, $2\,300\text{ kg/m}^3$ for the bedrock layer and to $2\,000\text{ kg/m}^3$ for all other layers.

7.3 Inversion results

We performed a total of six inversions with different parameterizations (see Table 2). For inversions with up to six layers and the fixed-depth approach, each inversion run produced about 150 000 total models in order to assure a good convergence of the solution. For inversions with seven and eight layers, the convergence of the solution was slower and about 200 000 models were generated. The results of these inversions are shown in Figs 22 - 27.

All inversions fit the data in a comparable way and give similar minimum misfit values of around 1, with slightly higher values for the four-layer and the fixed-depth approach. The different dispersion curves are similarly fitted, but no perfect match is obtained. The models cannot perfectly explain the Love and Rayleigh wave dispersion curves at the same time, but the ellipticity angle is well fitted.

Table 2: List of inversions

Inversion	Number of layers	Number of models	Minimum misfit
FUL4l	4	150 043	1.002
FUL5l	5	150 040	0.966
FUL6l	6	150 026	0.940
FUL7l	7	200 037	0.945
FUL8l	8	200 073	0.945
FULfix	17	150 023	1.039

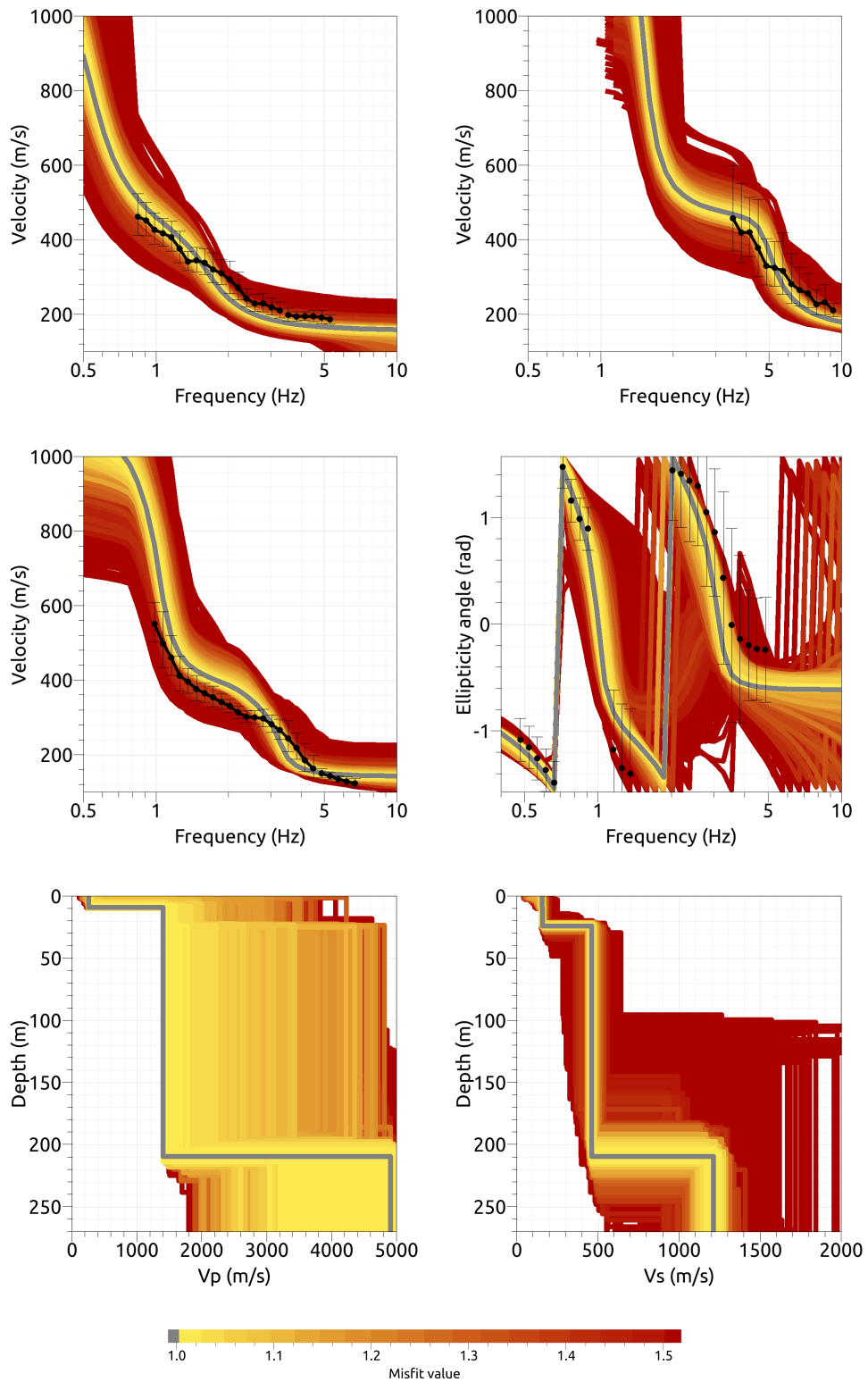


Figure 22: Inversion FUL41. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and first harmonic mode (right). Center line: Rayleigh wave dispersion curve for the fundamental mode (left) and ellipticity angle (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

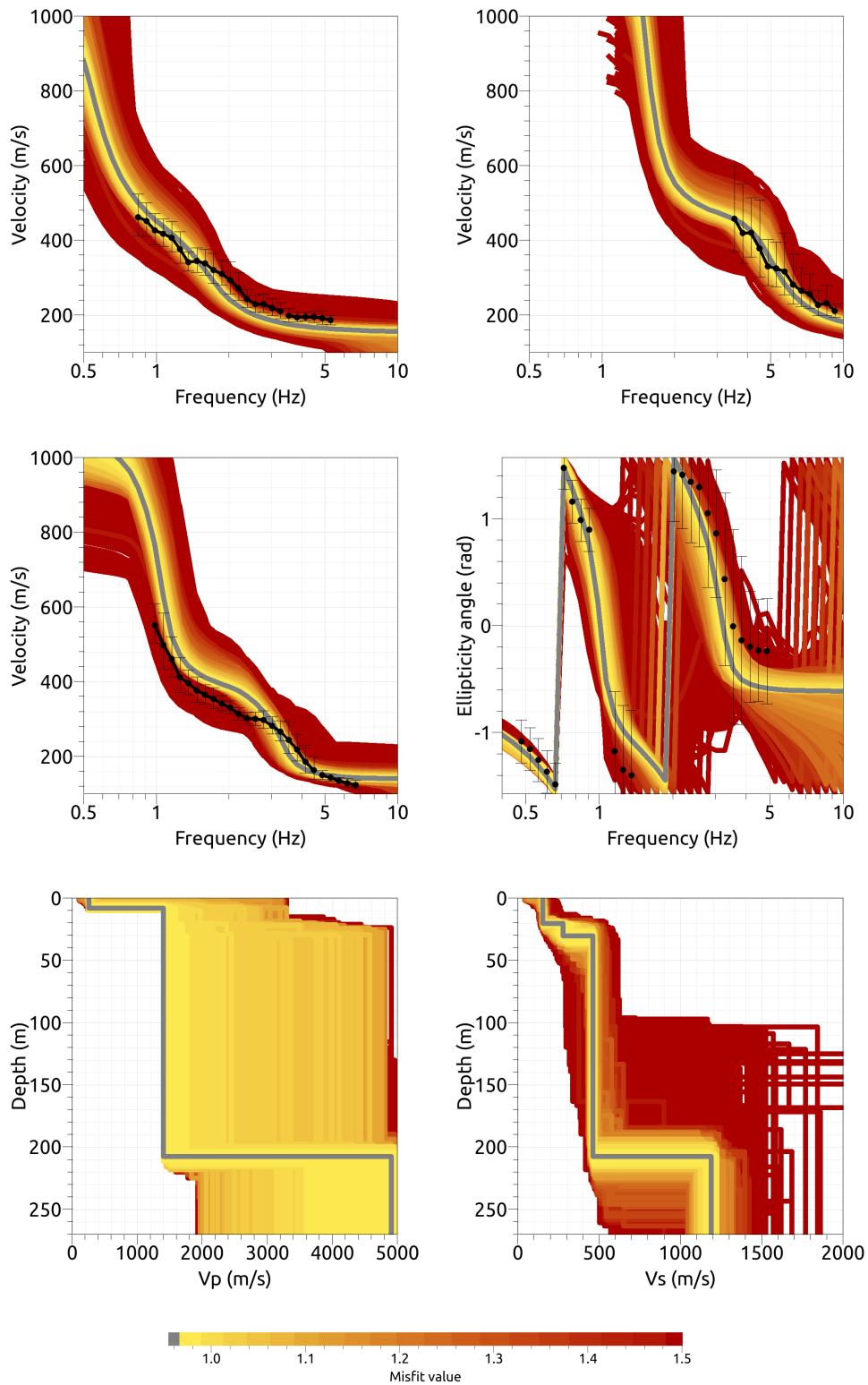


Figure 23: Inversion FUL5l. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and first harmonic mode (right). Center line: Rayleigh wave dispersion curve for the fundamental mode (left) and ellipticity angle (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

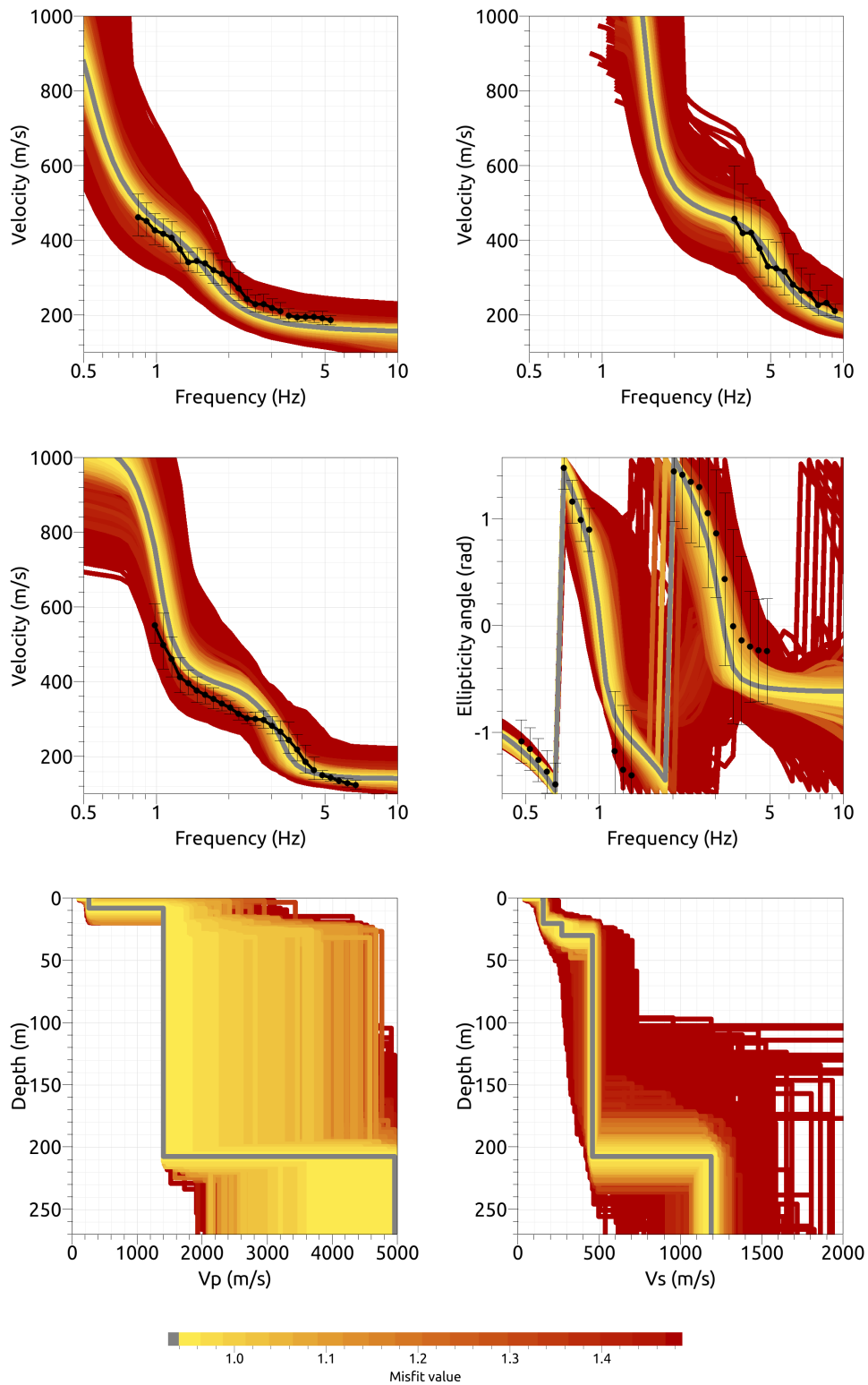


Figure 24: Inversion FUL6l. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and first harmonic mode (right). Center line: Rayleigh wave dispersion curve for the fundamental mode (left) and ellipticity angle (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

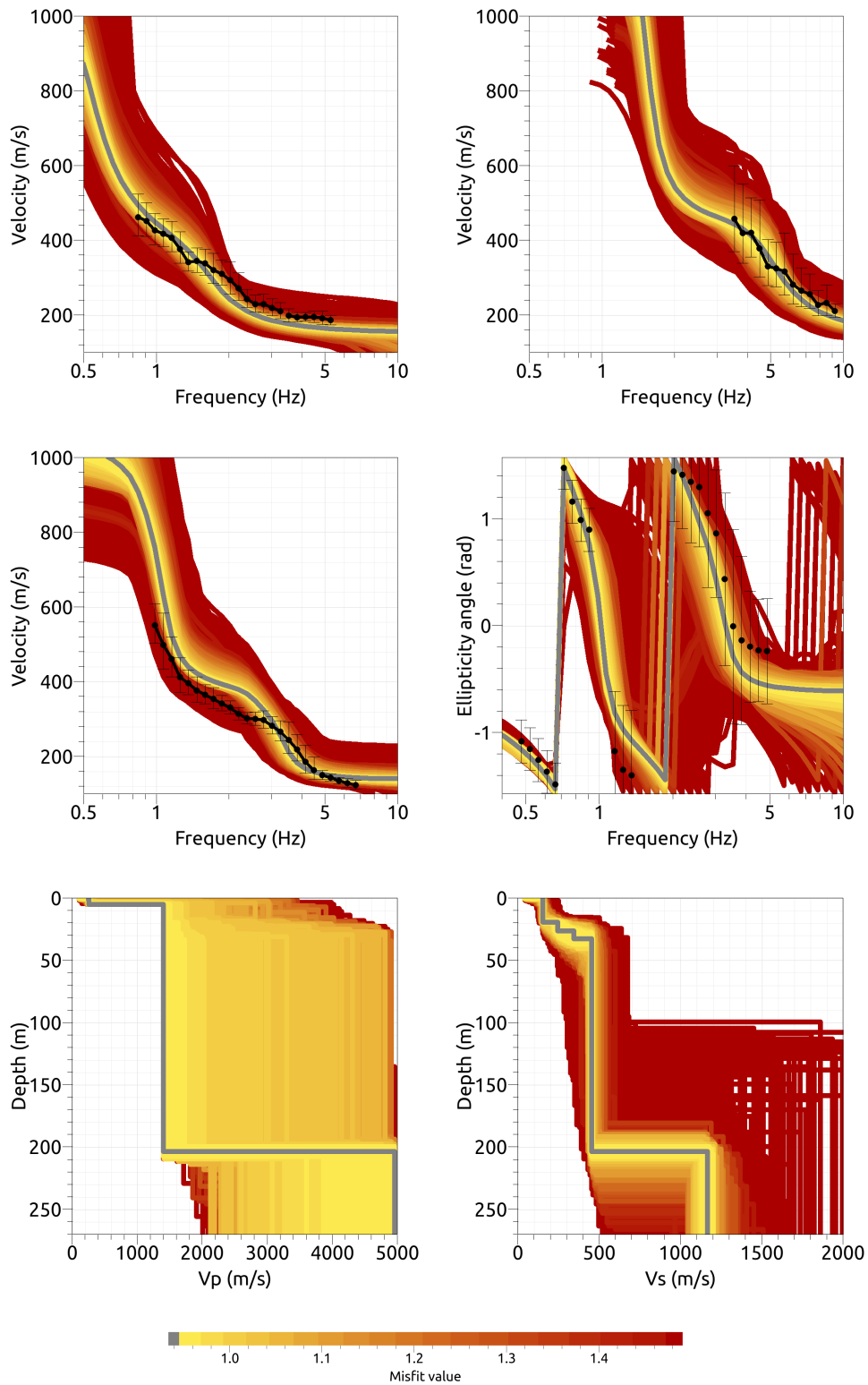


Figure 25: Inversion FUL71. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and first harmonic mode (right). Center line: Rayleigh wave dispersion curve for the fundamental mode (left) and ellipticity angle (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

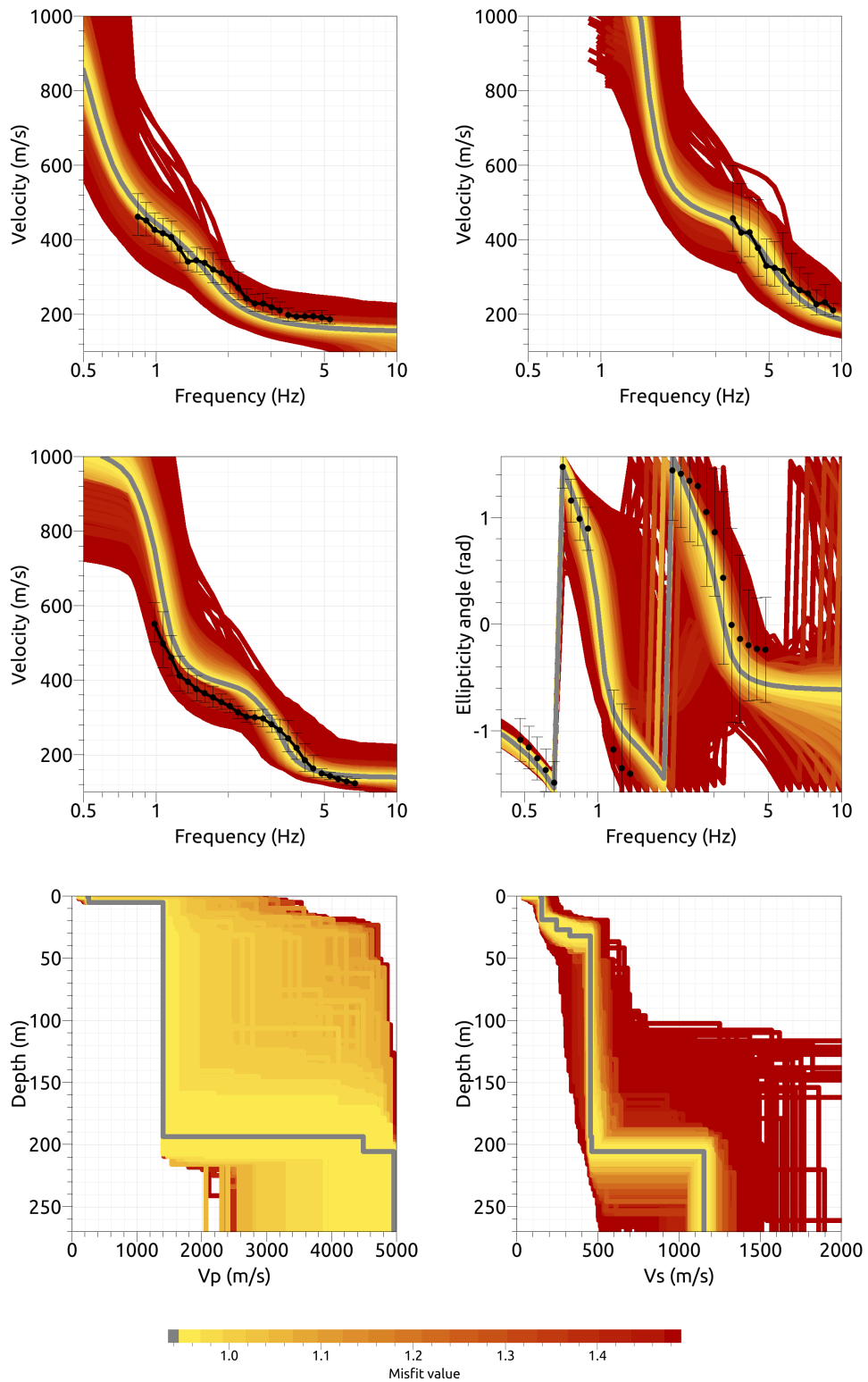


Figure 26: Inversion FUL8l. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and first harmonic mode (right). Center line: Rayleigh wave dispersion curve for the fundamental mode (left) and ellipticity angle (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

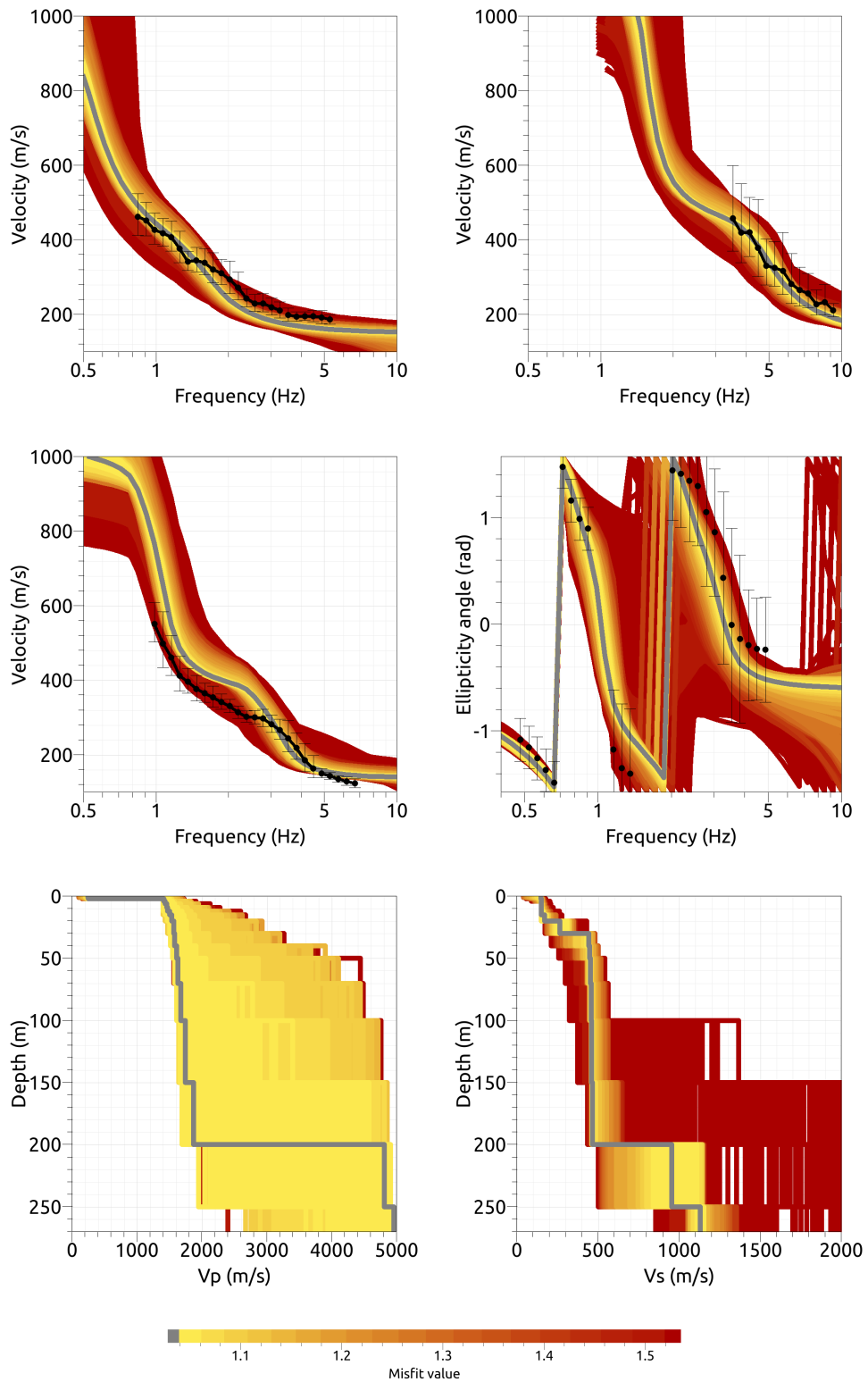


Figure 27: Inversion FULfix. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and first harmonic mode (right). Center line: Rayleigh wave dispersion curve for the fundamental mode (left) and ellipticity angle (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

7.4 Overview of the inversion result

The best-fitting S-wave velocity profiles of the inversions are shown in Fig. 28. The models are all in good agreement. There are some deviations for the fixed-depth approach around the velocity contrast at 200 m. For the superficial part of the profiles, the four-layer inversion deviates from the other profiles because it has less liberty from the number of parameters. The four-layer and fixed-depth inversions also had slightly higher misfit values and therefore fit the data less. Therefore, we will take the 5- to 8-layer inversions as best inversions, but still accept the other two.

At the surface, the S-wave velocity for all inversions is around 150 m/s down to about 20 m, where it increases to about 270 m/s. At a depth of around 30 m, the velocity increases to 450 m/s. At around 206 m of depth, a strong velocity contrast is found and the velocity increases to about 1200 m/s. No deeper layers can be resolved.

In Fig. 28, we also show the superficial velocity profile resulting from the MASW measurements for the southeastern end of the profile shown in Fig. 10 for comparison reasons. Taking into account that this model is not very constrained below 10 m, we find a very good agreement between this measurement and the inversion results from the passive array.

The velocity profiles resulting from the different inversions have V_{S30} values between 179.3 and 182.2 m/s, with an average value of 180.8 ± 1.2 m/s.

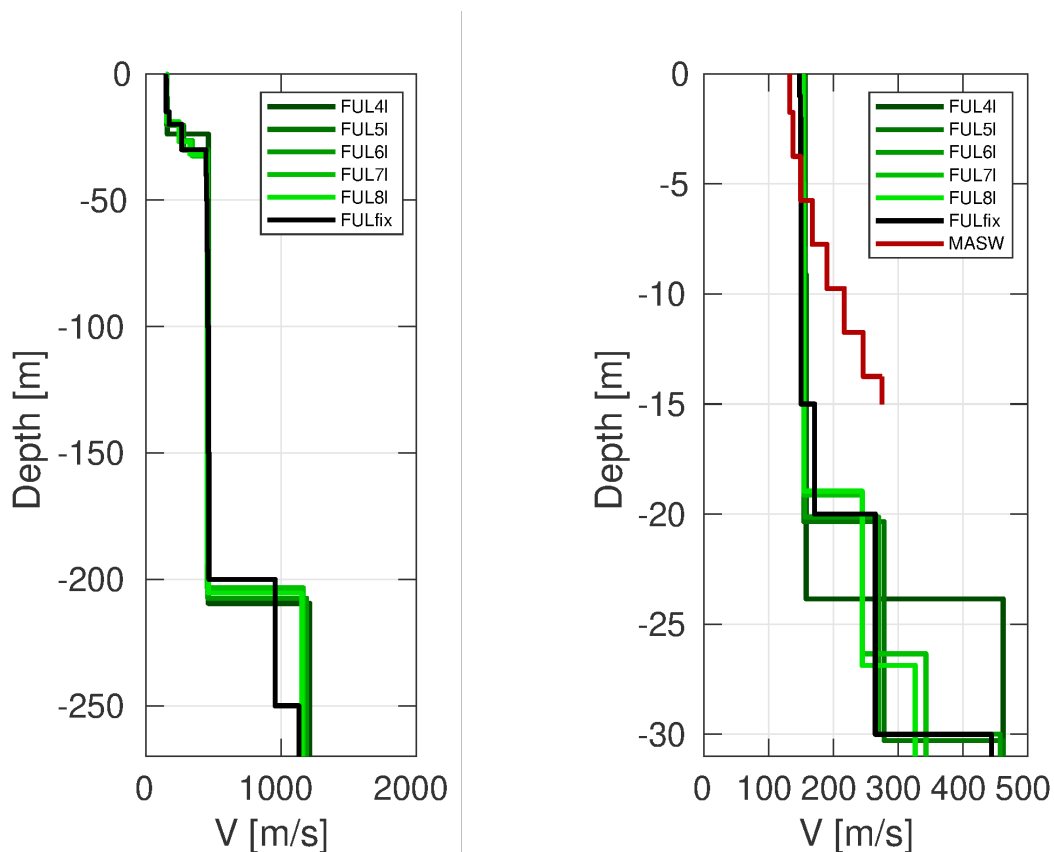


Figure 28: Overview of the shear-wave velocity profiles of the the different inversions (left) and zoom on the upper 30 m of the profiles of the inversions, with a comparison with the results from the velocity profile obtained by the MASW data.

7.5 SH transfer function

In Fig. 29, the theoretical shear-wave transfer functions for the inverted models are shown. The main amplification is expected around 1.5 Hz and 2.1 Hz, with a smaller peak around 0.5 Hz.

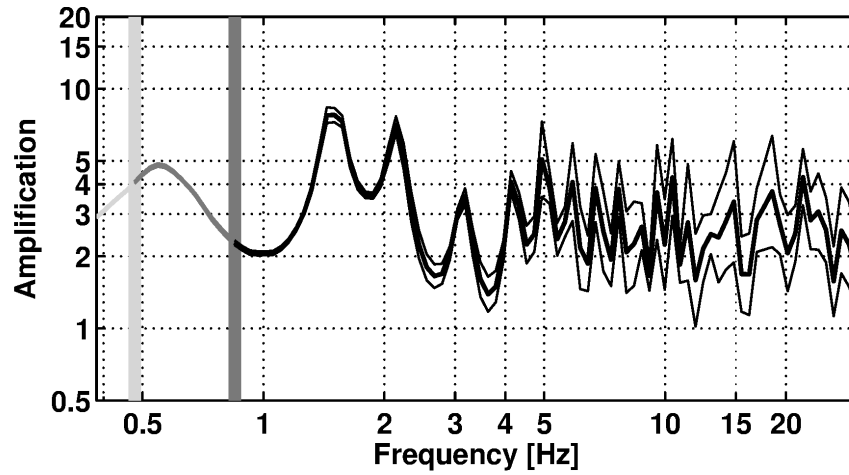


Figure 29: Modeled amplification for the best models of the six inversions.

7.6 Quarter-wavelength representation

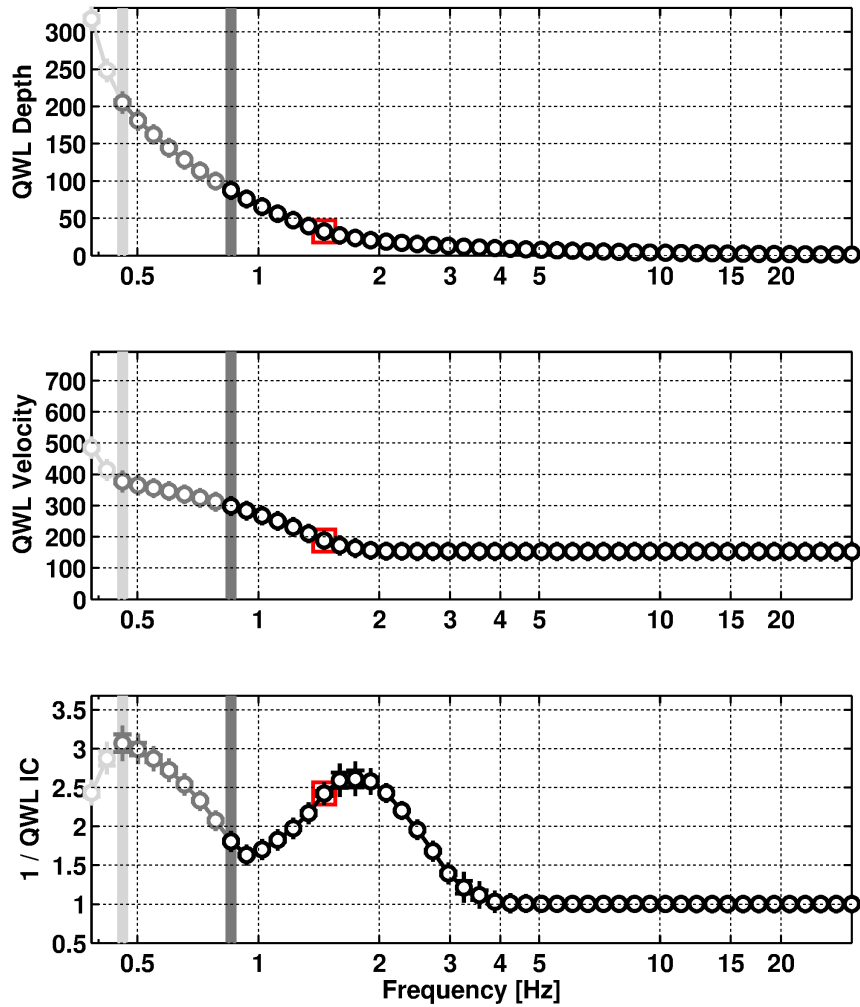


Figure 30: Quarter wavelength representation of the velocity profiles for the best models of the inversions (top: depth, center: velocity, bottom: inverse of the impedance contrast). The black curves are constrained by the dispersion and ellipticity angle curves, the dark gray curves only by the ellipticity angle information and the light gray curves are not constrained by the data. The red square corresponds to V_{S30} .

8 Discussion of the results

The CPTu measurements show a relatively low liquefaction probability during a strong earthquake, which is only elevated for some layers between about 11 to 16 m of depth. As the local geology in the boreholes to the east of the area was rather variable, we can however not exclude that other places in the area are more prone to liquefaction than the location of the CPTu measurement. The investigation result does not favor a borehole installation at the site.

From the final inversion, we retrieve a V_{S30} value of about 181 m/s for the site, corresponding to soil class between C and D in EC8 and D in SIA261.

The inversion of the passive seismic array measurements yields velocity profiles with shear-wave velocities of less than 450 m/s down to about 200 m, where a velocity increase to about 1200 m/s is found. We cannot resolve deeper layers at the site.

9 Conclusion

We performed different measurements to characterize the underground at the possible borehole site of Fully. The investigated site presents a moderate liquefaction potential and does not seem to be a good place to install a borehole station. Nevertheless, the site would be a good site for a surface installation. Using different techniques, we could determine the velocity profile from the shallow surface down to over 200 m of depth. The V_{S30} of the best models is about 181 m/s, corresponding to the limit between soil class C and D in EC8 and to soil class D in SIA261.

Acknowledgements

The authors thank David Farsky, Mauro Häusler, Francesco Panzera, Vincent Perron and Simon Rouwendaal 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., Riepl, J., Cotton, F., Cornou, C., and Hatzfeld, D. (2001). Analysis of dense array noise measurements using the modified spatial auto-correlation method (SPAC): application to the Grenoble area. *Boll. Geof. Teor. Appl.*, 42:281–304.
- Boore, D. M. and 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*, 24:99–138.
- 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., Wathelet, 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>.
- Häusler, M., Schmelzbach, C., and Sollberger, D. (2018). The galperin source: A novel efficient multicomponent seismic source. *Geophysics*, 83:P19–P27.
- 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.
- Lanz, E., Maurer, H., and Green, A. G. (1998). Refraction tomography over a buried waste disposal site. *Geophysics*, 63:1414–1433.
- 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.
- Reynolds, J. M. (2011). *An introduction to applied and Environmental Geophysics*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Robertson, P. K. and Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.*, 35:442–459.

A Borehole profiles

Bureau Pascal TISSIERES
Rue des Prés-de-la-Scie 2
1920 MARTIGNY

Ecole primaire de Charnot
Parcelles n° 1822 et 1823
1926 FULLY

ANNEXE

Sondage S1

Maître de l'oeuvre : Administration communale de Fully
Coord.: Y= 574'794 X= 109'511 Z≈ 461 m Profondeur: 30.00 m.

Entreprise : Tecfor SA - Troistorrents
Sondeur : A. Asani
Date : 27-30.7.1999

Equipements spéciaux : Tube PVC 6" Echelle 1: 50

Prof. (m)	Profil	Stabilité Tectonique	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Echantillon	Méth. sond.	φ Carottier	Revêtement	Eau	
0.06			0.06	Bitume							0.78 m
1.00			1.00	Grave I concassée (Ø max. 6 cm)	Remblai						0.28 m (13.8.99) Température : 12.9°C Conductivité à 20°C : 338 µS/cm
1.65			1.65	Grave II roulée (Ø max. 15 cm)				220 mm			
3.00			3.00	Limon sablo-gravelo-pierreux, beige, roulé (Ø max. 20 cm)	Cône de déjection						
4.00			4.00	Alternances millimétriques de sablo moyen gris et de sable limoneux organique noir	Dépôts d'inondat.						
6.85			6.85	Sable moyen gris, à rares graviers roulés (Ø max. 6 cm)	Alluvions						
9.00			9.00	Tourbe pure, non minérale, brune	Marécages			220 mm			
11.60			11.60	Tourbe brune, à rares strates sableuses grises centimétriques							
12.00			12.00	Limon à sable fin, à laminations centimétriques grises, organique (dégagement de H ₂ S)	Cône de déjection		168 mm				
13.4			13.4	Limon sablo-gravelo-pierreux, roulé ou anguleux, noir jusqu'à 13.0 m, puis gris-beige jusqu'à 13.4 m, puis beige (Ø max. 20 cm, gneiss)							

Rotation à sec

Bureau Pascal TISSIERES
Rue des Prés-de-la-Scie 2
1920 MARTIGNY

Ecole primaire de Charnot
Parcelles n° 1822 et 1823
1926 FULLY

ANNEXE

Sondage S1

Maître de l'oeuvre : Administration communale de Fully

Coord.: Y= 574'794

X= 109'511

Z= 461 m

Profondeur: 30.00 m.

Entreprise : Tecfor SA - Troistorrents

Sondeur : A. Asani

Date : 27-30.7.1999

Equipements spéciaux : Tube PVC 6"

Echelle 1:50

Prof. (m)	Profil	Stabilité Tectonique	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Echantillon	Méth. sond.	φ Carottier	Revêtement	Eau
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25			25.00	Limon sablo-gravelo-pierreux, roulé ou anguleux, noir jusqu'à 13.0 m, puis gris-beige jusqu'à 13.4 m, puis beige (φ max. 20 cm, gneiss)	Cône de déjection					18.50 m De 18.50 à 20.30 m : bouchon d'argile 20.30 m 21.50 m De 21.50 à 30.00 m : gravier filtrant
26			26.00	Gravier sablo-limoneux, roulé, beige (φ max. 4 cm)						25.00 m Coefficient de perméabilité de 25.00 à 29.00 m : $k = 4.7-9.1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
27				Sable grossier, graveleux, propre, gris (φ max. 6 cm)						
28			28.00							
29				Gravier sablo-limoneux, pierreux, roulé, gris (φ max. 15 cm, granite)	Alluvions					29.00 m 30.00 m
30			30.00							

Bureau Pascal TISSIERES
Rue des Prés-de-la-Scie 2
1920 MARTIGNY

Ecole primaire de Charnot
Parcelles n° 1822 et 1823
1926 FULLY

ANNEXE

Sondage S2

Maître de l'oeuvre : Administration communale de Fully

Coord.: Y= 574'789

X= 109'545

Z= 461 m

Profondeur: 30.00 m.

Entreprise : Tecfor SA - Troistorrents

Sondeur : A. Asani

Date : 2-4.8.1999

Equipements spéciaux : —

Echelle 1: 50

Prof. (m)	Profil	Stabilité Tectonique	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Echantillon	Méth. sond.	Ø Carottier	Revêtement	Eau
1			0.06	Bitume	Remblai					
			0.50	Grave I concassée (Ø max. 6 cm) Grave II roulée (Ø max. 20 cm)						
2			1.30	Limons organiques noirs	Marécages			220 mm		
			1.60	Tourbe pure, non minérale, brune						
3			2.20	Limons à sable fin, à laminations millimétriques, peu organiques, gris	Marécages					
			4.20	Limons sableux, tourbeux, gris et brun						
4			4.70	Tourbe brune, à rares strates sableuses, grises, centimétriques	Cône de déjection					
			6.00	Sable limono-gravelo-pierreux, tourbeux, brun (Ø max. 20 cm)						
5			7.25	Tourbe peu sableuse, à rares pierres anguleuses (Ø max. 20 cm)	Marécages			160 mm		
			9.10	Limons sablo-gravelo-pierreux, roulés ou anguleux, beige (Ø max. 20 cm)						
6					Cône de déjection					
7					Cône de déjection					
8					Cône de déjection					
9					Cône de déjection					
10					Cône de déjection					
11					Cône de déjection					
12					Cône de déjection					
13					Cône de déjection					
14					Cône de déjection					
15					Cône de déjection					

0.40 m (13.8.99)
Niveau stabilisé (approximation)

Bureau Pascal TISSIERES
Rue des Près-de-la-Scie 2
1920 MARTIGNY

Ecole primaire de Charnot
Parcelles n° 1822 et 1823
1926 FULLY

ANNEXE

Sondage S3

Maître de l'oeuvre : Administration communale de Fully

Coord. : Y= 574'764

X= 109'550

Z= 461 m

Profondeur: 30.00 m.

Entreprise : Tecfor Sa - Troistorrents

Sondeur : A. Asani

Date : 6-12.8.1999

Equipements spéciaux : Tube PVC 4 1/2"

Echelle 1:50

Prof. (m)	Profil	Stabilité Tectonique	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Echantillon	Méth. sond.	Ø Carottier	Revêtement	Eau
16				Sable limono-gravelo-pierreux, beige foncé et beige clair, anguleux (Ø max. 20 cm, gneiss)	Cône de déjection			250 mm		
17										
18			18.00							
19				Limons sablo-graveleux, assez pierreux, contenant des blocs, anguleux, beige clair et beige foncé, dense (Ø max. 25 cm)				220 mm		
20										
21										
22				Sable limono-gravelo-pierreux, beige foncé et beige clair, anguleux (Ø max. 20 cm, gneiss)						21.50 m
23										De 21.50 à 25.00 m : bouchon d'argile
24				Limons sablo-graveleux, assez pierreux, anguleux, beige clair et beige foncé, dense (Ø max. 15 cm)						
24			24.00	Sable peu limono-graveleux, gris (Ø max. 5 cm)	Alluvions					
25				Alternances de sable assez limoneux, peu graveleux, gris-beige et de limon peu sableux, gris-beige, stratifié (Ø max. 5 cm)	Dépôts d'inondation					25.00 m
26				Sable peu limono-graveleux, ocre-beige (Ø max. 5 cm)	Alluvions					
27				Alternances de limon peu sableux et de sable fin limoneux, dense, gris, gris foncé et tourbeux de 26.35 à 26.70 m				190 mm		
28				Gravier sableux, peu limoneux, gris-beige (Ø max. 5 cm)	Cône de déjection					28.00 m
29										De 28.00 à 30.00 m : gravier filtrant
30				Limons sablo-gravelo-pierreux, gris, anguleux (Ø max. 15 cm, grès, grès chloriteux)						30.00 m

Rotation à sec

140 mm

190 mm

Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA Rue des Prés-de-la-Scie 2 1920 MARTIGNY		Mandat n° 1.975 Salle polyvalente de Charnot - Parcelles n° 7082 et 7085 Charnot - 1926 FULLY		Forage S1					
Maître de l'ouvrage : Administration communale 1926 Fully		Coordonnées : X = 574'940 Y = 109'430 Z = 460 m		Profondeur = 30.00 m					
Entreprise : Tecfor SA - 1868 Collombey			Sondeur : M. Hasan Hasani		Date : 31.3-1.4.2008				
Equipements spéciaux : Aucun					Echelle 1:50				
Profondeur (m)	Profil	SPT	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Méthode de sondage	Ø carottier	Revêtement	Eau
1			0.15	Terre végétale, sablo-limoneuse, brune	Dépôts d'inondation	Rotation à sec	178 mm		1.00 m : niveau de la nappe le 1.4.2008
			0.80	Sable fin à moyen, peu limoneux, gris-beige, avec matière organique					
			1.30	Sable fin, peu limoneux, peu organique, gris-beige					
2		2.15 m N _{SPT} = 1	1.50	Tourbe noire	Dépôts de marécages				
			1.90	Limon gris, avec matière organique et tourbe noire; consistance moyenne à ferme					
3			1.90	Sable fin, limoneux, gris; consistance ferme	Dépôts d'inondation				
			3.00	Tourbe noire; consistance très molle					
4		4.15 m N _{SPT} = 1	3.50	Limon peu sableux, gris, avec matière organique; consistance molle	Dépôts de marécages				
			3.70	Tourbe noire; consistance très molle					
			4.20	Limon peu sableux, gris, avec matière organique et tourbe noire; consistance moyenne					
5			5.90	Limon peu sableux, gris, avec traces de matière organique; consistance moyenne	Dépôts d'inondation				
			6.20	Sable peu limoneux, gris, avec traces de matière organique; consistance moyenne					
6		6.15 m N _{SPT} = 1	6.40	Limon gris; consistance moyenne	Dépôts d'inondation				
			7.10	Sable fin, peu limoneux, gris, avec matière organique; consistance moyenne					
7			7.60	Tourbe noire; consistance très molle	Dépôts de marécages				
			8.15 m N _{SPT} = 2						
8		8.15 m N _{SPT} = 2	9.90	Sable fin, peu limoneux, gris foncé; consistance moyenne	Alluvions				
			10.40	Sable graveleux (Ø max. 1 cm), gris					
9			12.00	Sable gravo-pierreux (Ø max. 7 cm), gris	Alluvions				
			12.15 m N _{SPT} = 2						
10		10.15 m N _{SPT} = 1	12.70	Tourbe peu limono-sableuse, noire; consistance très molle	Dépôts de marécages				
			13.60	Sable gravo-pierreux (Ø max. 20 cm), beige					
11			14.15 m N _{SPT} = 23		Alluvions				
			15						

Maître de l'ouvrage : Administration communale 1926 Fully	Coordonnées : X = 574'940 Y = 109'430 Z = 460 m Profondeur = 30.00 m
--	---

Entreprise : Tecfor SA - 1868 Collombey	Sondeur : M. Hasan Hasani	Date : 31.3-1.4.2008
---	---------------------------	----------------------

Equipements spéciaux : Aucun	Echelle 1:50
------------------------------	--------------

Profondeur (m)	Profil	SPT	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Méthode de sondage	Ø carottier	Revêtement	Eau
16		16.15 m N _{SPT} = 44		Sable graveleux-pierreux (Ø max. 20 cm), beige	Alluvions	Rotation à sec	140 mm	178 mm	
17									
18		18.15 m N _{SPT} = 4	18.00	Sable moyen, beige; consistance très molle					
19									
20		20.15 m N _{SPT} = 6	19.70 20.10	Gravier sableux (Ø max. 2 cm), beige	Dépôts de marécages				
21			20.80	Tourbe noire					
22		22.15 m N _{SPT} = 4	20.80 21.20	Sable limoneux, gris-beige; consistance moyenne	Alluvions				
23									
24		24.15 m N _{SPT} = 6		Sable graveleux (Ø max. 2 cm), peu limoneux, beige					
25									
26		26.15 m N _{SPT} = 8	25.80	Sable grossier, graveleux, avec des pierres (Ø max. 7 cm), beige					
27			27.40						
28		28.15 m N _{SPT} = 21		Sable moyen à grossier, graveleux (Ø max. 5 cm), peu limoneux, gris-beige; consistance très ferme					
29									
30			30.00	Relevé par S. Rotté-Capet					

Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA
Rue des Prés-de-la-Scie 2
1920 MARTIGNY

Mandat n° 1.975
Salle polyvalente de Charnot - Parcelles n° 7082 et 7085
Charnot - 1926 FULLY

Forage S2

Maître de Administration communale
l'ouvrage : 1926 Fully

Coordonnées : X = 574'890 Y = 109'410 Z = 460 m Profondeur = 30.50 m

Entreprise : Tecfor SA - 1868 Collombey

Sondeur : M. Hasan Hasani

Date : 2-3.4.2008

Equipements spéciaux : Aucun

Echelle 1:50

Profondeur (m)	Profil	SPT	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Méthode de sondage	Ø carottier	Revêtement	Eau
			0.40	Sable gravo-pierreux (Ø max. 7 cm), gris foncé	Remblai				
1				Limon peu sableux, gris, avec matière organique; consistance ferme	Dépôts d'inondation		178 mm		1.00 m : niveau de la nappe le 3.4.2008
2		2.15 m N _{SPT} = 0	1.80 2.00	Sable limoneux, gris; consistance ferme	Alluvions				
3				Limon sableux, gris, avec de rares graviers (Ø max. 1 cm)					
4		4.15 m N _{SPT} = 1		Sable limoneux, gris, avec matière organique; consistance moyenne					
5			4.80 5.00	Limon peu sableux, gris, avec matière organique; consistance moyenne					
6		6.15 m N _{SPT} = 1		Tourbe noire; consistance très molle	Dépôts de marécages	Rotation à sec	140 mm 178 mm		
7			6.40	Limon gris, avec matière organique; consistance molle					
8		8.15 m N _{SPT} = 1	7.80	Limon peu sableux, gris foncé; consistance molle					
			8.00	Tourbe noire; consistance très molle					
9			8.20	Limon gris, avec matière organique; consistance molle à très molle					
			8.50	Tourbe noire; consistance très molle					
			8.80 8.90	Sable peu limoneux, gris foncé; consistance moyenne					
10		10.15 m N _{SPT} = 0		Alternance de sable limoneux, gris, avec matière organique, et de tourbe noire (couches décimétriques); consistance molle					
11									
12		12.15 m N _{SPT} = 1							
13									
14		14.15 m N _{SPT} = 16							
15									

Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA Rue des Prés-de-la-Scie 2 1920 MARTIGNY		Mandat n° 1.975 Salle polyvalente de Charnot - Parcelles n° 7082 et 7085 Charnot - 1926 FULLY			Forage S2								
Maître de l'ouvrage : Administration communale 1926 Fully		Coordonnées : X = 574'890 Y = 109'410 Z = 460 m			Profondeur = 30.50 m								
Entreprise : Tecfor SA - 1868 Collombey			Sondeur : M. Hasan Hasani			Date : 2-3.4.2008							
Equipements spéciaux : Aucun						Echelle 1:50							
Profondeur (m)	Profil	SPT	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Méthode de sondage	Ø carottier	Revêtement	Eau				
16		N _{SPT} = 7	15.80 16.10	Alternance de sable limoneux, gris, avec matière organique, et de tourbe noire (couches décimétriques); consistance molle Pierres (Ø max. 20 cm)	Dépôts de marécages	Rotation à sec	140 mm	178 mm					
17			16.10 16.60	Sable grossier, graveleux (Ø max. 1 cm), gris	Alluvions								
18		N _{SPT} = 2	18.15 m 18.50	Sable moyen à grossier, peu limoneux, avec des graviers et des pierres (Ø max. 7 cm), gris Pierres (Ø max. 20 cm)									
19			19.00 19.50	Gravier sableux (Ø max. 5 cm), gris Sable peu graveleux (Ø max. 2 cm), gris									
20		N _{SPT} = 1	19.90 20.30	Limon peu sableux, gris; consistance moyenne									
21				Sable moyen à fin, limoneux, gris-beige, avec passages riches en matière organique; consistance moyenne	Dépôts de marécages								
22		N _{SPT} = 1	22.15 m										
23			23.10 23.50	Limon peu sableux, gris foncé Sable fin, peu limoneux; consistance moyenne									
24		N _{SPT} = 11	24.15 m 24.30	Gravier peu sableux (Ø max. 5 cm), gris	Alluvions								
25				Sable avec des graviers (Ø max. 5 cm), beige									
26		N _{SPT} = 16	25.80	Sable moyen, limono-graveleux (Ø max. 2 cm), beige; consistance ferme									
27			26.90										
28		N _{SPT} = 12	28.15 m	Gravier sableux (Ø max. 6 cm), beige									
29													
30			30.00 30.50	Sable limoneux, peu graveleux (Ø max. 4 cm), beige; consistance ferme									
				Relevé par S. Rotté-Capet									

Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA Rue des Prés-de-la-Scie 2 1920 MARTIGNY		Mandat n° 1.1857 Cycle d'orientation de Fully-Saxon - Parcelles n° 1826, 1845 et 3323 - Charnot - 1926 FULLY		Forage F1	
Maître de Administrations communales de l'ouvrage : Fully et Saxon		Coordonnées : X = 574'760 Y = 109'402 Z = 461 m		Profondeur = 40.00 m	
Entreprise : Stump FORATEC SA - 1037 Etagnières			Sondeur : M. Kazar		Date : 18-20.6.2012
Equipements spéciaux : Aucun					Echelle 1:50

Profondeur (m)	Profil	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Méthode de sondage	Ø carottier	Revêtement	Eau
1		0.20	Sable limoneux, peu graveleux (Ø max. 3 cm), beige, peu compact	Dépôts d'inondation	Rotation à sec	246 mm	246 mm	
		0.60	Sable limoneux, beige, très compact, q _p = 250 kPa, q _s = 370 kPa					
2		1.00	Limon finement sableux, gris-beige, avec de la matière organique, mou					
		1.30	Limon peu argileux, gris foncé, mou, q _p < 100 kPa					
3		2.20	Limon sableux à sable limoneux, gris foncé, mou, q _p < 100 kPa					
		2.60	Tourbe noire De 2.50 à 2.80 m : essai SPT : 1/1/1 coup/15 cm	Dépôts palustres				
4		5.30	Sable peu limoneux, à alternances de limon sableux, gris-beige, peu compact De 5.00 à 5.45 m : essai SPT : 1/1/1 coup/15 cm	Dépôts d'inondation				
		6.60	Tourbe noire en alternance avec des couches de limon argileux, gris	Dépôts palustres				
5		7.40	Limon très peu sableux, gris foncé, moyennement compact, q _p = 200 à 300 kPa De 7.00 à 7.45 m : essai SPT : 1/1/1 coup/15 cm	Dépôts d'inond.				
		8.40	Tourbe très peu limoneuse, noire	Dépôts palustres				
6		8.20	Limon argileux, peu organique, gris-vert, mou	Dépôts palustres				
		8.40	Limon argileux, organique, gris foncé, ferme, q _p = 350 kPa, q _s > 450 kPa					
7		9.10	Limon très peu sableux, gris foncé, mou	Dépôts d'inondation				
		9.50	Limon argileux, tourbeux, gris foncé, mou, q _p < 50 kPa					
8		10.30	Tourbe noire De 10.00 à 10.45 m : essai SPT : 1/2/2 coups/15 cm	Dépôts palustres				
		11.70	Limon finement sableux, gris, mou, q _p < 100 kPa De 10.00 à 10.45 m : essai SPT : 1/2/2 coups/15 cm	Dépôts d'inondation				
9		12.00	Tourbe noire	Dépôts palustres				
		12.90	Sable fin et limon stratifié, gris, consistance moyenne De 12.50 à 12.95 m : essai SPT : 1/1/2 coups/15 cm	Dépôts d'inond.				
10		13.10	Tourbe noire	Dépôts *				
		13.20	Limon sableux, beige, avec des coquilles, consistance moyenne					
11		14.00	Limon argileux, tourbeux, gris foncé, avec de la matière organique, mou	Dépôts palustres **				
		14.60	Sable fin et limon, gris-beige, stratifiés, fermes, q _p = 400 kPa	Dépôts d'inond.				
12		15.00	Limon argileux, tourbeux, gris, mou De 15.00 à 15.45 m : essai SPT : 2/2/3 coups/15 cm	Dépôts palustres				
		16.20						

2.30 m : niveau de la nappe le 18.6.2012

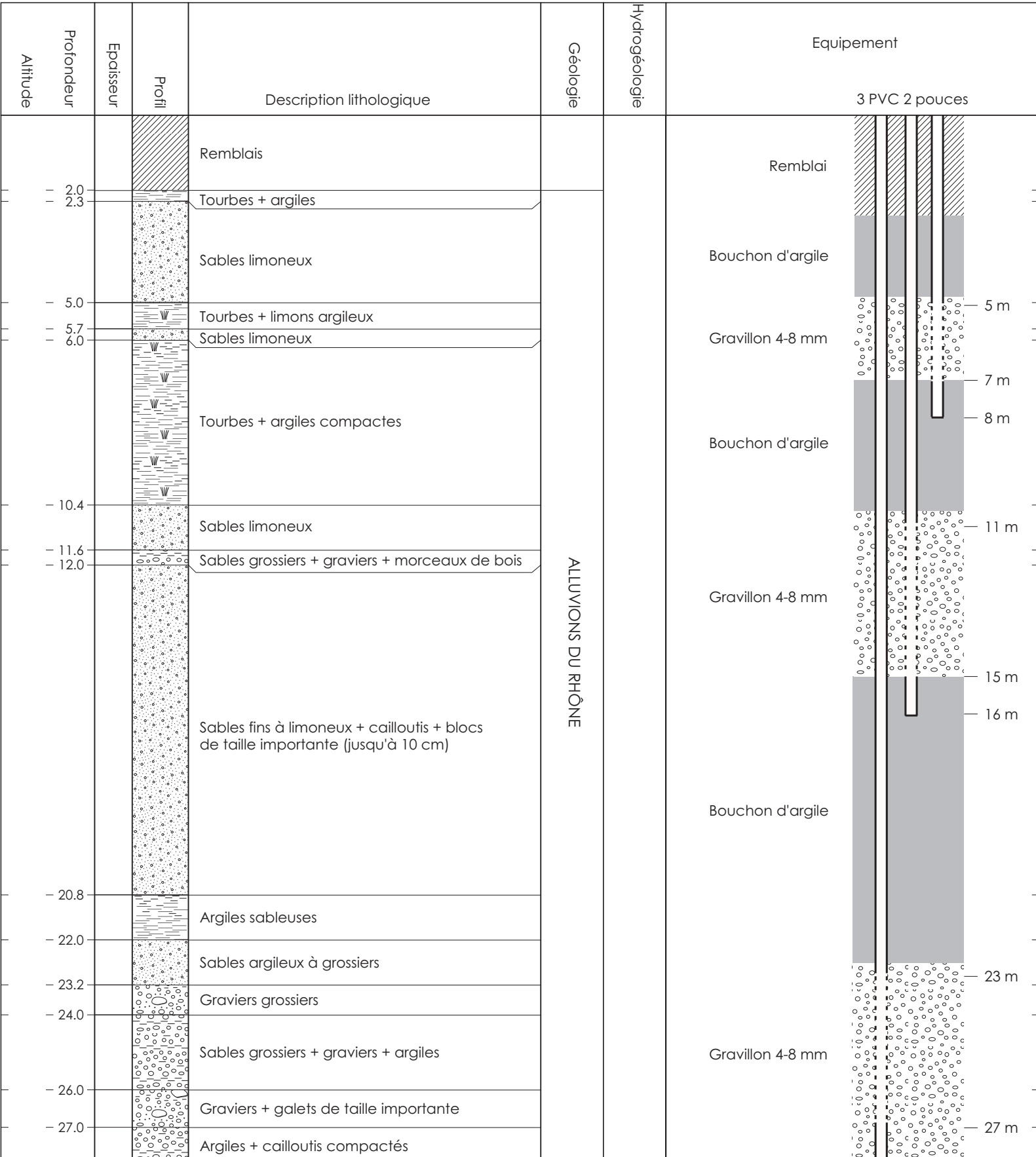
* Dépôts palustres
** Dépôts d'inondation

Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA Rue des Prés-de-la-Scie 2 1920 MARTIGNY		Mandat n° 1.1857 Cycle d'orientation de Fully-Saxon - Parcelles n° 1826, 1845 et 3323 - Charnot - 1926 FULLY			Forage F1			
Maître de l'ouvrage : Administrations communales de Fully et Saxon		Coordonnées : X = 574'760 Y = 109'402 Z = 461 m			Profondeur = 40.00 m			
Entreprise : Stump FORATEC SA - 1037 Etagnières			Sondeur : M. Kazar		Date : 18-20.6.2012			
Equipements spéciaux : Aucun						Echelle 1:50		
Profondeur (m)	Profil	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Méthode de sondage	Ø carottier	Revêtement	Eau
17		16.20	Limon peu sableux, gris foncé, avec rares traces de matière organique, mou	Dépôts palustres	Rotation à sec	145 mm	145 mm	
18		17.70 17.90	Limon peu argileux, gris foncé, avec de la matière organique, mou					
19		18.00 à 18.45	Sable fin et limon, gris, mou, q _s < 100 kPa De 18.00 à 18.45 m : essai SPT : 2/3/3 coups/15 cm	Dépôts d'inondation				
20		19.50	Limon peu argileux, gris foncé, ferme, q _s = 150 kPa, q _u = 500 kPa					
21		20.00	Limon gris clair, ferme					
21		20.70 à 21.45	Sable fin, peu limoneux, gris foncé, consistance moyenne De 21.00 à 21.45 m : essai SPT : 3/5/7 coups/15 cm					
22		21.20 21.60	Sable fin à grossier, gris foncé, compact Sable grossier, gris foncé	Alluvions				
22		21.60 22.00	Sable fin à grossier, gris foncé, compact Sable fin, limoneux, gris foncé					
23		22.00 22.30	Sable fin, limoneux, gris foncé					
23		22.30 22.90	Sable graveleux (Ø max. 2 cm, arrondi), gris foncé					
24		22.90 24.00	Sable graveleux-pierreux (Ø max. 7 cm), beige					
25		24.00 à 24.45	Sable peu limoneux, graveleux-pierreux (Ø max. 7 cm, arrondi), gris-beige De 24.00 à 24.45 m : essai SPT : 11/17/23 coups/15 cm					
26		25.40 27.00	Sable graveleux (Ø max. 5 cm), gris-beige					
27		27.00 à 30.00	Sable grossier, graveleux (Ø max. 5 cm), gris-beige De 27.00 à 27.45 m : essai SPT : 15/21/27 coups/15 cm De 30.00 à 30.45 m : essai SPT : 9/16/29 coups/15 cm					
28		30.00 à 31.60	Sable grossier, graveleux (Ø max. 5 cm), gris-beige De 27.00 à 27.45 m : essai SPT : 15/21/27 coups/15 cm De 30.00 à 30.45 m : essai SPT : 9/16/29 coups/15 cm					
29		31.60	Sable moyen à fin, très peu graveleux (Ø max. 3 cm), gris-beige					
30		31.60	Sable moyen à fin, très peu graveleux (Ø max. 3 cm), gris-beige		125 mm	125 mm		
31		31.60	Sable moyen à fin, très peu graveleux (Ø max. 3 cm), gris-beige					
32		31.60	Sable moyen à fin, très peu graveleux (Ø max. 3 cm), gris-beige					

Charrat / Martigny

Etude n° 4134-SURV

Coordonnées : x : 574'770 y : 109'475 z : ---	Géologues : levé par : L. Laigre (UNIL) et C. Badertcher dessiné par : RS et JR visé par : RS	Forage : type : carotté date : avril 2012 entreprise : ISR Injectobohr	Date : 24.05.2012	Echelle : 1:100
			Format : 297x420mm	Annexe :



Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA
Rue des Prés-de-la-Scie 2
1920 MARTIGNY

Mandat n° 1.1857-3

Cycle d'orientation de Fully-Saxon
Parcelles n° 3480, 1826 et 7085 - Charnot - 1926 Fully

Forage F3-PP

Maître de l'ouvrage : Administrations communales de Fully et Saxon

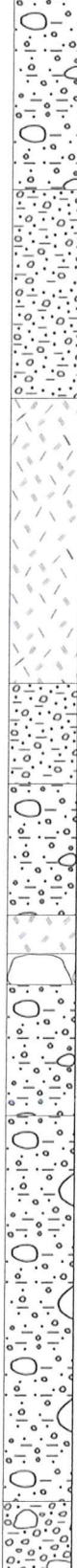
Coordonnées : X = 574'764 Y = 109'476 Z = 460 m **Profondeur =** 41.00 m

Date : 15.07-22.08.2014

Entreprise : Stump Foratec SA - Etagnières

Sondeur : M. Fabio

Equipements spéciaux : Tube piézométrique Ø 6"

Profondeur (m)	Profil	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Ø carottier	Revêtement	Méthode de sondage	Equipement	Caractéristiques	
0										
1			Limon sablo-graveleux, avec des pierres (Ø max. 10 cm), gris						- 0.60 m : niveau de la nappe le 18.07.2014	
2		2.50								
3				Sable fin, limoneux, avec des graviers (Ø max. 1 cm), gris foncé						
4					Dépôts palustres					
5		5.20								
6				Tourbe, avec passage limoneux de 6.50 à 6.70 m et de 6.90 à 7.10 m, gris-brun						matériaux de forage
7										
8										
9		8.90		Sable fin, limoneux, avec des graviers (Ø max. 1 cm), gris						
10		10.20								
11				Gravier sablo-limoneux, avec des pierres (Ø max. 7 cm), gris	Alluvions					
12		11.90		Tourbe brun-noir	Dépôts palustres					
13		12.40		Bloc (Ø max. > 40 cm)						
14		12.80		Gravier sablo-limoneux, avec des pierres (Ø max. 10 cm), gris						
15		14.50								
16					Alluvions					
17				Sable gravo-limoneux, avec des pierres et blocs (Ø max. 25 cm), beige						bouchon d'argile
18										
19										
20	19.50		Gravier sableux, peu limoneux, avec de nombreuses pierres (Ø max. 10 cm), gris-beige							

Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA Rue des Prés-de-la-Scie 2 1920 MARTIGNY		Mandat n° 1.1857-3 Cycle d'orientation de Fully-Saxon Parcelles n° 3480, 1826 et 7085 - Charnot - 1926 Fully				Forage F3-PP			
Maître de l'ouvrage : Administrations communales de Fully et Saxon		Coordonnées : X = 574'764 Y = 109'476 Z = 460 m			Profondeur = 41.00 m	Date : 15.07-22.08.2014			
Entreprise : Stump Foratec SA - Etagnières		Sondeur : M. Fabio		Equipements spéciaux : Tube piézométrique Ø 6"					
Profondeur (m)	Profil	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Ø carottier	Revêtement	Méthode de sondage	Equipement	Caractéristiques
21		30.00	Gravier sableux, peu limoneux, avec de nombreuses pierres (Ø max. 10 cm), gris-beige	Alluvions	326 mm	196 / 210 mm	Rotation à sec		massif filtrant 8/16 mm
22									
23									
24									
25									
26									
27									
28									
29									
30									
31		33.00	Sable grossier, peu graveleux, peu limoneux, avec de rares pierres (Ø max. 6 cm), gris	Alluvions	326 mm	196 / 210 mm	Rotation à sec		massif filtrant 8/16 mm
32									
33		41.00	Sable grossier, peu graveleux, peu limoneux, avec de rares graviers (Ø max. 2 cm), gris	Alluvions	326 mm	196 / 210 mm	Rotation à sec		massif filtrant 8/16 mm
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									
41									

Bureau d'ingénieurs et géologues TISSIERES SA
Rue des Prés-de-la-Scie 2
1920 MARTIGNY

Mandat n° 1.1857-3

Cycle d'orientation de Fully-Saxon
Parcelles n° 3480, 1826 et 7085 - Charnot - 1926 Fully

Forage F4-PR

Maitre de l'ouvrage : Administrations communales de Fully et Saxon

Coordonnées : X = 574'570 Y = 109'425 Z = 460 m

Profondeur = 40.50 m

Date : 02-18.07.2014

Entreprise : Stump Foratec SA - Etagnières

Sondeur : M. Fabio

Equipements spéciaux : Tube piézométrique Ø 6"

Profondeur (m)	Profil	Limites (prof. m)	Description lithologique	Formation géologique	Ø carottier	Revêtement	Méthode de sondage	Equipement	Caractéristiques
21			Sable graveleux (Ø max. 3 cm), peu limoneux, beige	Alluvions	254 mm	150 / 165 mm	Rotation à sec		massif filtrant 8/16 mm
22									
23									
24		28.00	Limon sablo-graveleux (Ø max. 1 cm), gris	Dépôts palustres					
25									
26									
27									
28		30.00	Limon peu sableux, peu graveleux (Ø max. 1 cm), gris foncé à noir						
29									
30									
31									
32									
33									
34	34.00	Sable grossier, peu limoneux, avec des graviers (Ø max. 4 cm), gris-beige	Alluvions						
35									
36									
37									
38									
39									
40	40.50								

B Report of the CPTU measurement

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

STANDORTCHARAKTERISIERUNG SPORTPLATZ 1926 FULLY

Projekt Nr.: 60-1214
Bericht Nr.: 1214 / 2

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
STANDORTCHARAKTERISIERUNG
SPORTPLATZ
1926 FULLY**

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 Fully:

- Abteufen von 1 elektrischen Drucksondierung mit einer Länge von insgesamt 26.3 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU 3);
- 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

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

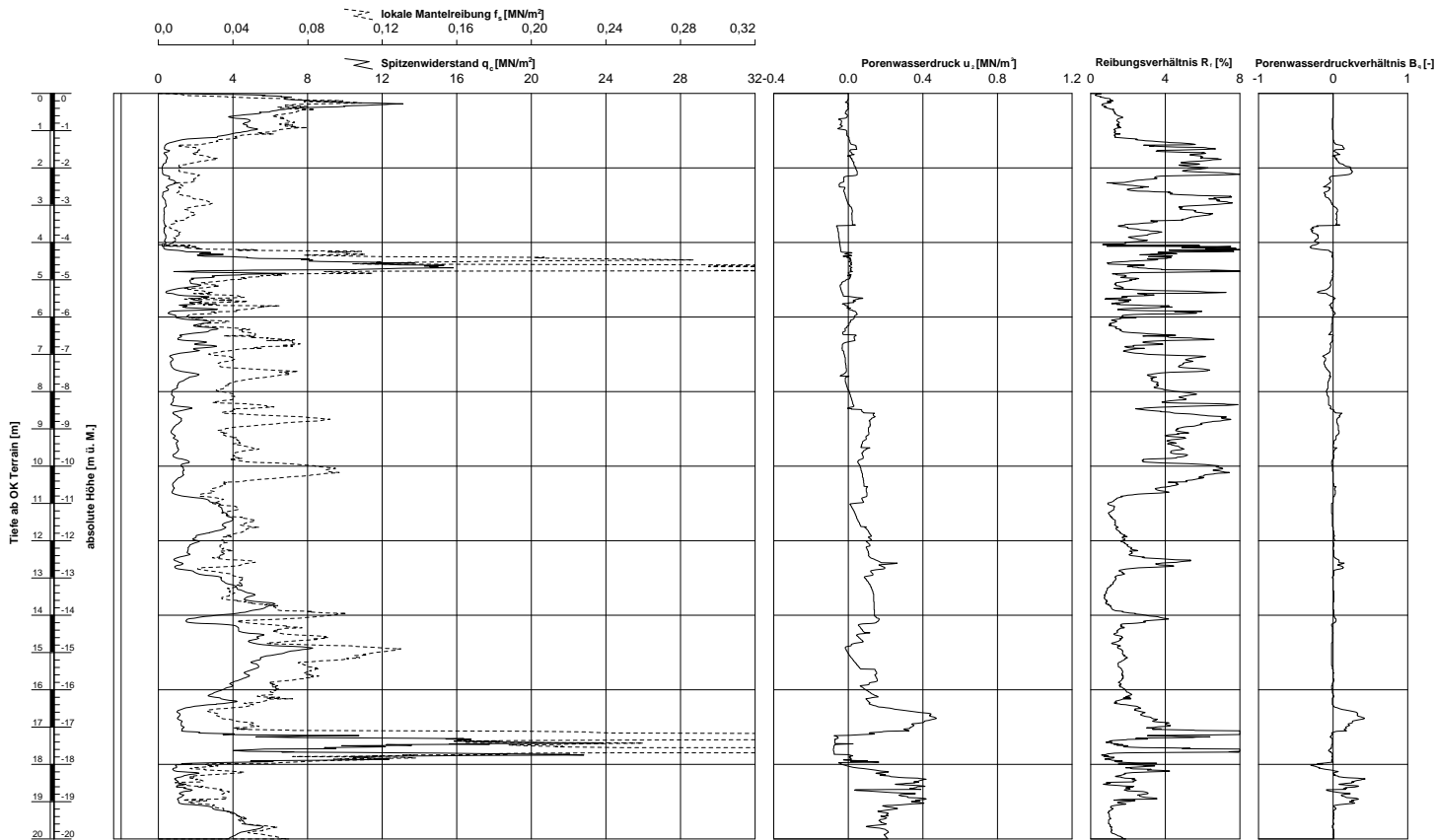
Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU 3

B1 – B2

geotechn. Anst. Schindler AG - Koronabst.

GeoData-System / CPT Daten / ACHT_1_100_07_GLD_24.08.2018/12.03.30



Ausführungsdatum : 30.08.2018 Koordinaten : 574585 m O
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M. 109322 m N Messsonde : S15CFIIP15
 Wasser : m ab OK Terrain Spitzquerschnitt: 15 cm²

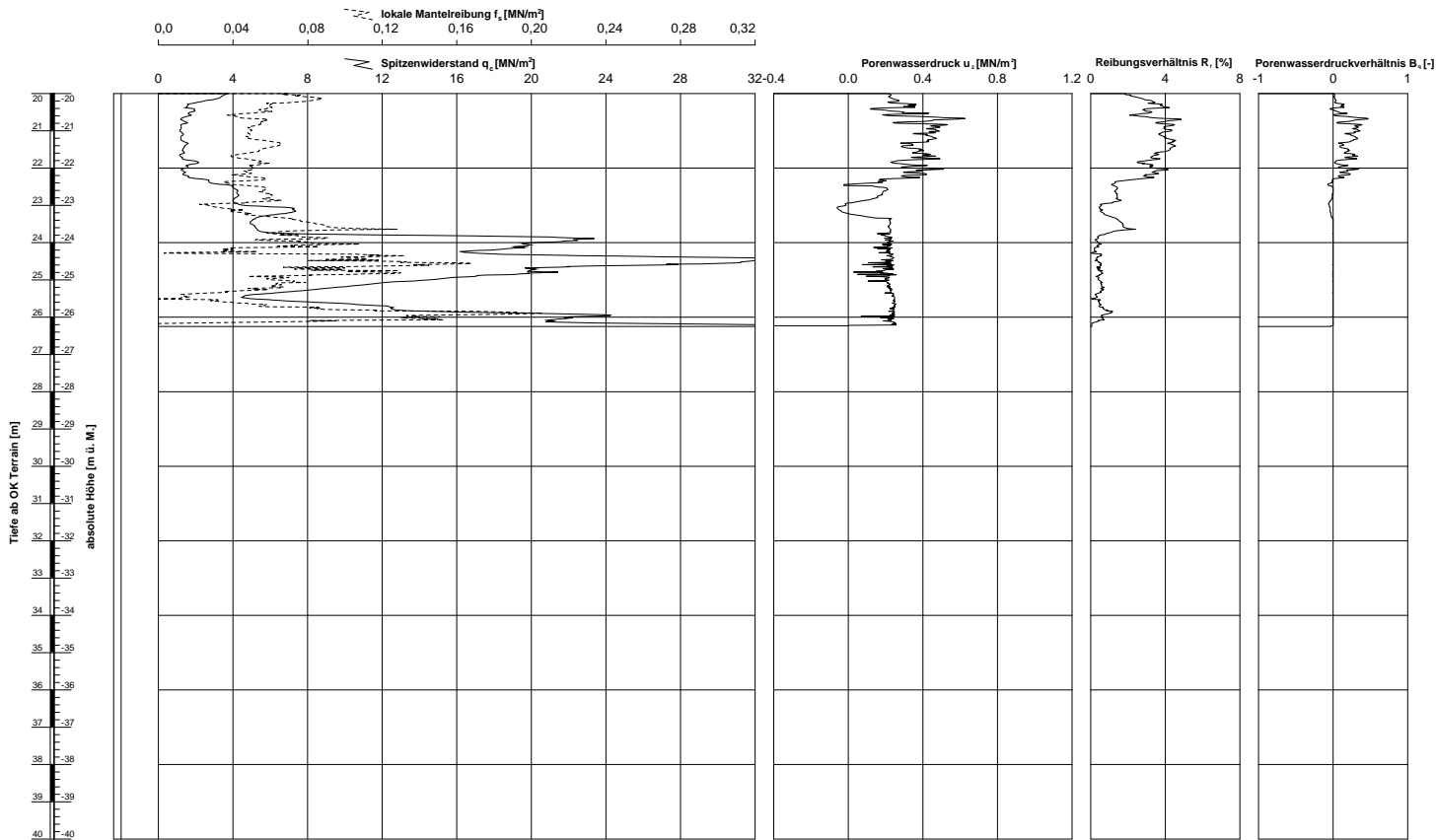
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Messdaten

Sondierung: CPTU3

Standortcharakterisierung SED, Fully

geotechn. Anst. Schindler AG - Koronabst.

GeoData-System / CPT Daten / ACHT_1_100_07_GLD_24.08.2018/12.03.30



Ausführungsdatum : 30.08.2018 Koordinaten : 574585 m O
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M. 109322 m N Messsonde : S15CFIIP15
 Wasser : m ab OK Terrain Spitzquerschnitt: 15 cm²

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
 Messdaten

Sondierung: CPTU3

Standortcharakterisierung SED, Fully

BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION

INHALT

Beilage

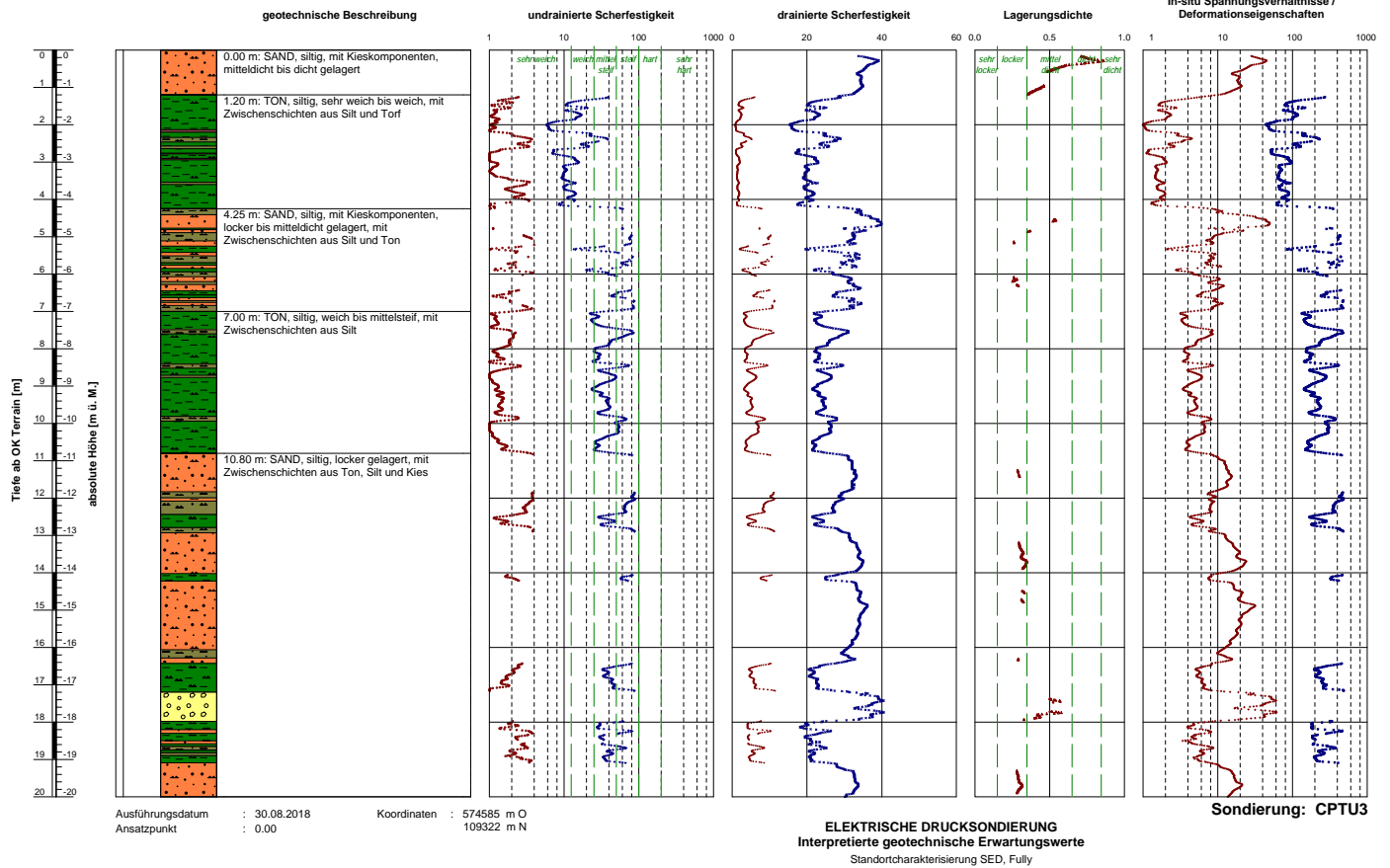
Elektrische Drucksondierung CPTU 3

C1 – C2

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{cs} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- Sensitivität S_v [-]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: M_{e1} bzw. E_1) [MN/m²]

geotechn. ak. Datum: 30.08.2018 korrektur: ds

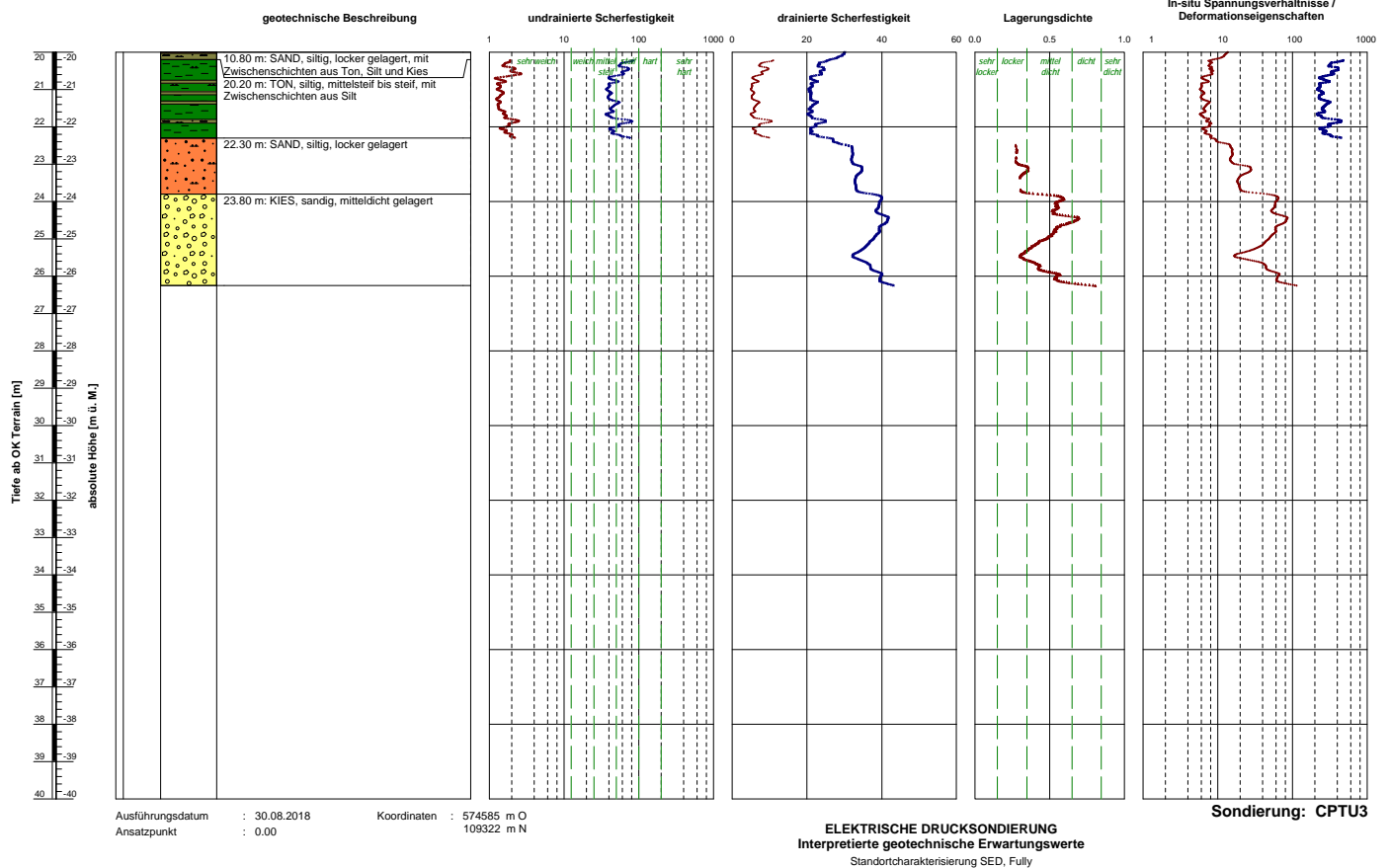
GeoDB-System / CPT Impuls / CH1_100_V7_GLD / 24.08.2018 / 12:03:43



- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{cs} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- Sensitivität S_v [-]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: M_{e1} bzw. E_1) [MN/m²]

geotechn. ak. Datum: 30.08.2018 korrektur: ds

GeoDB-System / CPT Impuls / CH1_100_V7_GLD / 24.08.2018 / 12:08:44



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 $\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}$ meist unbekannt und hängt primär vom Überkonsolidierungsgrad OCR [-] und dem effektiven inneren Reibungswinkel φ' [°] ab:

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

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_o 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_o 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:

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

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

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

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

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

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.