



Schweizerischer Erdbebendienst  
Service Sismologique Suisse  
Servizio Sismico Svizzero  
Swiss Seismological Service

**ETH** zürich

# SITE CHARACTERIZATION REPORT

Collombey-Muraz (VS) - Cycle d'orientation

Manuel Hobiger, Walter Imperatori, Paolo Bergamo, Donat Fäh



Last Modification: 25/02/2019

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

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>Geological setting</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>Overview of the site characterization measurements</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>CPTu measurements</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>Active measurements</b>	<b>12</b>
5.1	Acquisition . . . . .	12
5.2	Pre-processing . . . . .	13
5.3	P- and SH-wave refraction processing . . . . .	14
5.3.1	Line 1 . . . . .	14
5.3.2	Line 2 . . . . .	14
5.4	Dispersion curve extraction . . . . .	16
5.4.1	Line 1 . . . . .	16
5.4.2	Line 2 . . . . .	18
5.5	Surface wave data inversion . . . . .	19
5.5.1	Line 1 . . . . .	19
5.5.2	Line 2 . . . . .	22
5.5.3	Comparison . . . . .	24
<b>6</b>	<b>Passive seismic measurements</b>	<b>25</b>
6.1	H/V and RayDec ellipticity curves . . . . .	26
6.2	Polarization measurements . . . . .	28
6.3	3-component high-resolution FK . . . . .	28
6.4	WaveDec . . . . .	30
6.5	SPAC . . . . .	31
6.6	Summary . . . . .	33
<b>7</b>	<b>Data inversion</b>	<b>35</b>
7.1	Inversion targets . . . . .	35
7.2	Inversion parameterization . . . . .	37
7.3	Inversion results . . . . .	37
7.4	Overview of the inversion result . . . . .	44
7.5	SH transfer function . . . . .	45
7.6	Quarter-wavelength representation . . . . .	46
<b>8</b>	<b>Discussion of the results</b>	<b>47</b>
<b>9</b>	<b>Conclusion</b>	<b>47</b>
	<b>References</b>	<b>48</b>
<b>A</b>	<b>Borehole profiles</b>	<b>50</b>
<b>B</b>	<b>Report of the CPTU measurements</b>	<b>59</b>

## Zusammenfassung

Der Cycle d'Orientation in Collombey-Muraz (VS) wurde als möglicher Standort für eine seismische Bohrlochinstallation identifiziert. Um den Untergrund bezüglich seiner Eignung für solch ein Vorhaben genau zu untersuchen, wurden zwei Standorte auf dem Areal mit verschiedenen Methoden untersucht. Mittels CPTu-Messungen wurde das Bodenverflüssigungspotential im Falle eines starken Erdbebens untersucht. Es ist relativ hoch für den westlichen untersuchten Standort und eher gering für den östlichen. Die oberflächennächsten Bodenschichten am westlichen Messpunkt sind zwar nicht verflüssigbar, die vorwiegend sandigen Schichten in Tiefen zwischen 5 und 20 m zeigen jedoch ein sehr starkes Bodenverflüssigungspotential.

Durch eine Kombination von aktiven und passiven seismischen Methoden können wir das Scherwellengeschwindigkeitsprofil des Untergrunds bestimmen. Die Scherwellengeschwindigkeit ist geringer als 400 m/s bis in Tiefen über 100 m, wo sie auf über 800 m/s zunimmt. Der seismische Felsuntergrund wurde nicht genau bestimmt.  $V_{S30}$ , die durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit in den oberen 30 m, beträgt ca. 192 m/s für den westlichen Standort, was Bodenklasse C nach EC8 und D nach SIA261 entspricht.

Die Messungen ergeben, dass sich der westliche Standort für eine Bohrlochinstallation anbietet, die aus drei seismischen Sensoren bestehen würde, von denen einer an der Oberfläche, einer unterhalb der verflüssigbaren Schichten und einer in ca. 100 m Tiefe liegen sollte. Hinzu kämen noch sechs Porenwasserdrucksensoren, die in einem oder mehreren Bohrlöchern innerhalb der verflüssigbaren Schichten installiert werden sollen.

## Résumé

Nous avons étudié en détail le site du Cycle d'Orientation à Collombey-Muraz (VS), en vue de la possibilité d'y installer une station sismique en forage. Deux sites d'implantation potentiels ont été étudiés pour en connaître les caractéristiques du sous-sol localement. Les mesures CPTu montrent un risque élevé de liquéfaction au cas d'un fort séisme au site ouest, mais un moindre risque à l'est. A l'ouest, même si les couches les plus superficielles du sol ne sont pas elles-mêmes liquéfiables, les couches sableuses entre 5 et 20 m de profondeur semblent très susceptibles de liquéfier en cas de séisme fort.

La combinaison de mesures sismiques actives et passives nous a permis de déterminer le profil de vitesse des ondes S. Ces vitesses sont inférieures à 400 m/s jusqu'à des profondeurs de plus de 100 m, où la vitesse augmente ensuite à plus de 800 m/s. Nous n'avons pas pu déterminer avec précision la profondeur du substratum rocheux.  $V_{S30}$ , la vitesse moyenne des ondes S dans les 30 m superficielles, est d'environ 192 m/s pour le site ouest, correspondant à la classe C du sol suivant la norme EC8 et D suivant SIA261. Nos mesures ont montré que le site ouest serait un très bon endroit pour installer une station en forage, qui consisterait de trois capteurs sismiques. Le premier serait installé à la surface, le deuxième en-dessous des couches liquéfiables et le troisième à une profondeur d'environ 100 m. En plus, six capteurs de pression de l'eau interstitielle seraient installés dans un ou plusieurs forages dans les couches susceptibles d'être liquéfiées.



## Summary

The Cycle d'Orientation in Collombey-Muraz (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 at two different sites of the area with different techniques. CPTu measurements show a rather high risk of liquefaction in case of a strong earthquake for the western location, but a lower risk for the eastern site. Even if the soil layers directly at the surface are not susceptible of liquefaction, the sandy layers between 5 and 20 m of depth show a very pronounced liquefaction potential.

Combining active and passive seismic measurements, we can invert the shear-wave velocity profiles. We find shear-wave velocities lower than 400 m/s down to 100 m, where the velocity increases to over 800 m/s. We cannot resolve the seismic bedrock with our measurements. The  $V_{S30}$  value of the western site is about 192 m/s, corresponding to soil class C in EC8 and D in SIA261.

From the results of our investigation, the site seems to be a very good place for a borehole installation. Such an installation would consist of three seismic sensors, one at the surface, one directly below the liquefiable layer and one at greater depth around 100 m, and an additional line of pore-pressure sensors inside the liquefiable layer.

# 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 Collombey-Muraz (VS) in the lower Valais, on the site of the Cycle d'Orientation. 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.

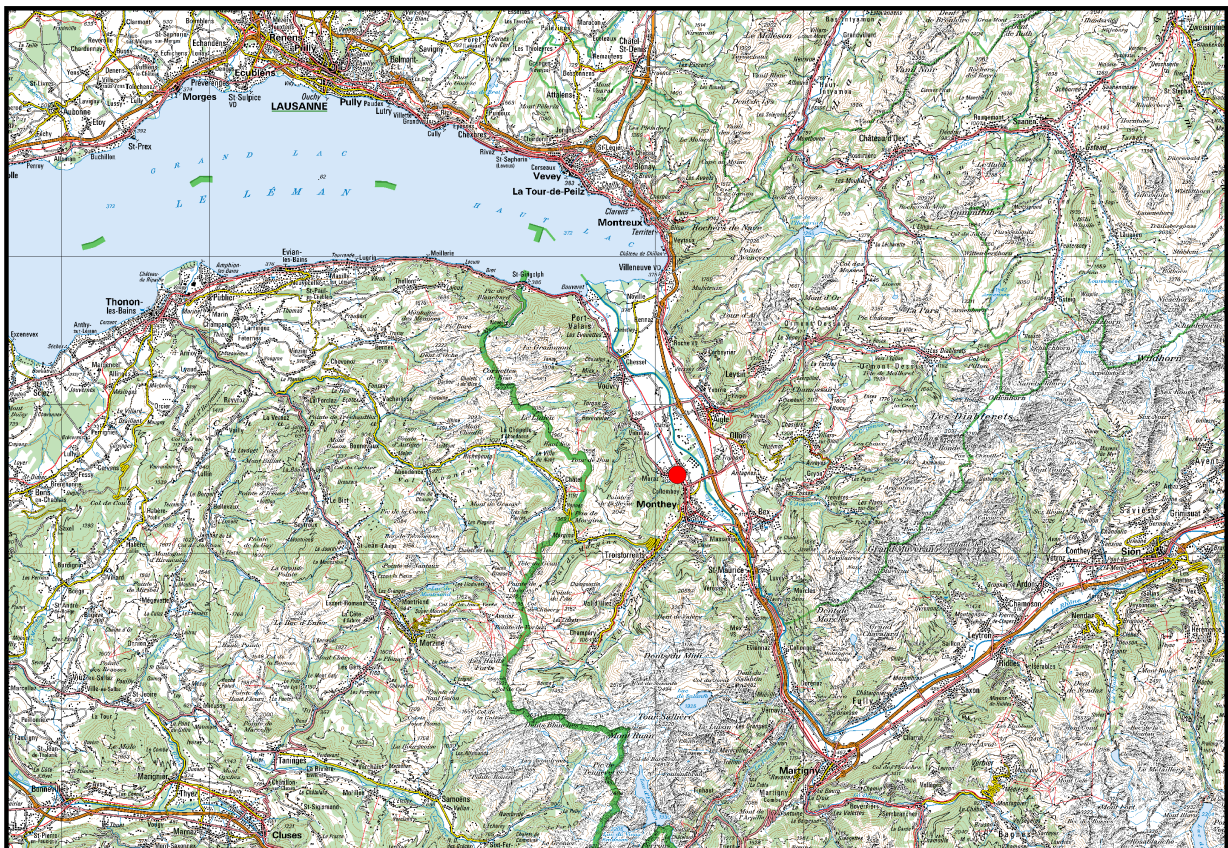


Figure 1: Map showing the location of the potential borehole site (red circle) in the Rhône valley, south of Lake Geneva. ©2018 swisstopo (JD100042)

## 2 Geological setting

A geological map of the surroundings of the investigated site in Collombey-Muraz is shown in Fig. 2. The stations of the passive seismic measurements were all located inside the alluvial basin of the Rhône.

We found eight boreholes on the website <https://geocadast.crealp.ch>, which have been drilled in 1997 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 from southwest to northeast.

At borehole Fr1, layers of silt, clay and peat reach down to about 6.2 m, where fluvio-lacustrine deposits with a higher sand content are found down to the maximum borehole depth of 15 m. Borehole Fr7 only reached a depth of 6 m and is completely composed of peat, silt and clay, with very small intermediate sandy layers. Borehole Fr5 is similar to Fr1, with peat, silt and clay down to 6 m and mainly sand below (down to 15 m). Fr2, more to the southeast, reached a depth of 20 m and shows peat followed by silt and clay down to 7.7 m. The layers below are mainly composed of sand.

Fr8 only reached a depth of 4 m and shows mainly peat, silt and clay. Fr6 reached a depth of 20 m and shows silt and clay down to 5.2 m, and mainly sand below, with an intermediate silt layer between 9 and 10.2 m. Borehole Fr3 is different from the others as it shows sand down to 1.3 m, followed by gravels down to 10 m, where sand is found again until 12 m. Fr4, finally, shows silt and peat down to about 5 m, followed by sandy gravels down to a maximum depth of 10 m.

We also performed two CPT measurements (see appendix B), which will be presented more in detail later. The geology at CPT4 consists mainly of gravel down to 12.6 m and sand below. At CPT5, mainly silt and clay was found until 5.2 m, followed by sandy layers.

From this comparison, we can conclude that in the western part of the area, the geology consists mainly of silt and clay in the superficial 5 to 7 m, followed by sandy layers. In the northeastern part, the geology is different. At the surface, mainly gravel layers are found down to over 10 m, also followed by sandy layers.



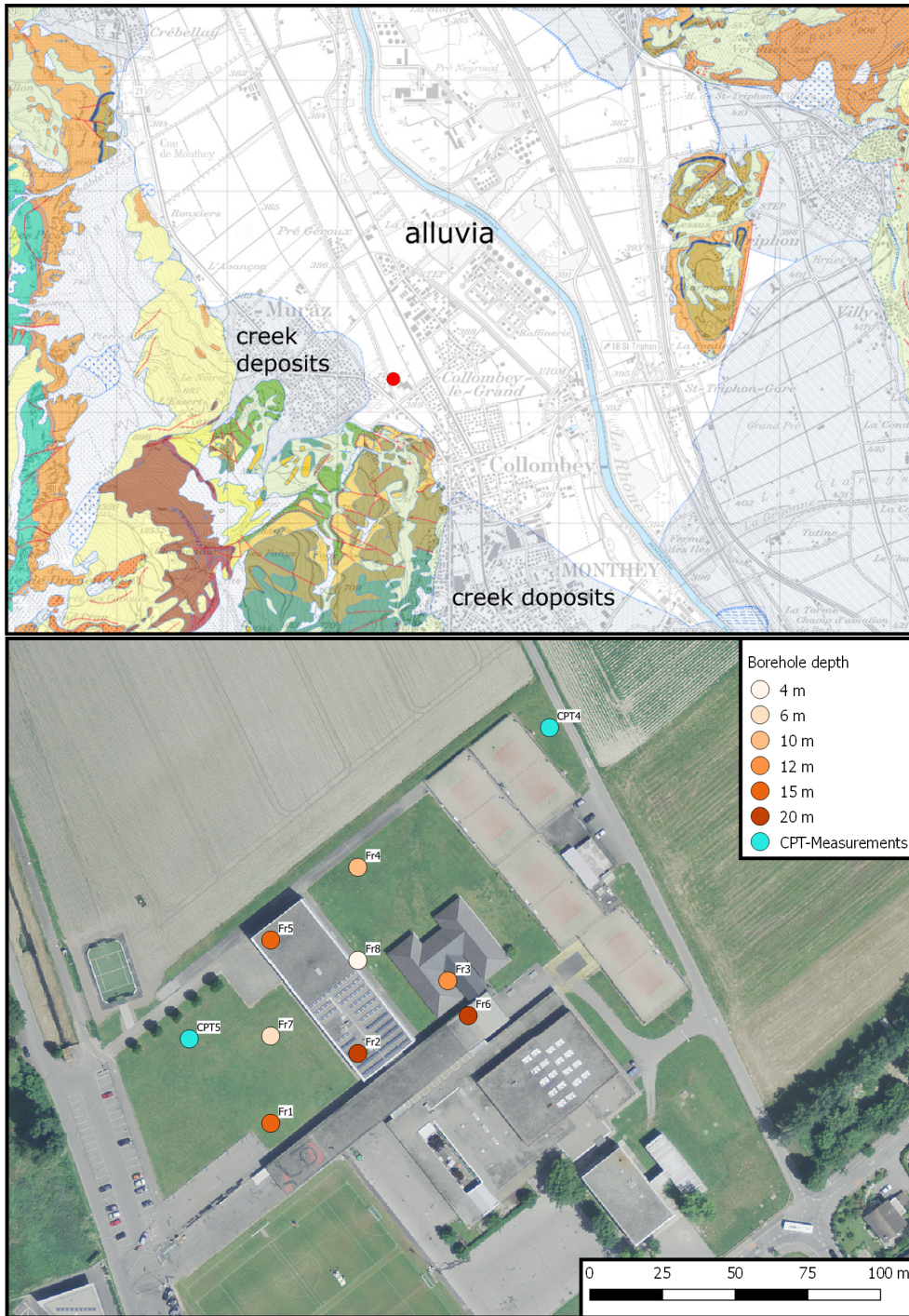


Figure 2: Top: Geological map of the area around Collombey-Muraz. The red circle indicates the location of the Cycle d'Orientation. Bottom: Map showing the locations of eight boreholes with depths between 4 and 20 m, where the measurements are available at <https://geocadast.crealp.ch>.



### 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 15 November 2017. Passive seismic array measurements were carried out on 11 April 2018. Two cone penetration tests including pore-pressure measurements (CPTu) were 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.

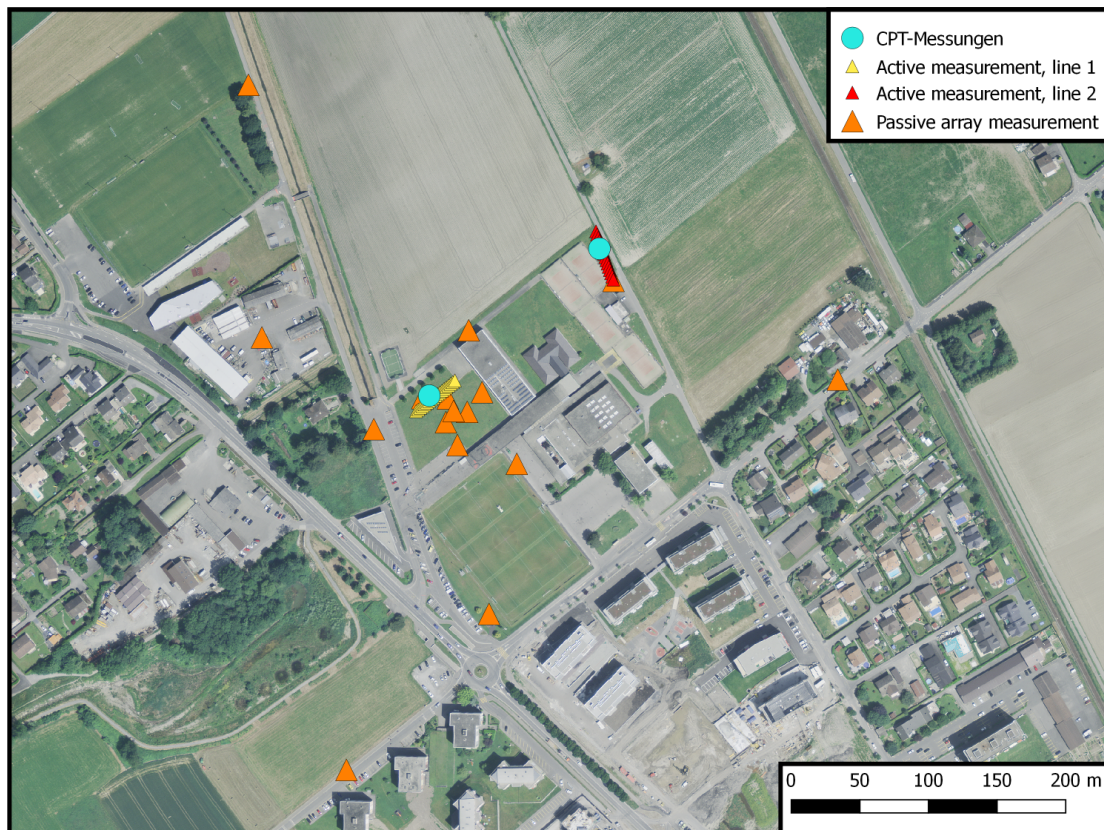


Figure 3: Layout of the different measurements in Collombey-Muraz. The CPTu points are indicated by turquoise points, the locations of the geophones for the active measurements by the small yellow and red triangles, and the stations for the passive seismic measurement by the large orange triangles. ©2018 swisstopo (JD100042)

## 4 CPTu measurements

The CPTu data were recorded down to 30 m at the two locations indicated in Fig. 3. The company Geoprofile GmbH, which performed the measurement, compiled a geotechnical report (see appendix B), evidencing differences in the upper soil column at these two locations. While the westward one is characterized by a soft clay layer between the surface and 5.2 m, the northeastward location shows a layer extending from the surface to 12.5 m dominated by gravels, rather compact in the first 2.3 m. Both layers have minor sand and silt components. In both cases, a silt-rich, compact sand layer completes the soil column. 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  $V_{S30} = 192 \text{ m/s}$  for the westward point and  $293 \text{ m/s}$  for the northeastern one based on the later inversion results and at both locations the ground water table at 1.5 m. 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 to high liquefaction probability only at the measurement location west of the school building, in the depth interval ranging from 5.2 m to approximately 13.0 m.

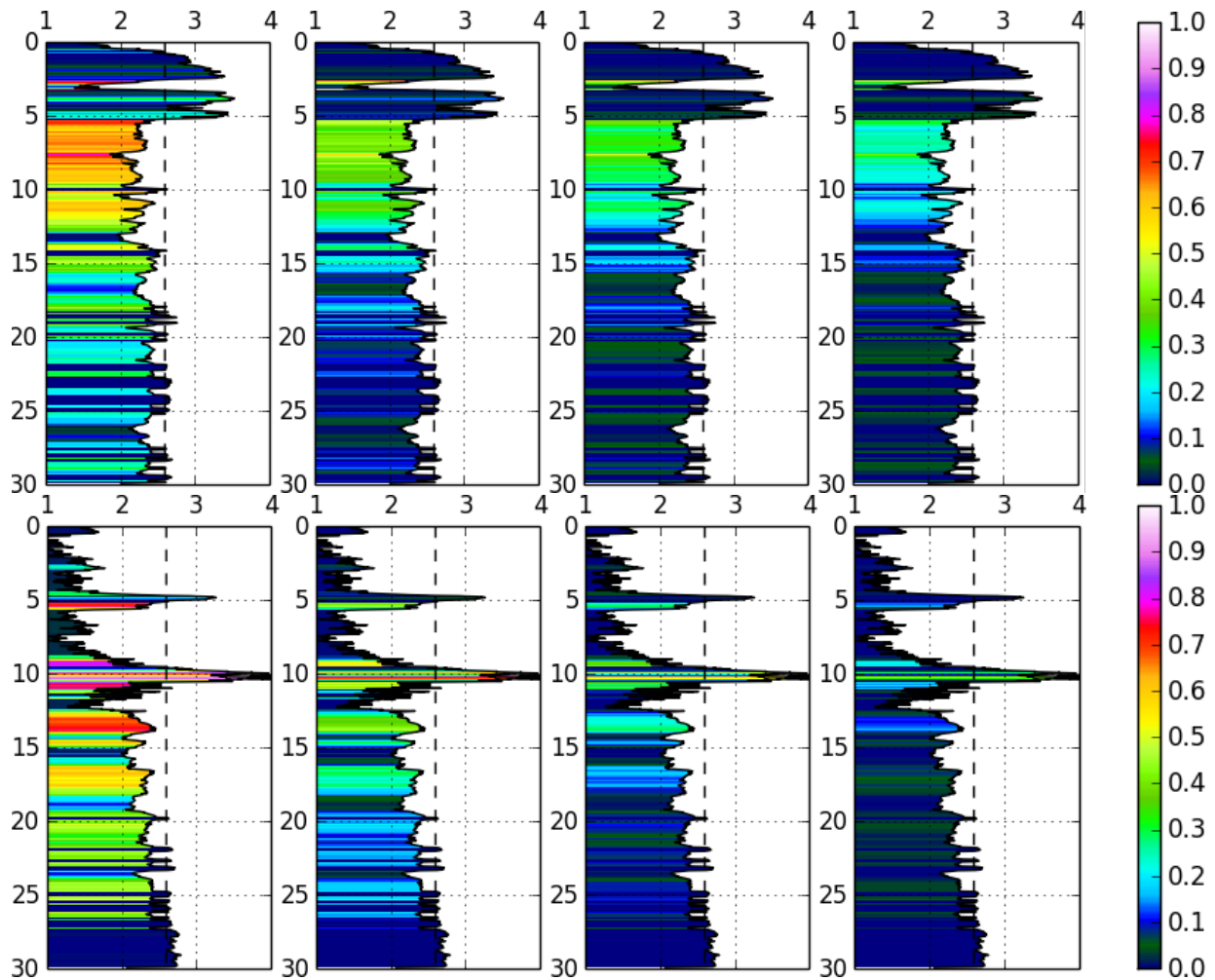


Figure 4: Liquefaction probability estimated at the western measurement location (CPT5, top) and the northeastern location (CPT4, bottom) for an earthquake ( $M_W 6.0$ ) at 0, 5, 10 and 20 km of distance. In both cases,  $V_{S30}$  and depth of the ground water table are set to 192 m/s and 1.5 m, respectively. 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

Two active seismic surveys were carried out on 15 November 2017 (see Fig. 5):

- Line 1 was deployed to the west of the school main building. It was running from south-west to north-east.
- Line 2 was deployed north-east of the school area, spreading from north to south.

For both lines three-component geophones were used, with a 4.5 Hz corner frequency:

- Line 1 consists of 19 receivers, spaced by 2 m.
- Line 2 consists of 16 receives, with a 2.5 m spacing.

All geophones were connected to Geode digitizers.

The seismic source was a 5 kg sledgehammer; this was employed at:

- 15 shooting points for Line 1; 13 locations spaced by 4 m, from the easternmost receiver through the receiver spread and beyond, and 2 outer shot positions at 14 m from the first and last geophones (labelled Src1\_A and Src1\_B in Fig. 5). For the first set of shooting locations the sledgehammer was blown on a wedge-shaped metal plate, whose faces were aligned perpendicularly 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. For the two outer shooting positions (14 m from the first and last geophone) the hammer was blown 10 times on a flat metal plate. At Src1\_B the wedge plate was used, too.
- 9 shooting positions for line 2; 7 points along the receiver spread and two outer shot points (labeled Src2\_A and Src2\_B in Fig. 5) at 8 m from the first and last geophones. At all positions, the hammer was blown 5 times on a flat metal plate.

The time recording parameters were  $62.5 \mu\text{s}$  as sampling interval and 2 s record length for both Line 1 and 2; for the latter, a pre-trigger delay of 0.05 s was used.

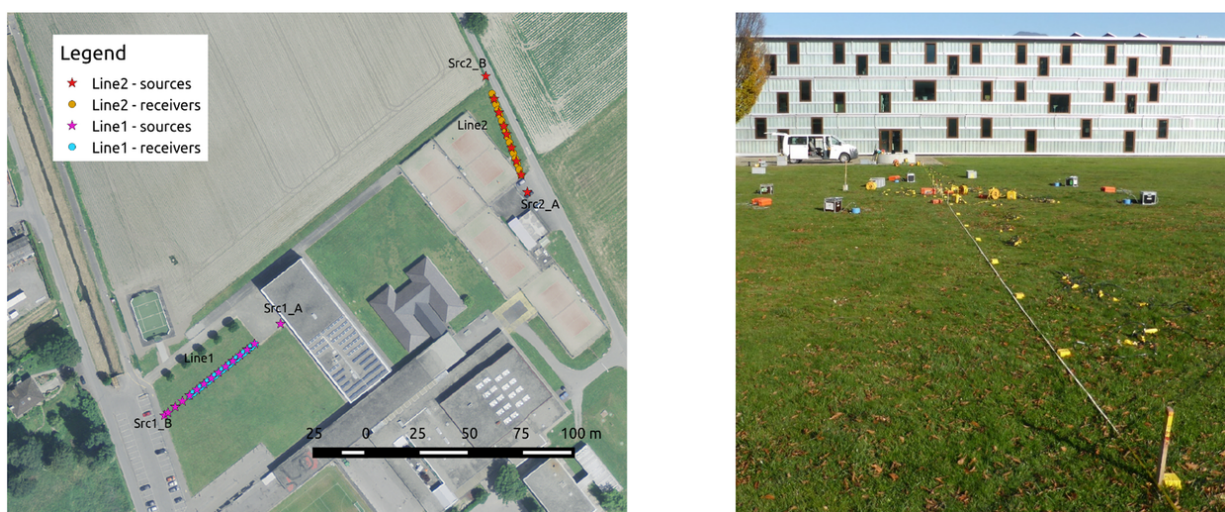


Figure 5: Left: overview map of the active seismic surveys. right: photo showing line 1.

## 5.2 Pre-processing

Data acquired at Line 1 using the sledgehammer hitting on the wedge plate as source was pre-processed to obtain a set of 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 were summed to mimic the effect of a vertical blow (Fig. 6). Seismic traces acquired by the geophones' transversal components were subtracted to obtain an equivalent seismogram produced by a shear blow (Fig. 6).

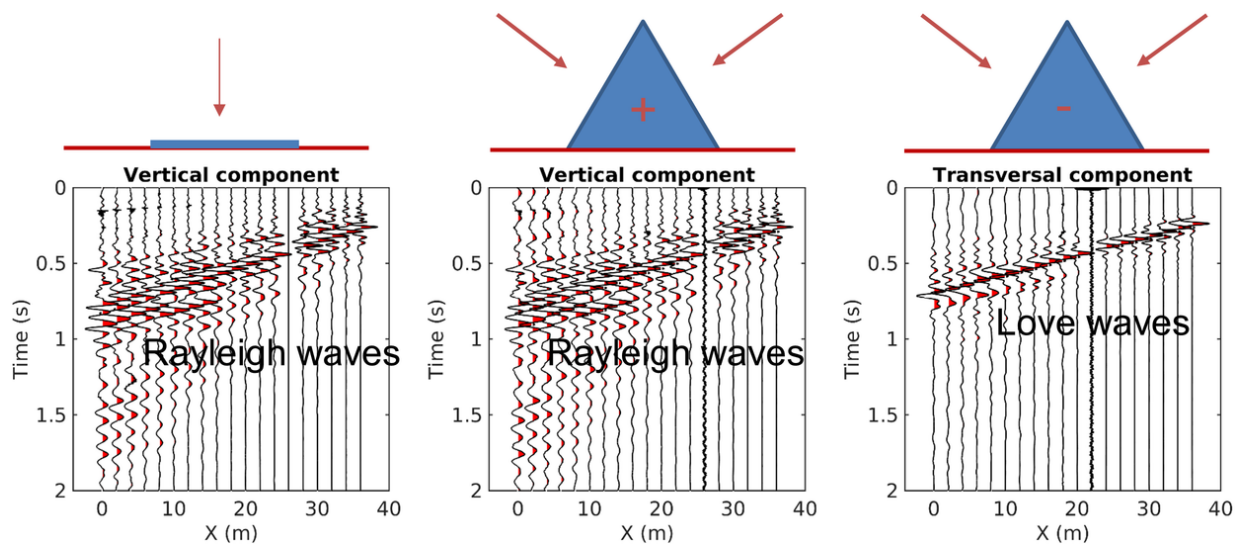


Figure 6: Combination of seismic traces acquired using the wedge-shaped plate as seismic source (Häusler et al., 2018). Left: vertical component seismogram, obtained hitting the sledgehammer on a flat metal plate. Center: equivalent seismic section, obtained summing the vertical components' seismic traces 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

### 5.3.1 Line 1

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. The two sets of hodochrones are displayed in Fig. 7; no significant lateral variations can be identified, suggesting a 1D geometry for the underlying subsurface. The hodochrones were therefore collapsed into two travel-time curves (one for P- and one for SH-waves) and interpreted with the intercept-time method Reynolds (2011). The resulting surficial S- and P-wave velocity profiles are displayed in Fig. 13. It is worth remarking that the identified water table depth is quite shallow, at 1.8 m.

### 5.3.2 Line 2

P-wave first-break arrivals were manually picked on the vertical-component seismograms (see examples in Fig. 8). The obtained travel-time curves show a consistent pattern along the receiver line, suggesting a 1D geometry for the underlying subsurface. Therefore, the hodochrones were once again collapsed in a single travel-time-offset curve and interpreted with the intercept time method. The resulting surficial P-wave velocity profile is displayed in Fig. 16. The identified depth for the water table is 2.4 m, quite close to the estimate from Line 1.

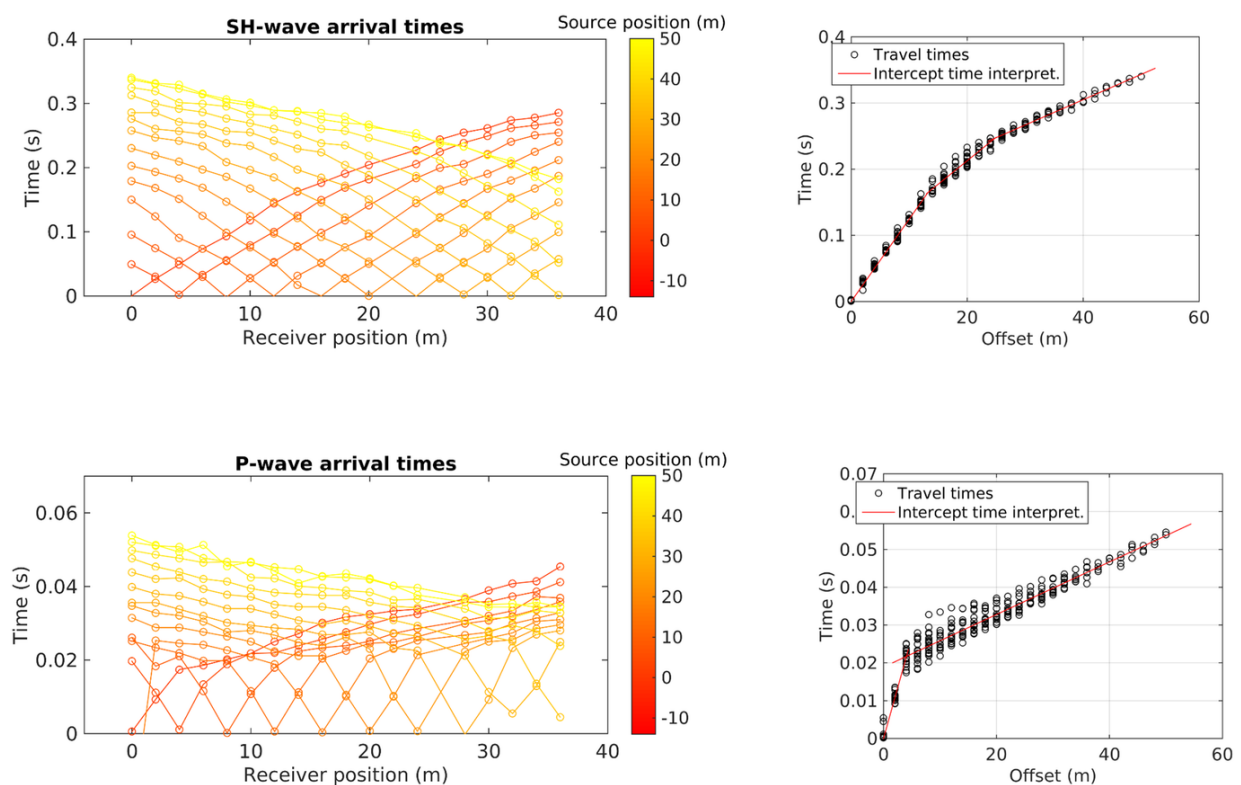


Figure 7: Line 1: refraction data processing and interpretation. Left: SH- and P-wave hodochrones, represented as function of source and receiver position along the geophone line. Right: collapsed offset-travel-time curve (black circles) and intercept-time interpretation (red lines).

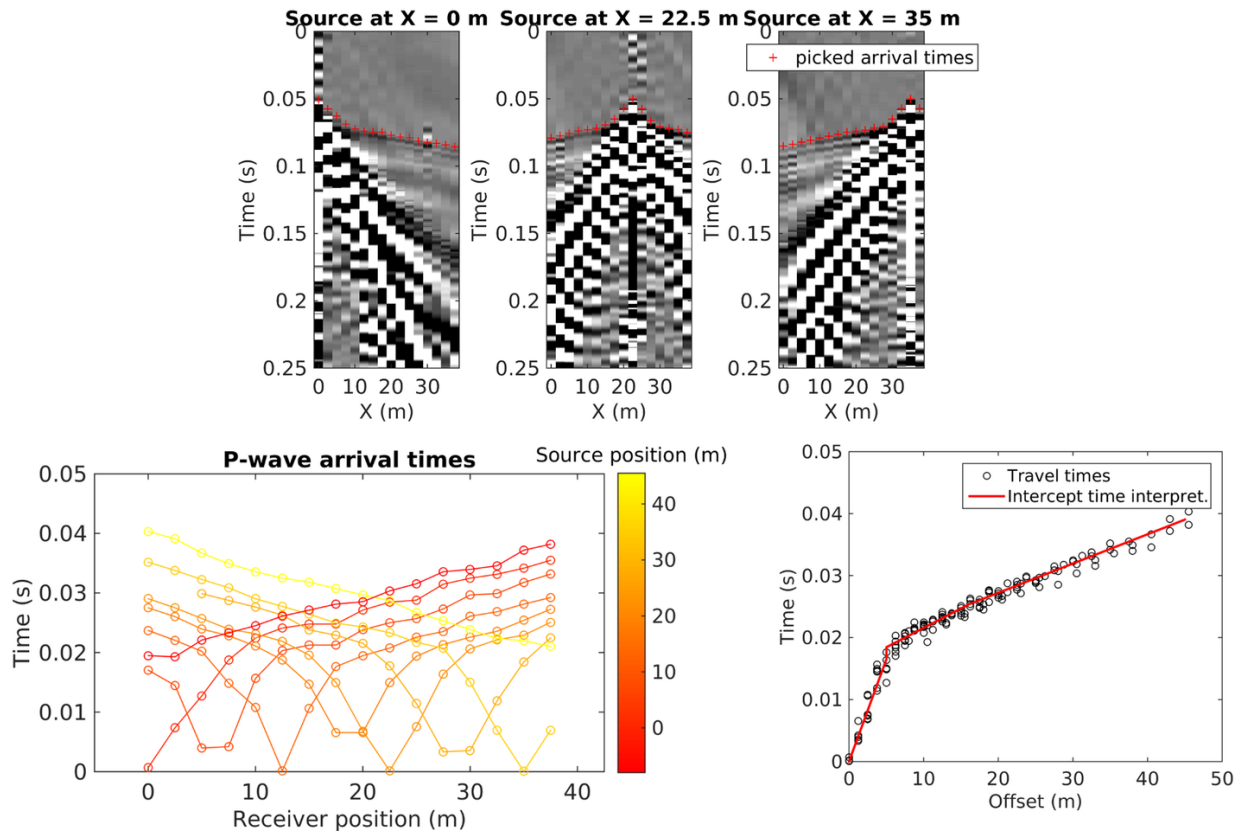


Figure 8: Line 2: P-wave refraction data processing and interpretation. Top: picking of P-wave first-break arrivals. Bottom left: obtained P-wave hodochrones, represented as function of source and receiver position along the geophone line. Bottom right: collapsed offset-travel-time curve (black circles) and intercept-time interpretation (red lines).



## 5.4 Dispersion curve extraction

### 5.4.1 Line 1

Rayleigh wave dispersion curves were obtained from the processing of shots acquired with the source (sledgehammer hitting a flat metal plate) located in Src1\_A and Src1\_B. Both vertical and longitudinal component traces were considered. Two techniques were employed:

- FK analysis via a 2D Fourier transform of the considered seismograms (Socco and Strobbia, 2004). The obtained curves (from the two shot points and two considered components) show good reciprocal consistency, and appear to be composed by four propagation modes (see Fig. 9).
- WaveDecActive (Maranò et al., 2017), using a maximum likelihood joint estimation of Rayleigh wave propagation parameters (including Rayleigh wave ellipticity). The obtained Rayleigh wave phase velocity curve shows a good agreement with the curves estimated from FK analysis (Fig. 10). As anticipated, the use of WaveDecActive allowed us to retrieve the ellipticity angle curve as well, available in this case for the fundamental, first and second higher modes.

As described earlier, the use of the wedge-shaped plate allowed us to mimic the effect of a pure SH-wave excitation. Therefore, the transversal component traces from the long-offset Src1\_B shooting position could be exploited for the retrieval of Love wave phase velocity dispersion curves. The employed technique is here again an FK analysis based on a 2D Fourier transform of the input seismogram (Socco and Strobbia, 2004). Several curves are obtained (Fig. 11), which correspond to different modes, even if only one curve was identified as belonging to a definite mode (fundamental).

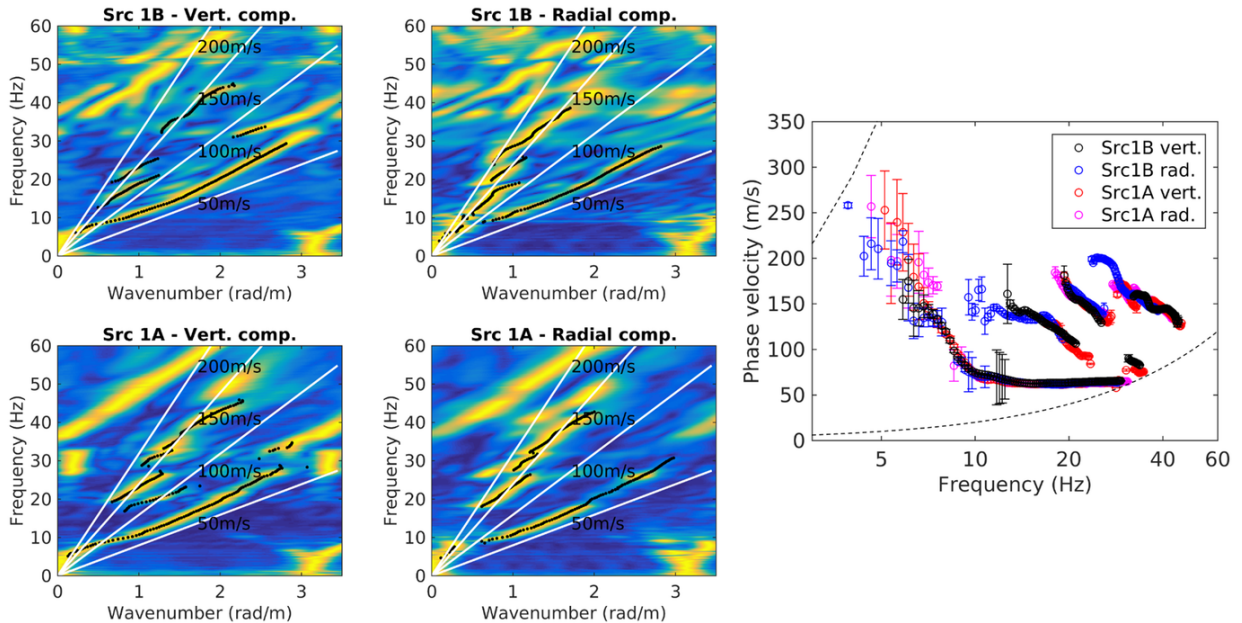


Figure 9: Line 1: Rayleigh wave phase velocity curves extracted with fk analysis. Left: fk panels obtained from the vertical and longitudinal (radial) component seismic traces from shots at Src1\_A and Src1\_B. Picked energy maxima are represented by black dots. Right: obtained phase velocity dispersion curves.

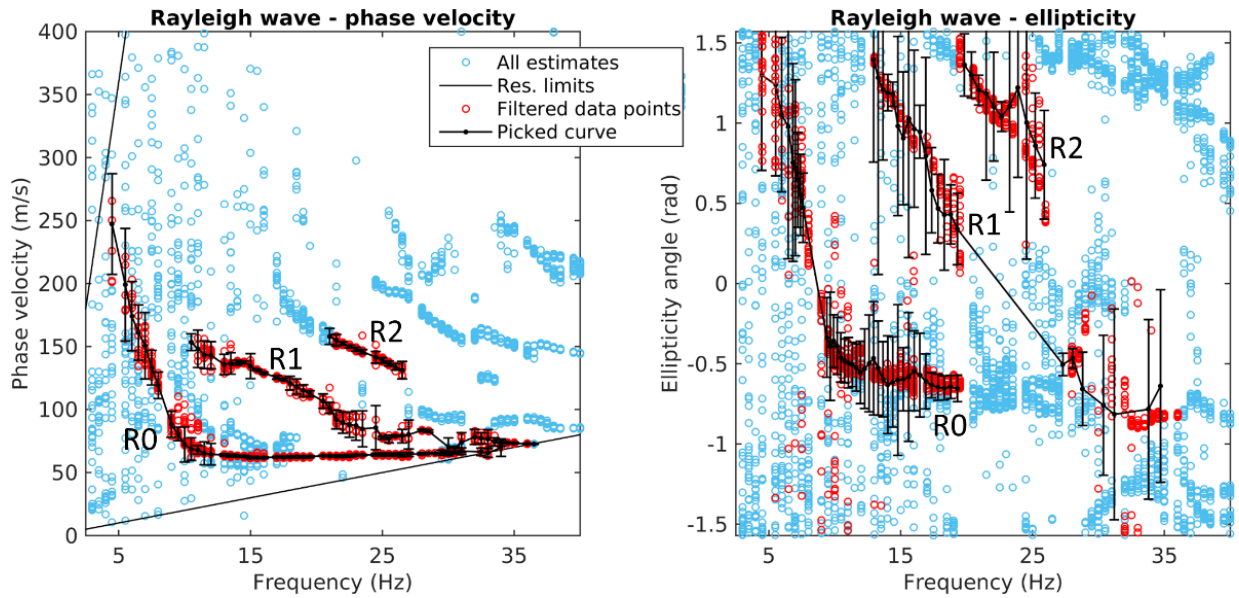


Figure 10: Line 1: Rayleigh wave phase velocity (left) and ellipticity (right) curves extracted with WaveDecActive. In both panels, blue circles refer to all phase velocity or ellipticity angle estimates. Red circles represent the filtered data points, and the obtained curves are in black dots. R0, R1 and R2 refer to the fundamental, first and second higher mode of Rayleigh wave propagation.

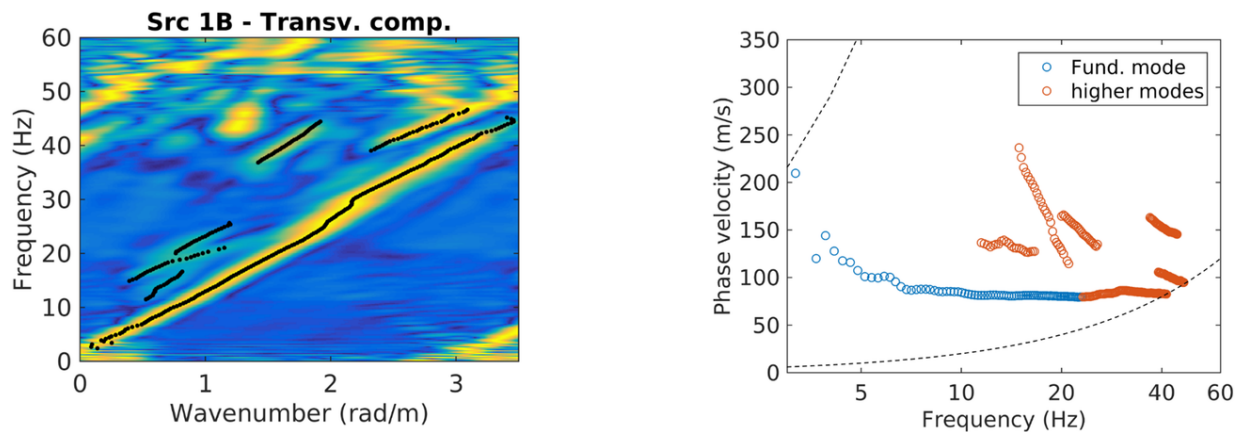


Figure 11: Line 1: Love wave phase velocity curves extracted with fk analysis. Left: fk panel obtained from the transverse component seismic traces from shots at Src1\_B. Picked energy maxima are represented by black dots. Right: obtained phase velocity dispersion curve.

## 5.4.2 Line 2

Rayleigh wave dispersion curves were obtained from the processing of shots acquired with the source located in Src2\_A and Src2\_B. Both vertical and longitudinal component traces were considered. The obtained curves (from the two shot points and two considered components) show good reciprocal consistency, and appear to be composed by one clearly defined lower velocity branch (identified as fundamental mode), and several higher velocity segments, probably belonging to higher modes of Rayleigh wave propagation (Fig. 12).

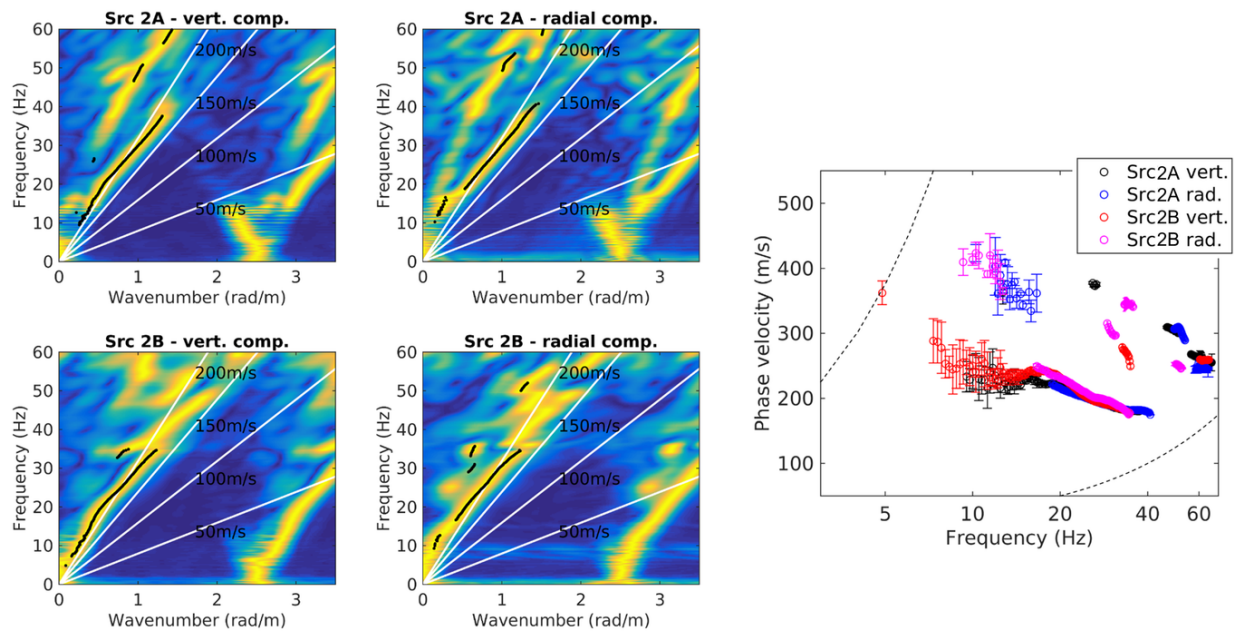


Figure 12: Line 2: Rayleigh wave phase velocity curves extracted with  $fk$  analysis. Left:  $fk$  panels obtained from vertical and longitudinal (radial) component seismic traces from shots at Src2\_A and Src2\_B. Picked energy maxima are represented by black dots. Right: obtained phase velocity dispersion curves.



## 5.5 Surface wave data inversion

The inversion of the surface wave dispersion curves obtained using the active methods represent an attempt to characterize in detail the shallow subsurface (i.e. the surficial 30 m); the goal is identifying shallow saturated formations potentially prone to liquefaction (constituted by unconsolidated sediments with intermediate grain size, i.e. sand).

### 5.5.1 Line 1

The inversion target for Line 1 is composed of the multimodal Rayleigh wave dispersion curves (fundamental, 1st and 2nd higher modes) and ellipticity angle curves (blue dots in Fig. 13), as obtained from the WaveDec processing of the acquired seismograms.

The subsurface was modeled as a stack of 7 layers plus half-space, with fixed bulk density (increasing with depth from 1700 to 1900  $kg/m^3$ ) and Poisson's ratio free to vary within pre-defined intervals (0.2 – 0.4 for the two shallowest layers, above the water table, and 0.4 – 0.499 for the saturated layers below).

Following a Monte Carlo inversion strategy, we randomly generated 1 million coupled  $V_s$ - $V_p$  profiles, computed the corresponding synthetic phase velocity and ellipticity angle curves Herrmann (2013) and finally evaluated their misfit with respect to the experimental curves. The 20 best-performing models are displayed in Fig. 13, and they are collated with the stratigraphic log from borehole Fr5. The shallowest 4 m exhibit very low values of S-wave velocity (40-90 m/s), which are expected for organic soil and peat (see stratigraphic log). Below, a compact layer of coherent sandy-clayey silt with a shear-wave velocity of about 200 m/s and a thickness of about 2.4 m is followed by a softer formation of poorly coherent silty sand, with lower S-wave velocity (around 150 m/s). Between 9 and 27 m,  $v_s$  increases again in two successive steps first to 200 m/s, then (from 15 m depth) to 325 m/s. These velocity values are compatible with those of a fine-grained sand (description from the stratigraphic log). Finally, the half-space exhibits a velocity of approximately 440 m/s.

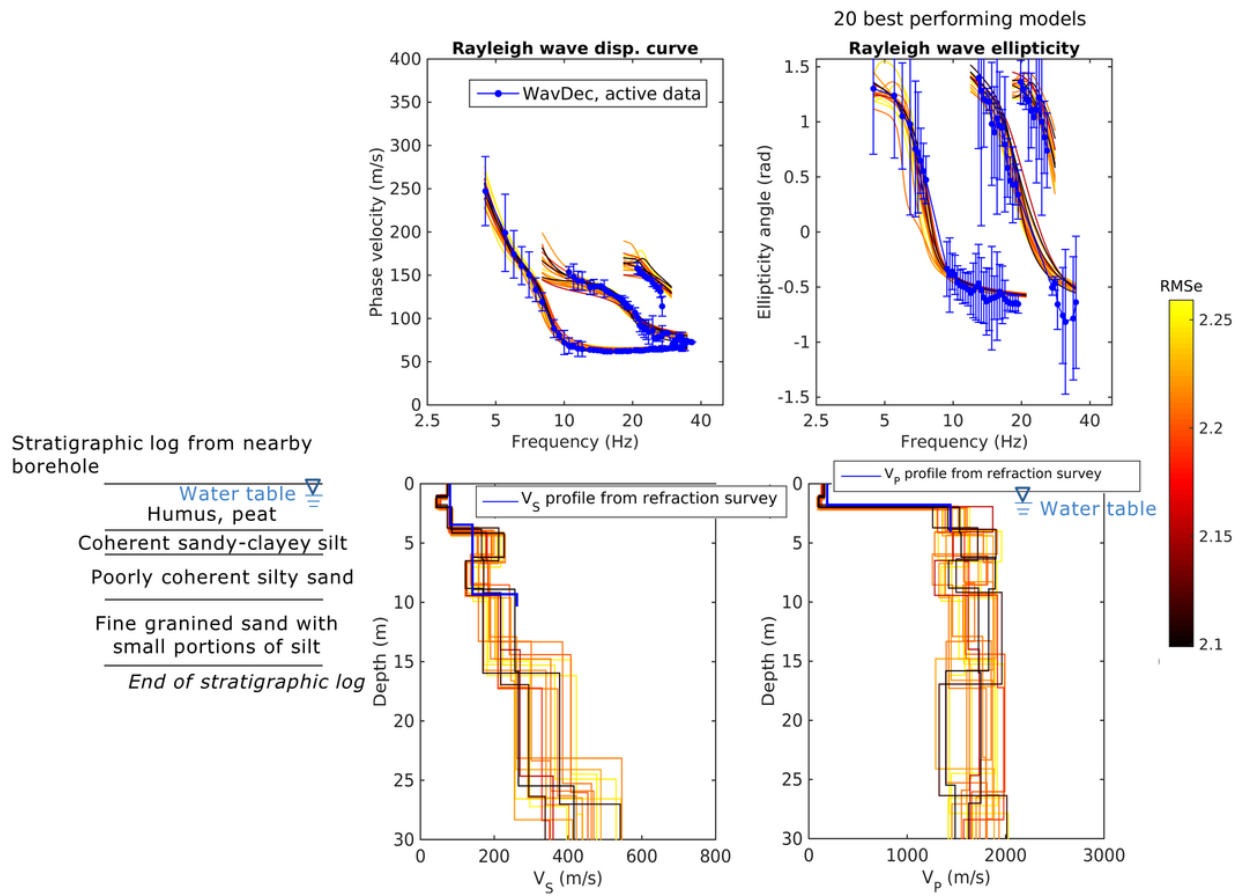


Figure 13: Line 1: Rayleigh wave data inversion results. Top: fitting of the experimental WaveDec curves (blue) with the 20 best-performing simulated curves (black to yellow lines). Bottom: corresponding S- and P-wave velocity profiles, collated with the model from refraction (blue lines). Bottom left: stratigraphic log from borehole Fr5, located 40 m north-east of the center of Line 1.

The obtained velocity profiles of line 1 are collated with the CPT data at the same site in Fig. 14 to assess the likelihood of soil liquefaction (Robertson, 2004). Both CPT and seismic data identify a low-velocity clayey layer in the shallowest 4-5 m; below, the soil appears to become stiffer with depth, as highlighted by both CPT profiles (cone end resistance, sleeve friction) and reconstructed velocity models. Finally, the water table depth estimated with P-wave refraction at a depth of 1.8 m seems to match with the pore-pressure profile from CPT, as it corresponds quite well with the depth where water pressure starts increasing with a linear trend (besides suction and over-pressure phenomena).

#### CPT Collombey 1 – comparison CPT vs active seismic survey

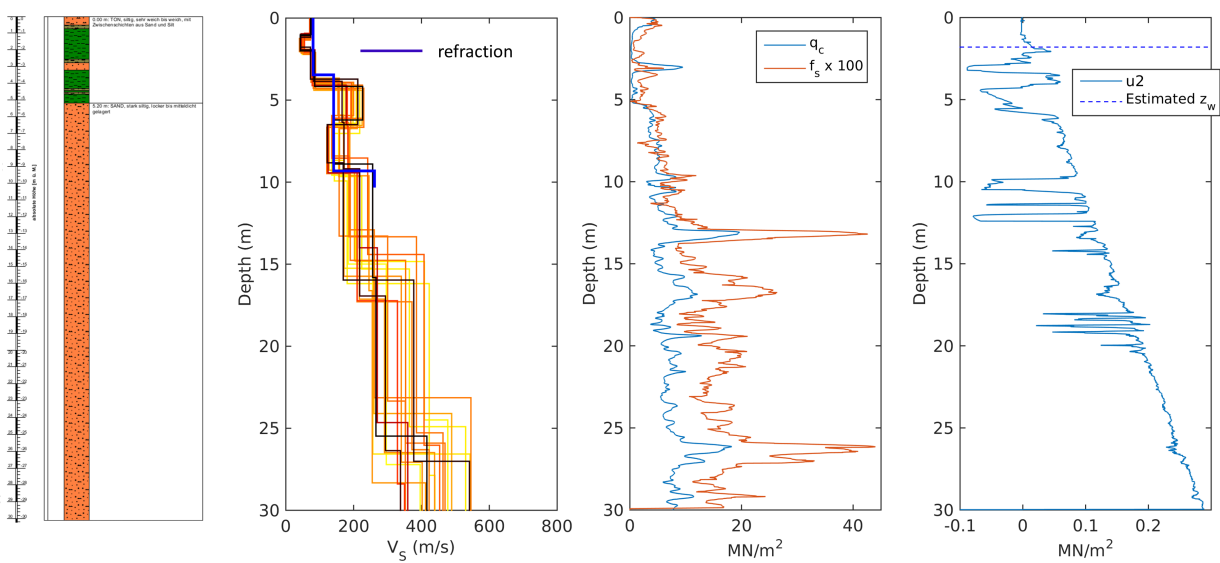


Figure 14: Line 1: Comparison between estimated S-wave velocity profile and CPT data. From left to right: stratigraphic log obtained from the CPT survey (green: clay, orange: sand); velocity profiles derived from the inversion of active seismic data (same as Fig. 13); cone-tip resistance ( $q_c$ ) and sleeve friction ( $f_s$ ) from the CPT survey; pore water pressure ( $u_2$ ) profile from CPT, the dashed line indicating the water table depth estimated from the P-wave refraction survey.

### 5.5.2 Line 2

The inversion target for Line 2 is constituted by the multimodal Rayleigh wave dispersion curve estimated with the  $fk$  analysis. The modal attribution of the curve segments above the fundamental mode was performed with a procedure similar to that proposed by Maraschini and Foti (2010), although it is based on the computation of a “classical” Euclidean misfit between experimental and synthetic curves (see Bergamo et al., 2018, for an extended description). As outcome, the dispersion curve branches faster than the fundamental mode were attributed to the first, second and third higher mode (Fig. 15). The subsurface was modeled in the same way as for line 1. The inversion scheme was also similar. The 20 best-performing S-wave velocity profiles are displayed in Fig. 15. The shallowest 3.6 m exhibit S-wave velocity values around 190 m/s, compatible with a succession of organic soil, silt and peat, according to the stratigraphic log from a nearby borehole (Fig. 16). Below,  $v_S$  increases sharply to about 300 m/s, a value which can be correlated with gravelly sand and/or gravel. Further below,  $v_S$  decreases to an average of 225 m/s; also in the NSPT values of the borehole at the same depth range there is evidence of a softer layer, probably related to less compact material.  $v_S$  then increases again to about 300 m/s (depths between 11 and 20 m), then to 430 m/s (depths between 20 and 35 m); the velocity of the half-space is determined to be around 500 m/s, although its upper interface may be already beyond the maximum investigation depth of the survey.

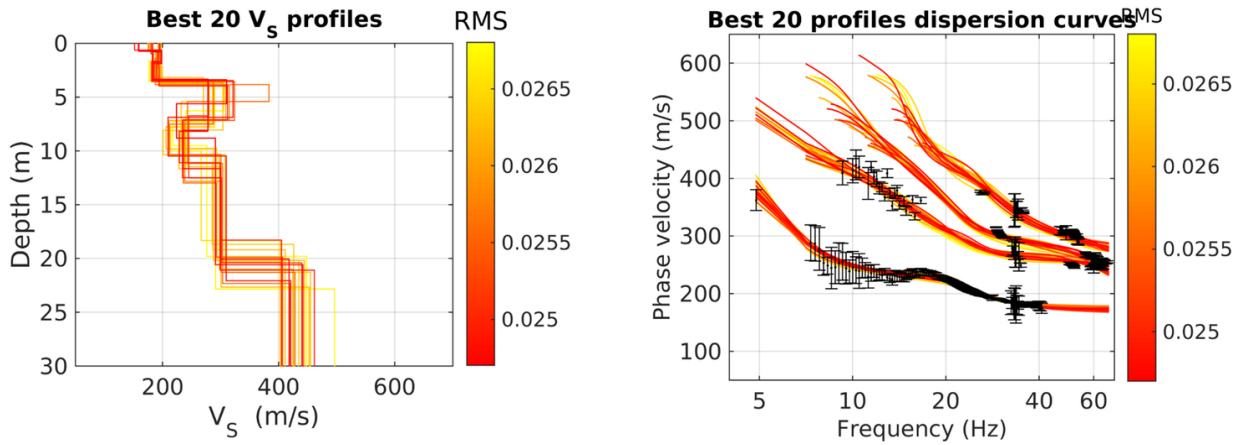


Figure 15: Line 2: Rayleigh wave data inversion results. Left: best 20 velocity profiles. Right: fit between the experimental (black dots) and simulated (colored lines) dispersion curves.

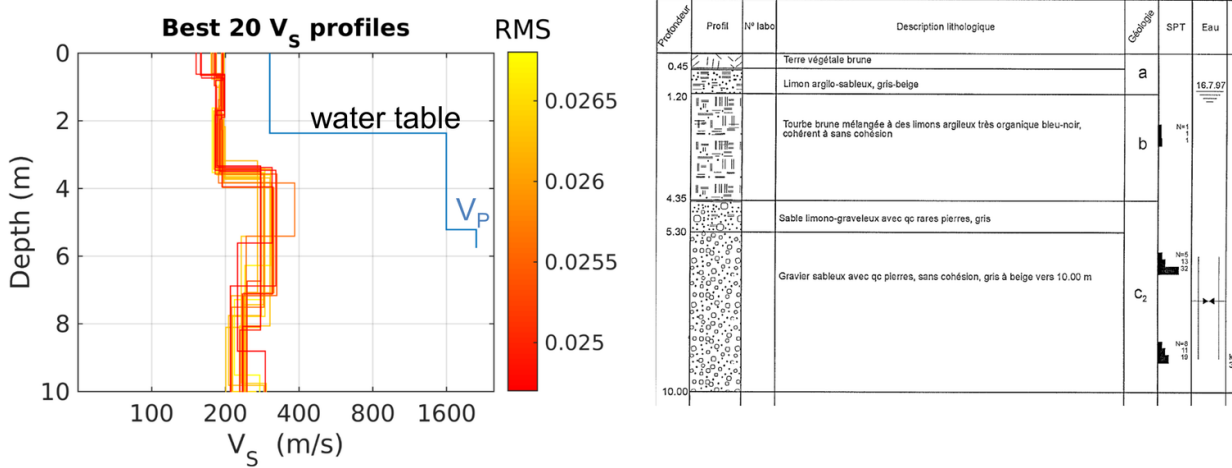


Figure 16: Line 2: comparison between the shallow portion of the estimated  $v_s$  models (left) and the stratigraphic log (right) from borehole Fr4 (located approximately 80 m south-west of line 2). In the left panel the shallow  $v_p$  profile as determined from the refraction data analysis is displayed.

The obtained velocity models are collated with the CPT data of the same location in Fig. 17 to assess the likelihood of soil liquefaction (Robertson, 2004). Both CPT and seismic data identify a stiff gravelly layer in the shallowest 10 to 12 meters; the low-velocity layer determined from the seismic data at around 9 m depth matches with a corresponding feature in the  $q_c$  and  $f_s$  profiles from CPT (probably constituted by a softer lens of silt). Below the stiff gravel layer, the CPT survey identifies loosely deposited sand (with  $v_s$  of about 300 m/s), which becomes more compact at 20 m depth, where seismic data determine an increase of  $v_s$  to 430 m/s. Finally, the water table depth estimated with P-wave refraction at a depth of 2.4 m seems to match with the pore pressure profile from CPT, as it corresponds quite well with the depth where the water pressure starts increasing with a linear trend (besides suction phenomena).

### CPT Collombey 2 – comparison CPT vs active seismic survey

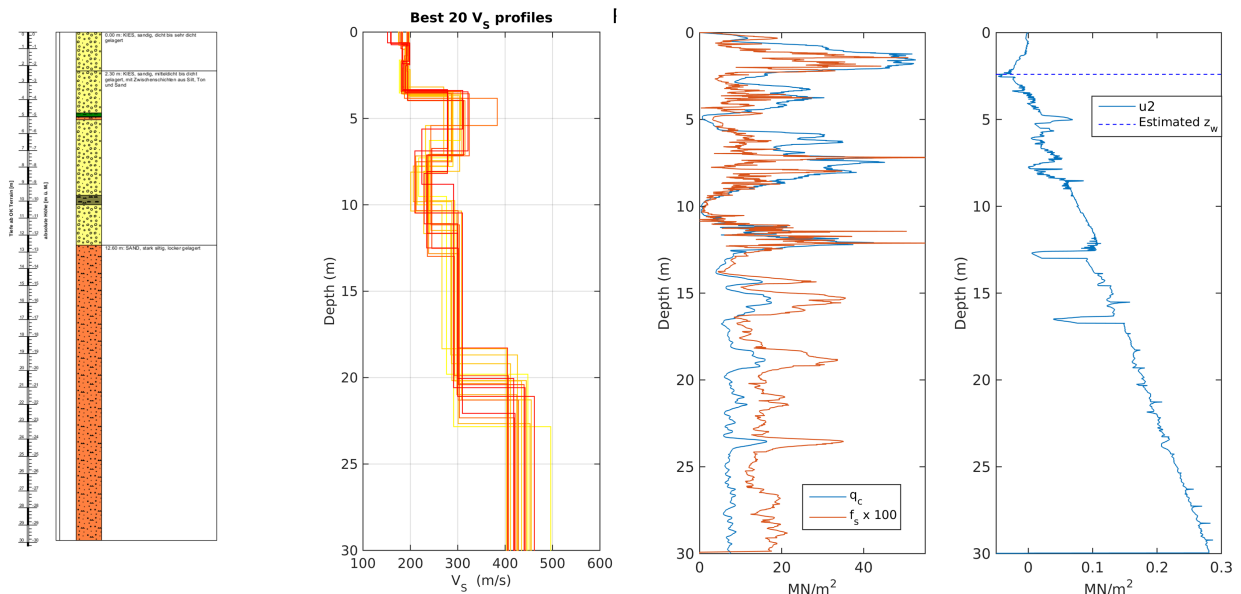


Figure 17: Line 2: Comparison between estimated S-wave velocity profile and CPT data. From left to right: stratigraphic log obtained from the CPT survey (green: clay, orange: sand, yellow: gravel, gray: silt); velocity profiles derived from the inversion of active seismic data (same as Fig. 15); cone-tip resistance ( $q_c$ ) and sleeve friction ( $f_s$ ) from the CPT survey; pore water pressure ( $u_2$ ) profile from CPT, the dashed line indicating the water table depth estimated from the P-wave refraction survey.

### 5.5.3 Comparison

The difference between the velocity profiles obtained at line 1 and line 2 is remarkable, even if they are relatively close (160 m apart). In particular, in their shallow portions the models from line 2 are faster than their line 1 equivalents, which can be probably attributed to the presence of a stiffer layer of gravel. From this point of view, the site appears to be more likely to liquefy at line 1, when compared to the subsurface at Line 2.

## 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  $120^\circ$  between the different stations on the ring. These four rings had radii of 10, 25, 60 and 150 m, respectively. The inner ring had one station facing directly eastward from the central station. The second, third and fourth rings were rotated by  $40^\circ$  with respect to the respective previous ring. The fifth ring was planned to have a distance of 280 m from the central station and the single stations to have angles of  $86^\circ$ ,  $197^\circ$  and  $328^\circ$  with respect to the north direction as seen from the array center. The minimum and maximum interstation distances in the finally installed array were 10.0 and 503.9 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 "COLL" followed by a two-digit number between 42 and 49, 52 and 55, 65, 66, 67 and 69 (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 155 minutes (9300 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 4.0 cm.



## 6.1 H/V and RayDec ellipticity curves

Figure 18 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 meant 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 H/V curves for the six outermost stations of the array are shown in Fig. 19.

Most curves show a first H/V peak between 0.5 and 0.7 Hz, with some variability between the different station. Higher peaks can be found mostly around 3 Hz, again with a lot of variability between the different stations. The RayDec curves are similar and show peaks at the same frequencies. The curves from the center of the array are relatively similar, the two stations COLL42 and COLL54, which are located closer to the valley center, do not show the 3 Hz peak as the other stations, probably because they are on a different surface geology. Station COLL52, which was located closer to the valley border in the southwest, also shows differences with respect to all other curves.

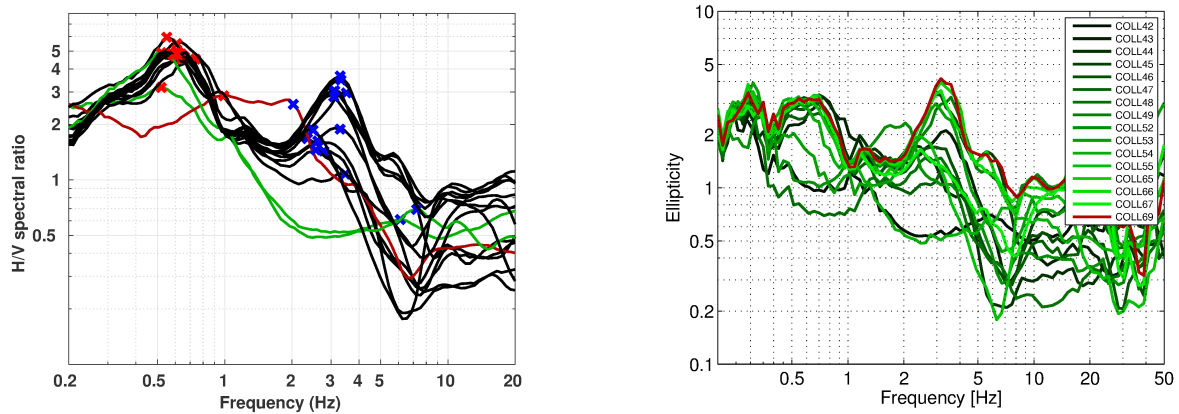


Figure 18: Left: H/V curves of the different stations of the array measurements in Collombey-Muraz. The curves of stations COLL42 and COLL54 are shown in green, the curve of COLL52 in red, all other curves in black. Right: RayDec ellipticities for all stations of the array. The curve of COLL69, the array center, is highlighted in red.

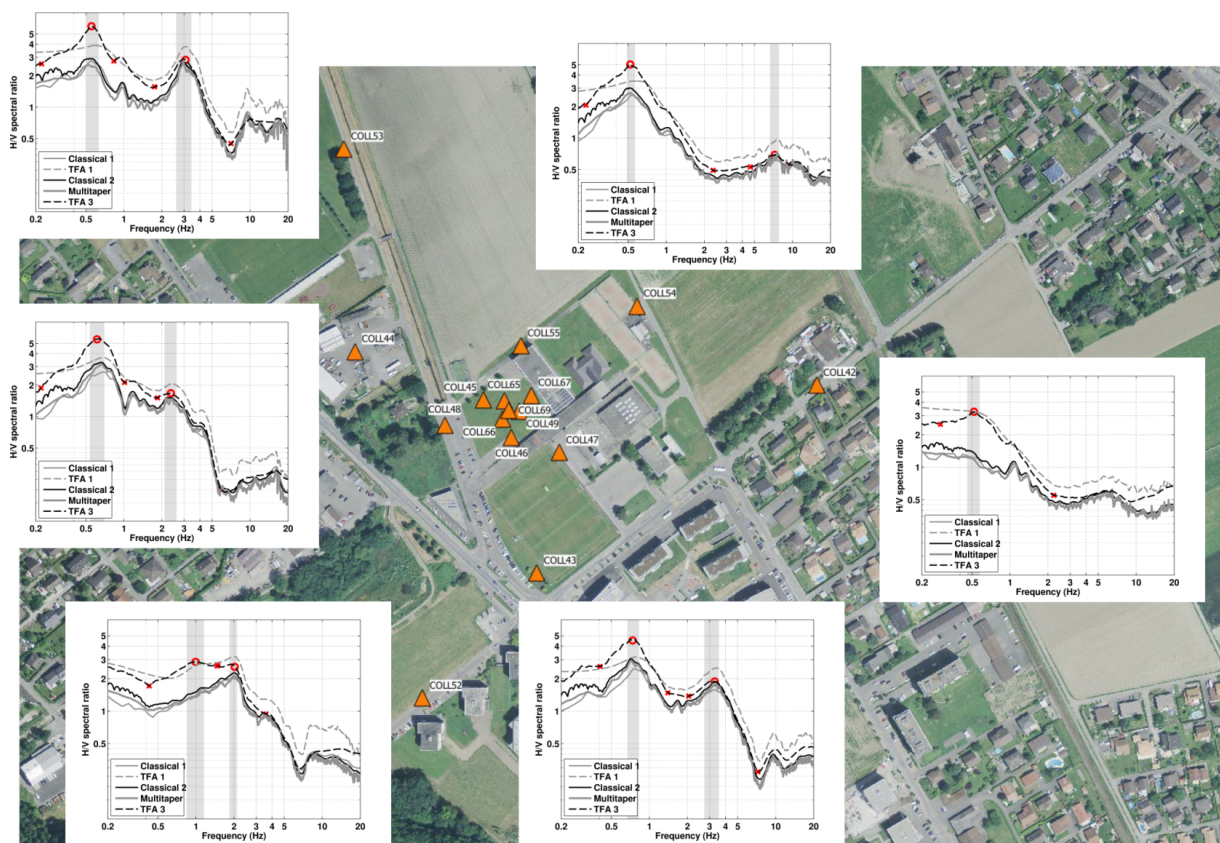


Figure 19: Overview map with the H/V curves of the outer stations of the array.

## 6.2 Polarization measurements

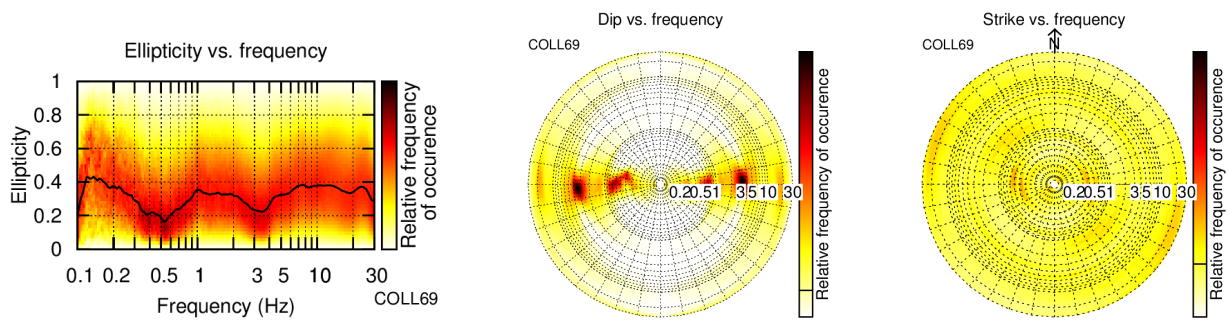


Figure 20: Polarization analysis of station COLL69.

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 COLL69 are shown in Fig. 20. 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. 21. On the transverse component, we can clearly identify the dispersion curve, but only up to about 6 Hz. The curve has a remarkable bend at 3 Hz, which might indicate that two different modes are present.

On the vertical component, a dispersion curve is clearly identified between 1 and 8 Hz. On the radial component, only a part of the dispersion curve is visible and some signs for higher modes, which were not picked. The corresponding ellipticity curves of the picked curves on the vertical and radial components are clearly identified in the respective frequency ranges and are mostly flat.

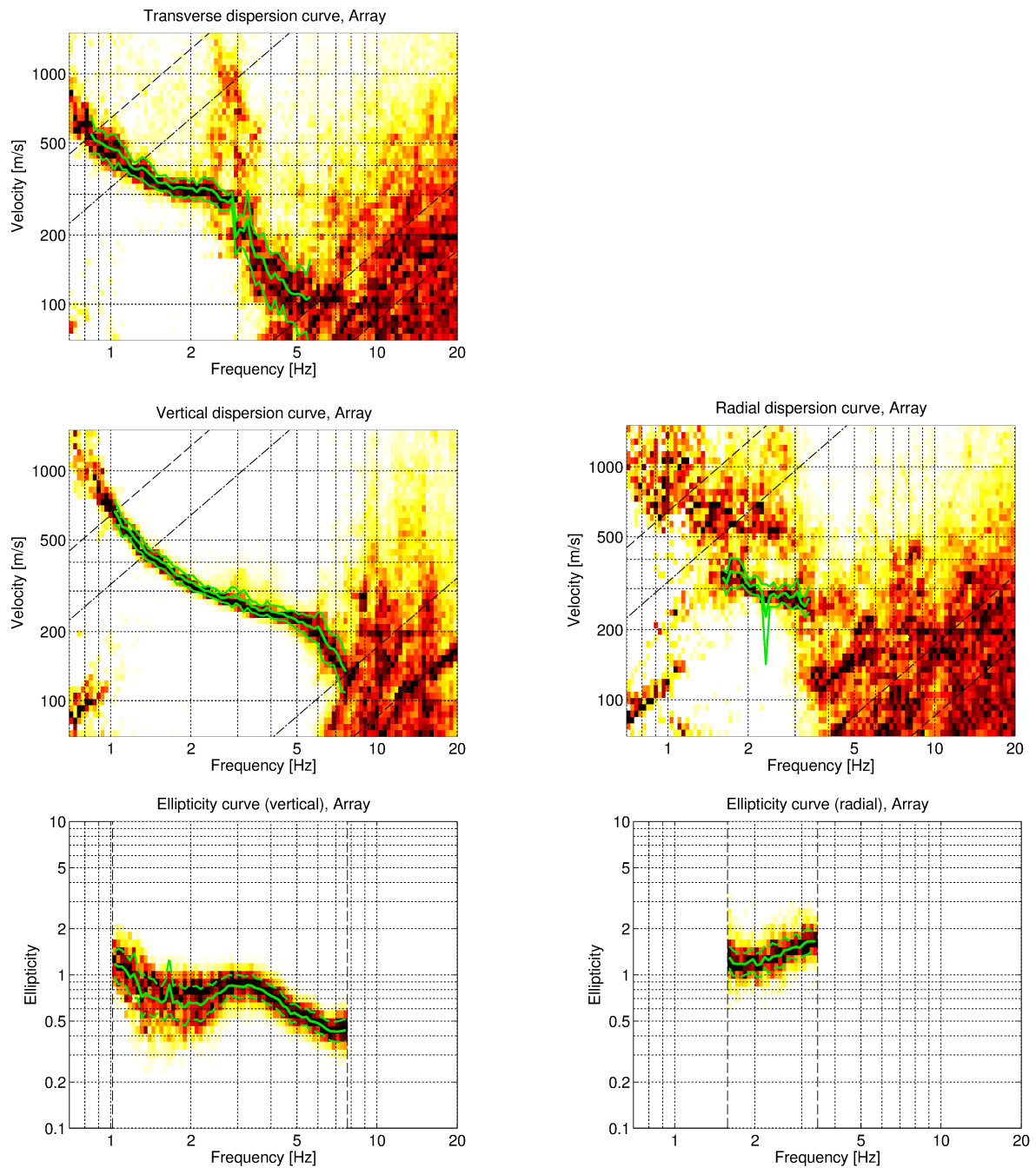


Figure 21: Dispersion and ellipticity curves obtained with the 3-component HRFK algorithm (Poggi and Fäh, 2010). The dispersion curves for the transverse, vertical and radial components are shown, as well as the ellipticity curves for the respective modes picked on the vertical and radial components. 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. 22. This technique estimates the properties of single or multiple waves simultaneously with a maximum likelihood approach. The parameter  $\gamma$  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 4.9 Hz, the Rayleigh wave dispersion curve between 0.9 and 5.6 Hz, but it seems not that clearly defined. No higher modes are visible. The ellipticity angle for the picked Rayleigh wave dispersion curve is not very clear, changing between negative and positive values rather randomly. Qualitatively, we can say that the ellipticity angle is positive, i.e. the particle motion prograde, at frequencies above about 3 Hz and negative, i.e. the particle motion retrograde, below that frequency. At low frequencies, around 1 Hz, the particle motion is also prograde, but the transition between this prograde particle motion and the retrograde particle motion between about 1.5 and 3 Hz is unclear. The ellipticity curve obtained by applying the  $\tan$  function to the absolute value of the ellipticity angle results in a curve which is rather unusual. We will use parts of the WaveDec ellipticity angle curve in the following inversion.

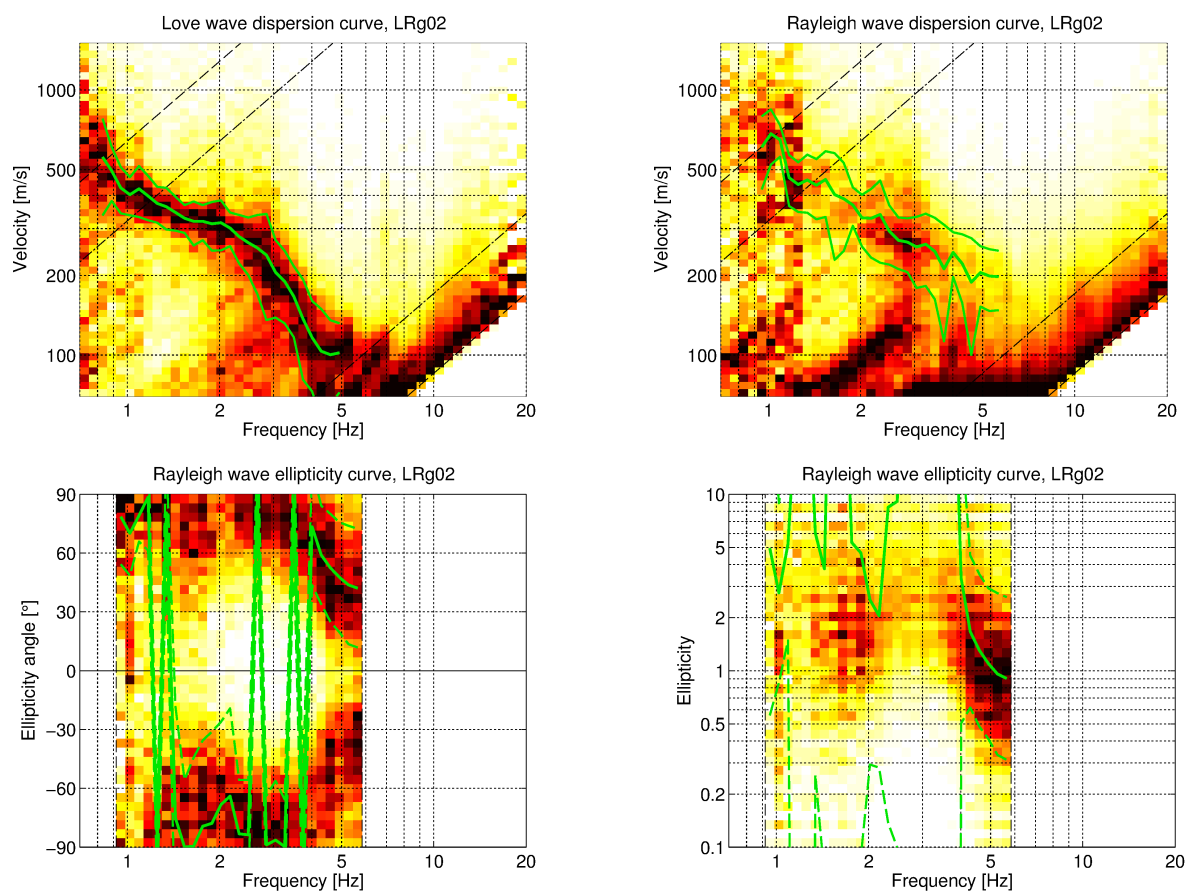


Figure 22: Love and Rayleigh wave dispersion (top) and ellipticity (bottom) curves obtained with the WaveDec technique (Maranò et al., 2012). The dashed lines indicate the theoretical array resolution limits.



## 6.5 SPAC

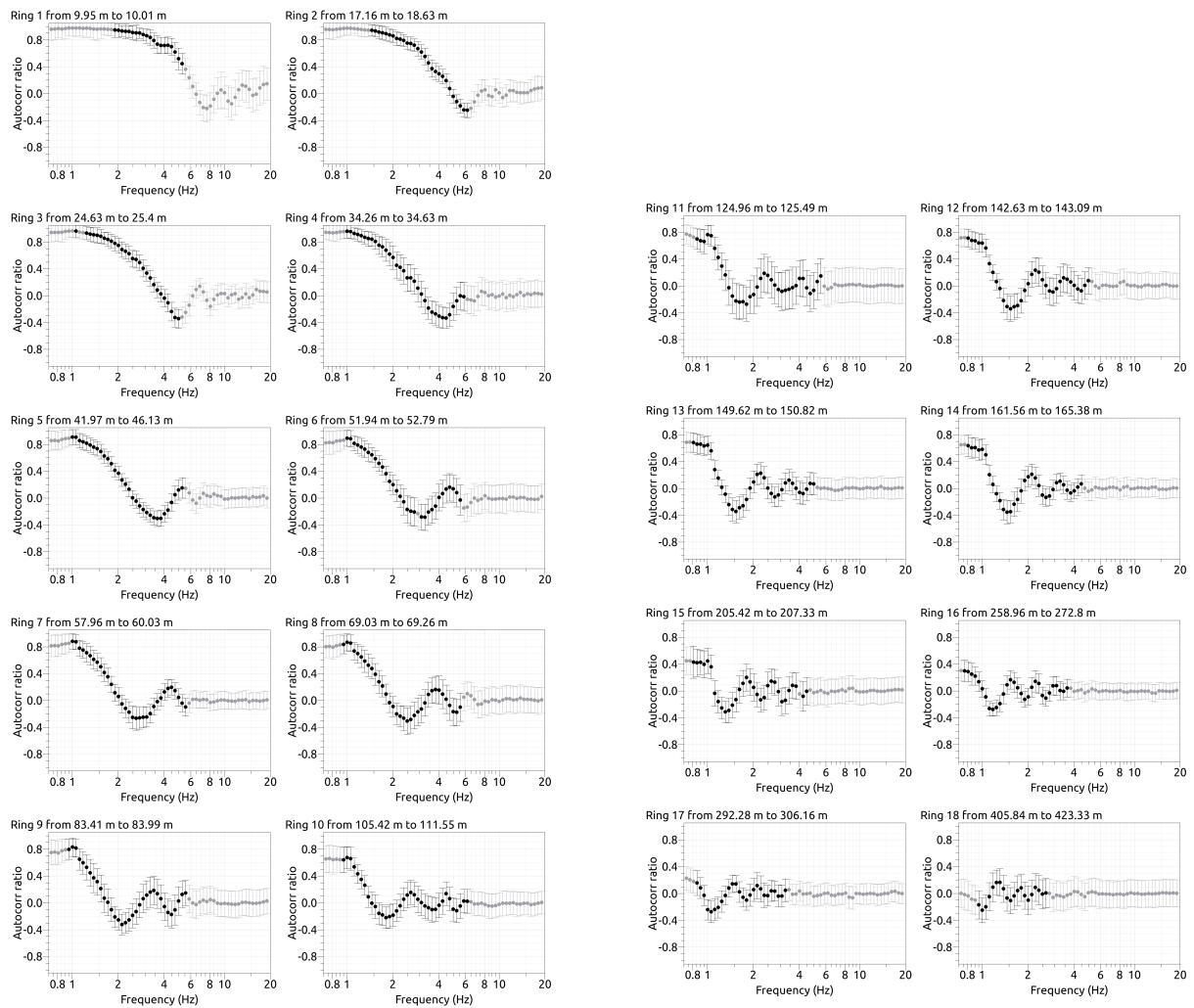


Figure 23: SPAC curves. The black data points contributed to the dispersion curve estimation.

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. 23. 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. 24.

Using SPAC, we can pick a Rayleigh wave dispersion curve between 0.9 and 5.8 Hz.

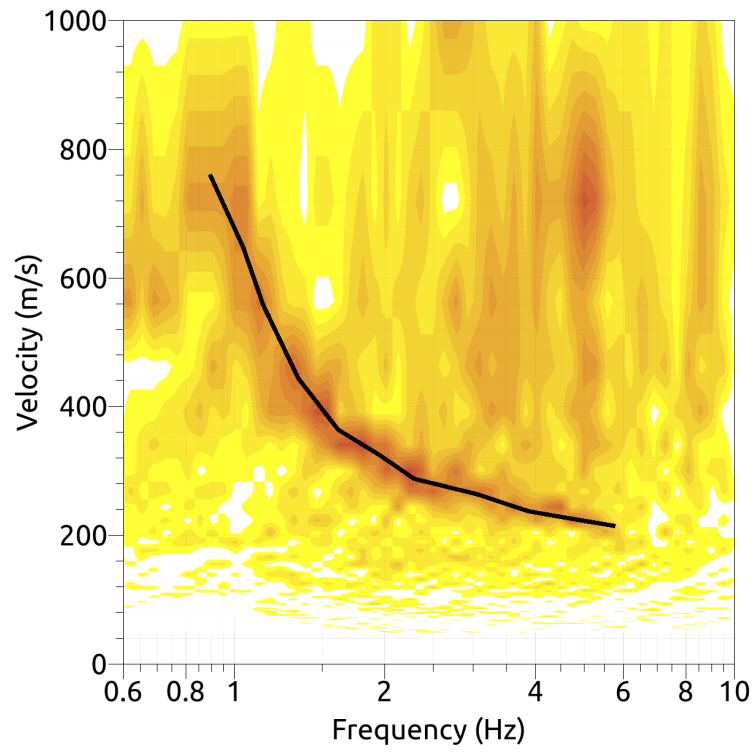


Figure 24: Resulting Rayleigh wave velocities. The black line corresponds to the picked dispersion curve.



## 6.6 Summary

Fig. 25 gives an overview of the dispersion and ellipticity curves determined by the different methods, both active and passive.

For Love waves, the dispersion curves of HRFK and WaveDec match well, the active results are also very similar in the overlapping range.

For the Rayleigh waves, there is also a very good agreement between the different methods, the passive methods all give virtually the same results. The WaveDecActive curves from the first line fit very well with the data, with a very strong decrease in velocity between 5 and 10 Hz. The active results from line 2, however, systematically show higher velocities and do not fit with the passive array results. As the central part of the passive array, which is responsible for the dispersion curve in this frequency range, was located in the same area as line 1, it is not surprising that the results from line 1 fit better with the array data.

The Rayleigh wave ellipticities are shown as absolute ellipticity ( $\epsilon$ ) values and as ellipticity angles ( $\alpha$ ), 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 3 Hz, which is in partial agreement with the prograde RayDec ellipticity curve above that frequency part and the retrograde one below this frequency. The H/V and RayDec curves showed two peaks at 0.61 Hz and 3.29 Hz, respectively, for the curve of station COLL69, the central station of the array (Fig. 18). According to the WaveDec result, we conclude that these two peaks correspond to singularities of the ellipticity, which are linked with a change of the particle motion from retrograde (at lower frequencies) to prograde (at higher frequencies). The singular ellipticity troughs, where the particle motion changes back from prograde to retrograde, are badly resolved. The WaveDec results are in good agreement with the WaveDecActive results around 5 Hz. WaveDecActive finds negative ellipticity angles around 10 Hz and above. Again here, the transition from prograde to retrograde is badly resolved. WaveDecActive also finds ellipticity data for two higher modes, which also show a change in the particle motion.

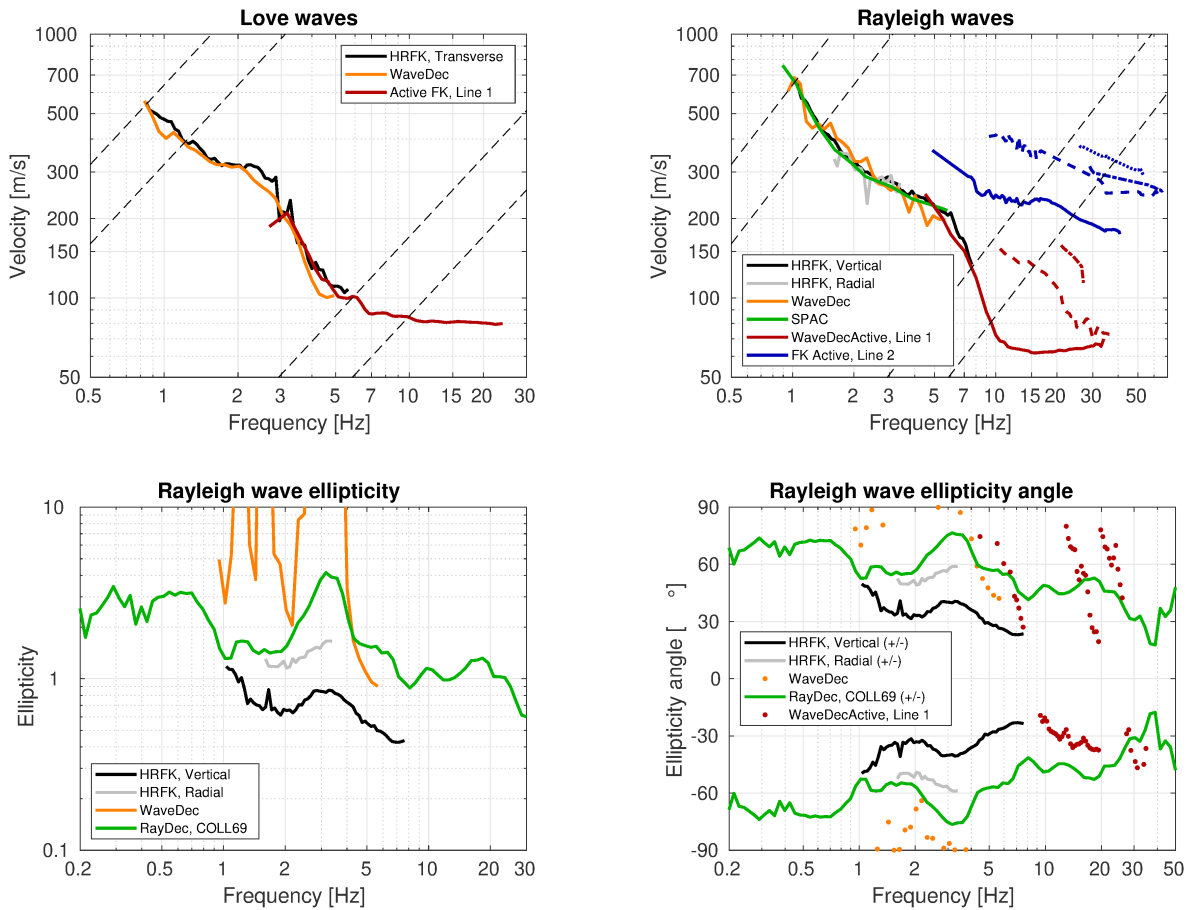


Figure 25: Top line: Overview of the Love wave dispersion curves obtained with the different methods, including the passive array results and the results from the active measurement at line 1 (left); Overview of the Rayleigh wave dispersion curves obtained with the different methods, including the passive 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

As we have seen from the CPT and active measurements that the area around the center of the passive array, where line 1 was located, is much more probable to experience liquefaction, we focus on this area for the inversion of the deeper structure. We performed inversions using as much information as possible, combining the different results from the active and passive methods. A newer version of `dinver` was used for the inversion, where it is 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. 26.

For Love waves, the HRFK curve was used as fundamental mode and extended to higher frequencies with the curve from the active FK measurements. For Rayleigh waves, for the fundamental mode a part of the SPAC curve was used at low frequency, followed by the HRFK curve and a part of the WaveDecActive at high frequencies. The first harmonic mode determined with WaveDecActive was also used.

For the ellipticity angle, the ellipticity peaks at 0.61 and 3.29 Hz were interpreted as singular peaks. The RayDec ellipticity curve for the central station of the array was interpolated between 0.45 and 0.94 Hz to force a singularity in the ellipticity curve at 0.61 Hz. The singularity at 3.29 Hz was forced by interpolating the same RayDec curve between 2.4 Hz and an ellipticity angle of  $\pm 90^\circ$  at the peak frequency. At higher frequencies, curves obtained with WaveDec and WaveDecActive were used.

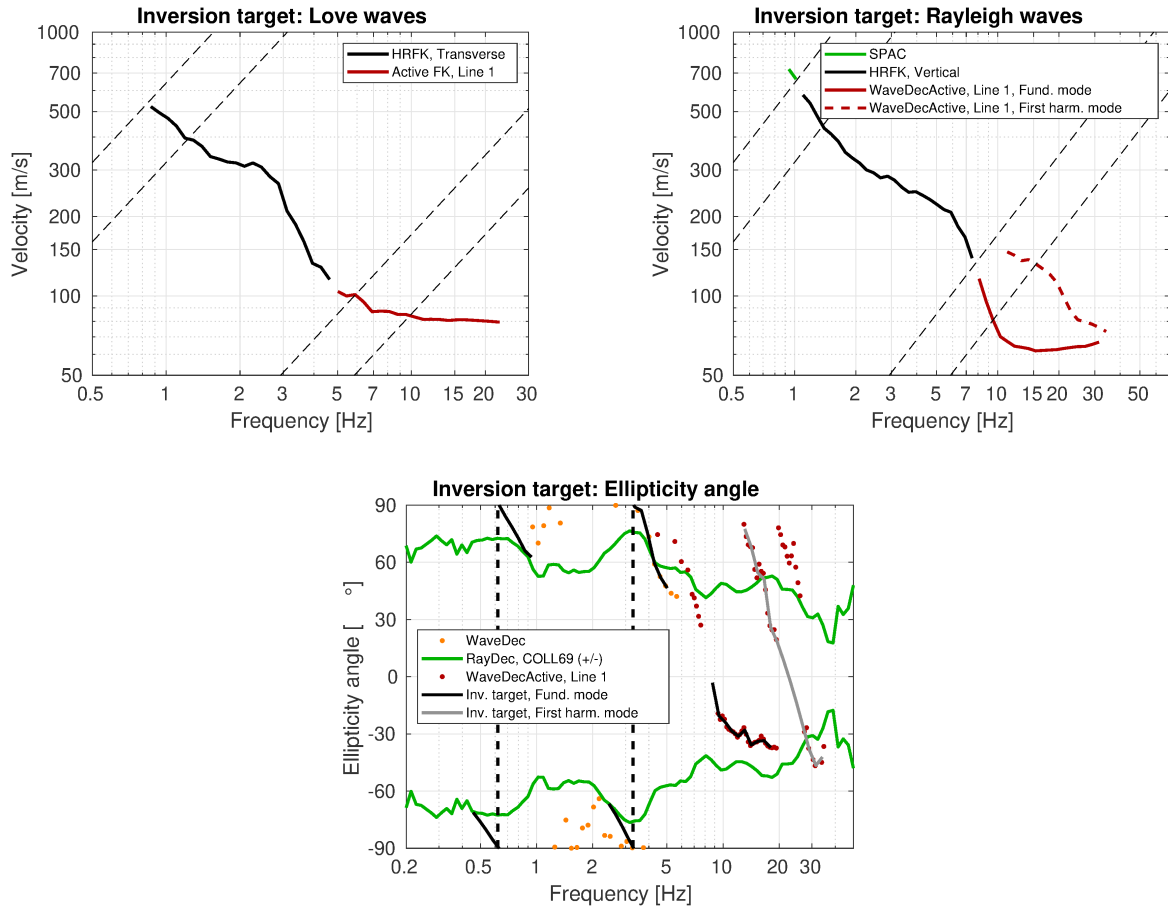


Figure 26: Overview of the dispersion and ellipticity angle curves used as targets for the different inversions.

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

Method	Wave type	Mode	Curve type	Frequency range [Hz]
HRFK (T)	Love	fundamental	dispersion	0.86 - 4.7
Active (FK)	Love	fundamental	dispersion	5.0 - 22.9
SPAC	Rayleigh	fundamental	dispersion	0.93 - 1.1
HRFK (V)	Rayleigh	fundamental	dispersion	1.1 - 7.5
WaveDecActive	Rayleigh	fundamental	dispersion	8.1 - 31.5
WaveDecActive	Rayleigh	first harmonic	dispersion	11.1 - 34.1
interpolated RayDec (COLL69)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	0.45 - 0.94
interpolated RayDec (COLL69)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	2.4 - 3.3
WaveDec	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	3.3 - 5.1
WaveDecActive	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	8.7 - 18.1
WaveDecActive	Rayleigh	first harmonic	ellipticity angle	13.0 - 34.1

## 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 five to nine layers (including half-space). The last parameterization has fixed layer depths and consists of 17 layers in total, with the deepest interface at 400 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 500 m for all parameterizations. As the inversions of the active data yielded a low-velocity zone between 1 and 2 m of depth, such a feature was allowed in all inversions. The density was fixed to  $1800 \text{ kg/m}^3$  for the upper two layers,  $2300 \text{ kg/m}^3$  for the bedrock layer and to  $2000 \text{ kg/m}^3$  for all other layers.

## 7.3 Inversion results

We performed a total of six inversions with different parameterizations (see Table 2). Each inversion run produced about 200 000 total models in order to assure a good convergence of the solution. The results of these inversions are shown in Figs 27 - 32. All inversions fit the data comparably well and give similar minimum misfit values.

Table 2: List of inversions

Inversion	Number of layers	Number of models	Minimum misfit
COL5l	5	200 019	0.592
COL6l	6	200 051	0.550
COL7l	7	200 020	0.554
COL8l	8	200 025	0.570
COL9l	9	200 008	0.580
COLfix	17	200 044	0.551



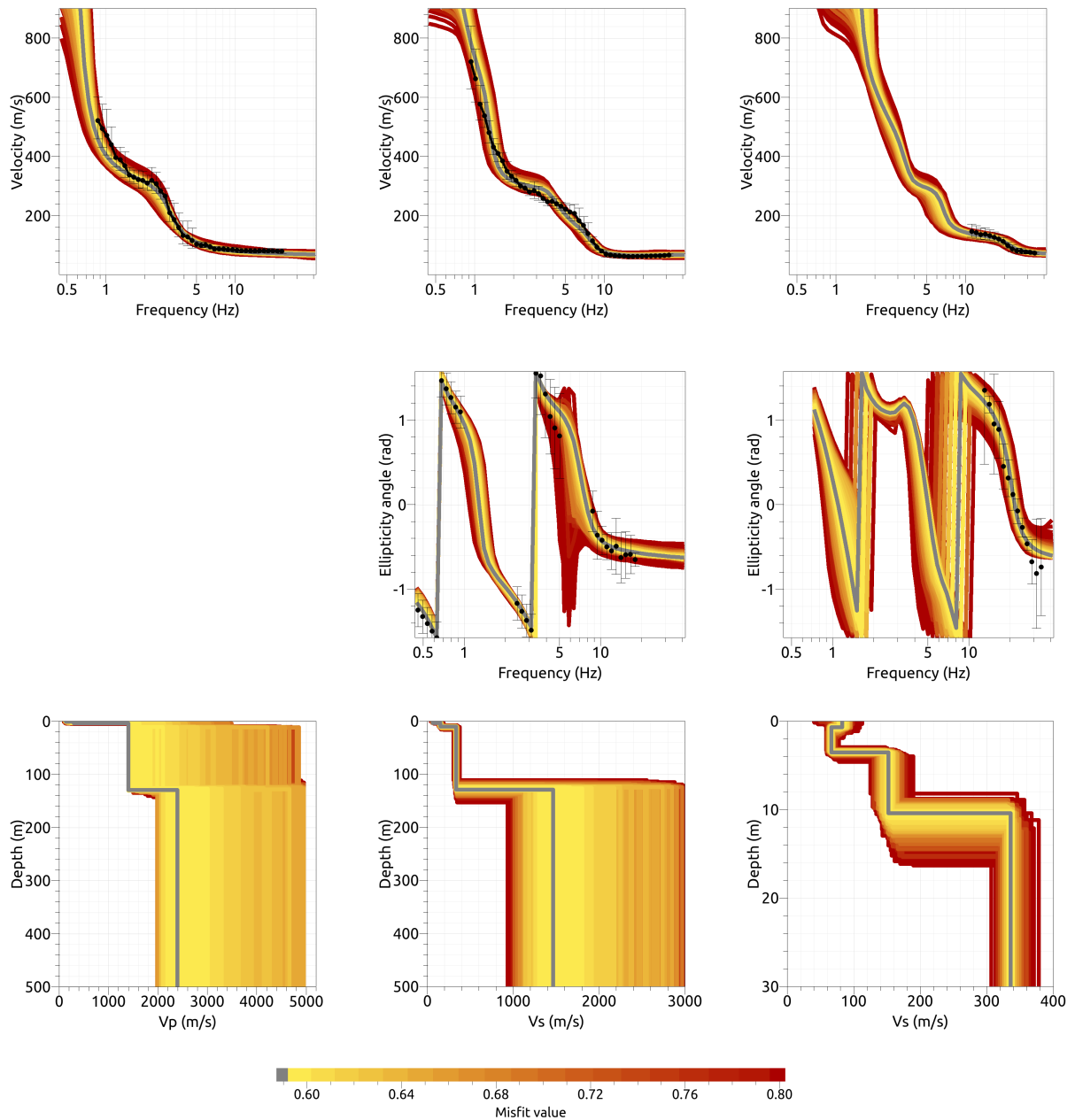


Figure 27: Inversion COL51. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Center line: ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

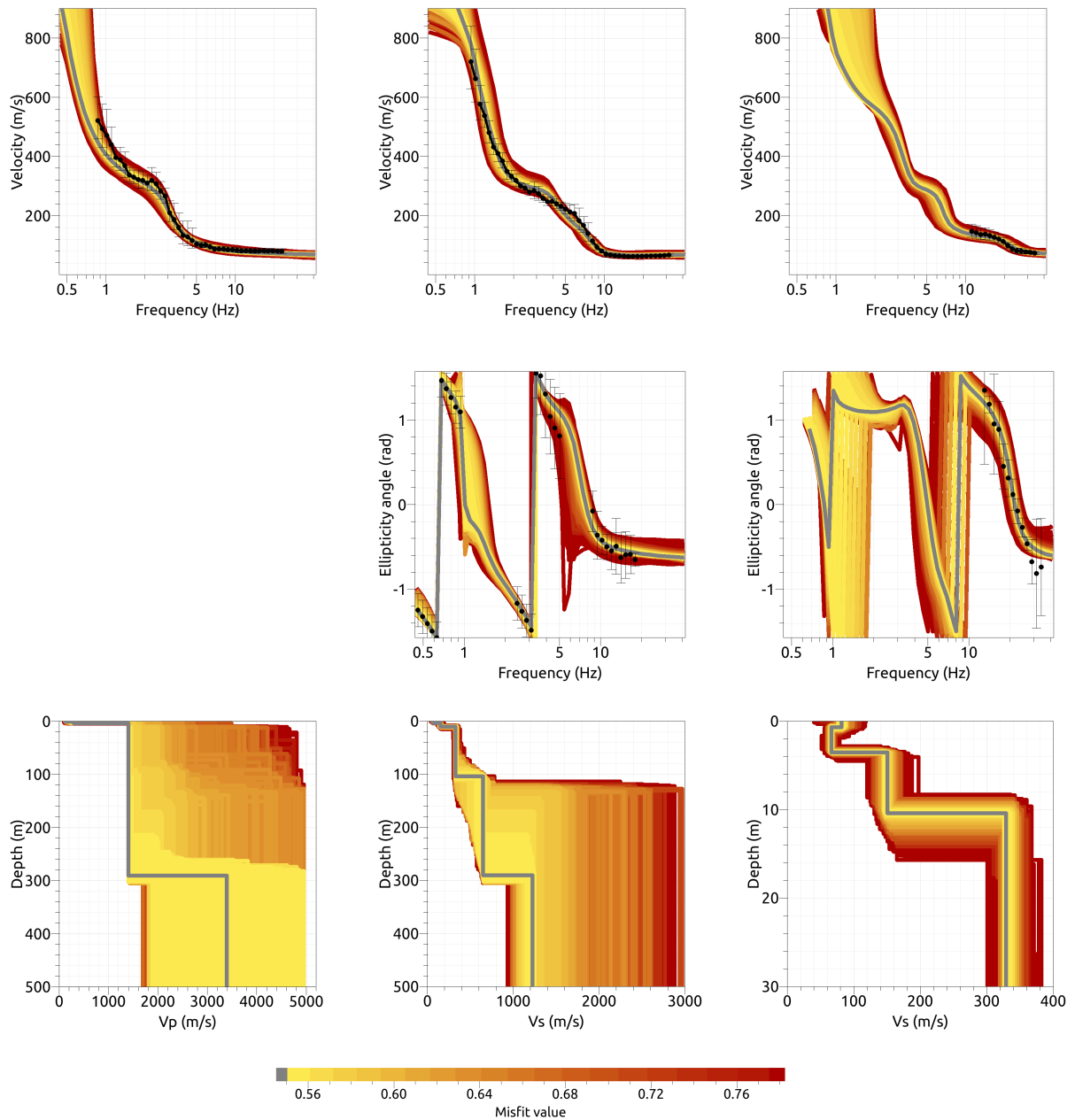


Figure 28: Inversion COL61. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Center line: ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

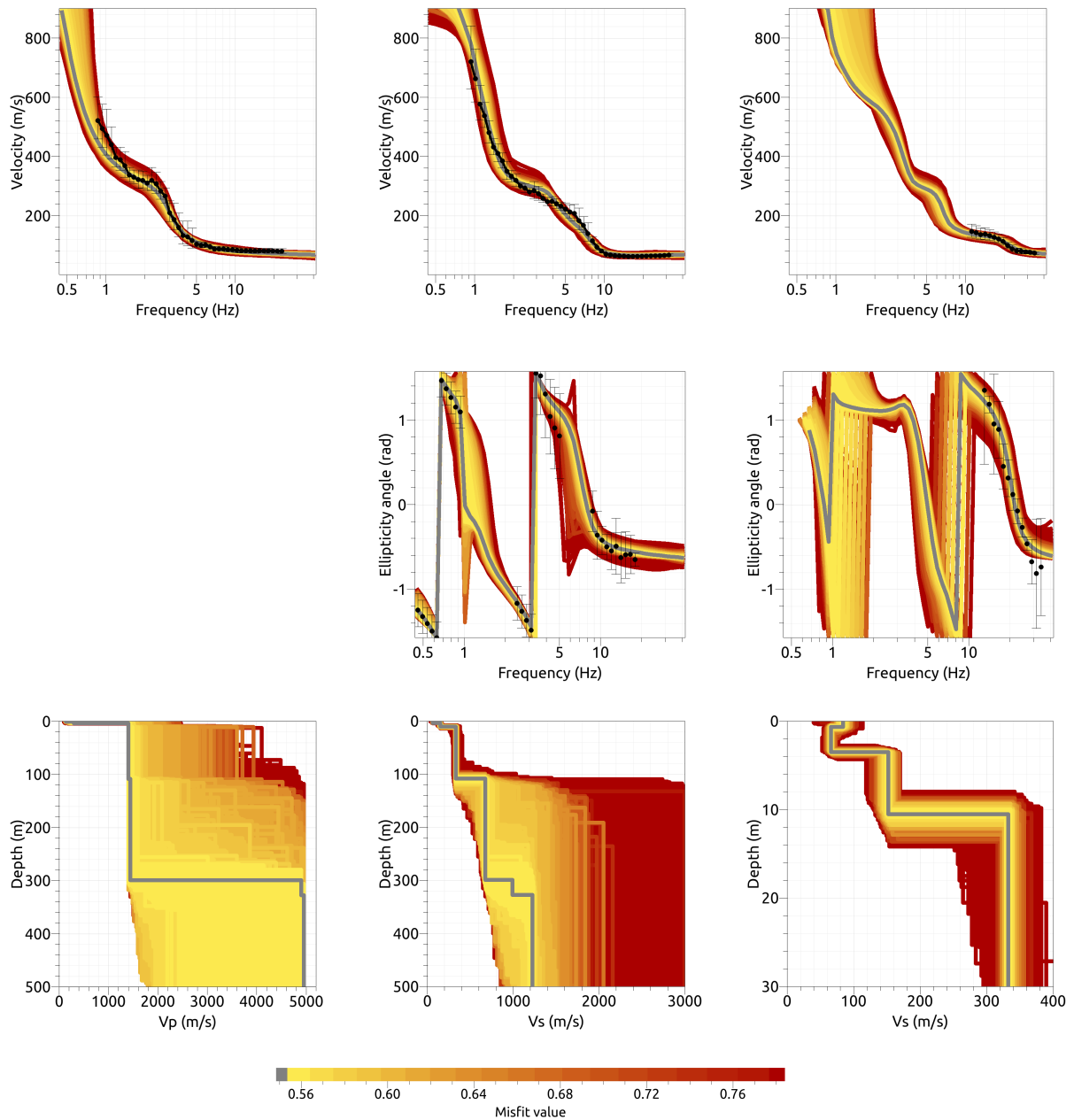


Figure 29: Inversion COL71. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Center line: ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

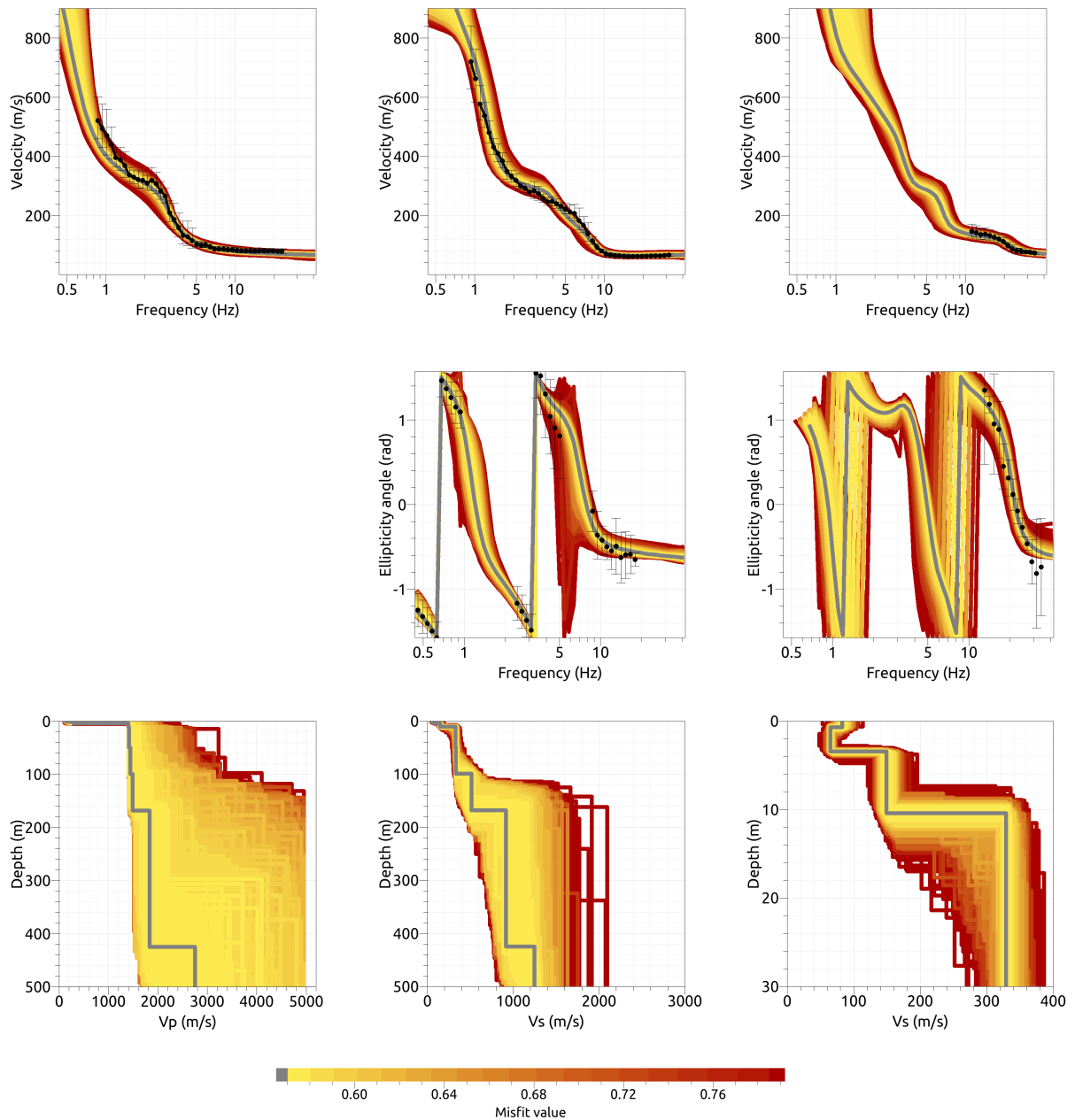


Figure 30: Inversion COL81. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Center line: ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

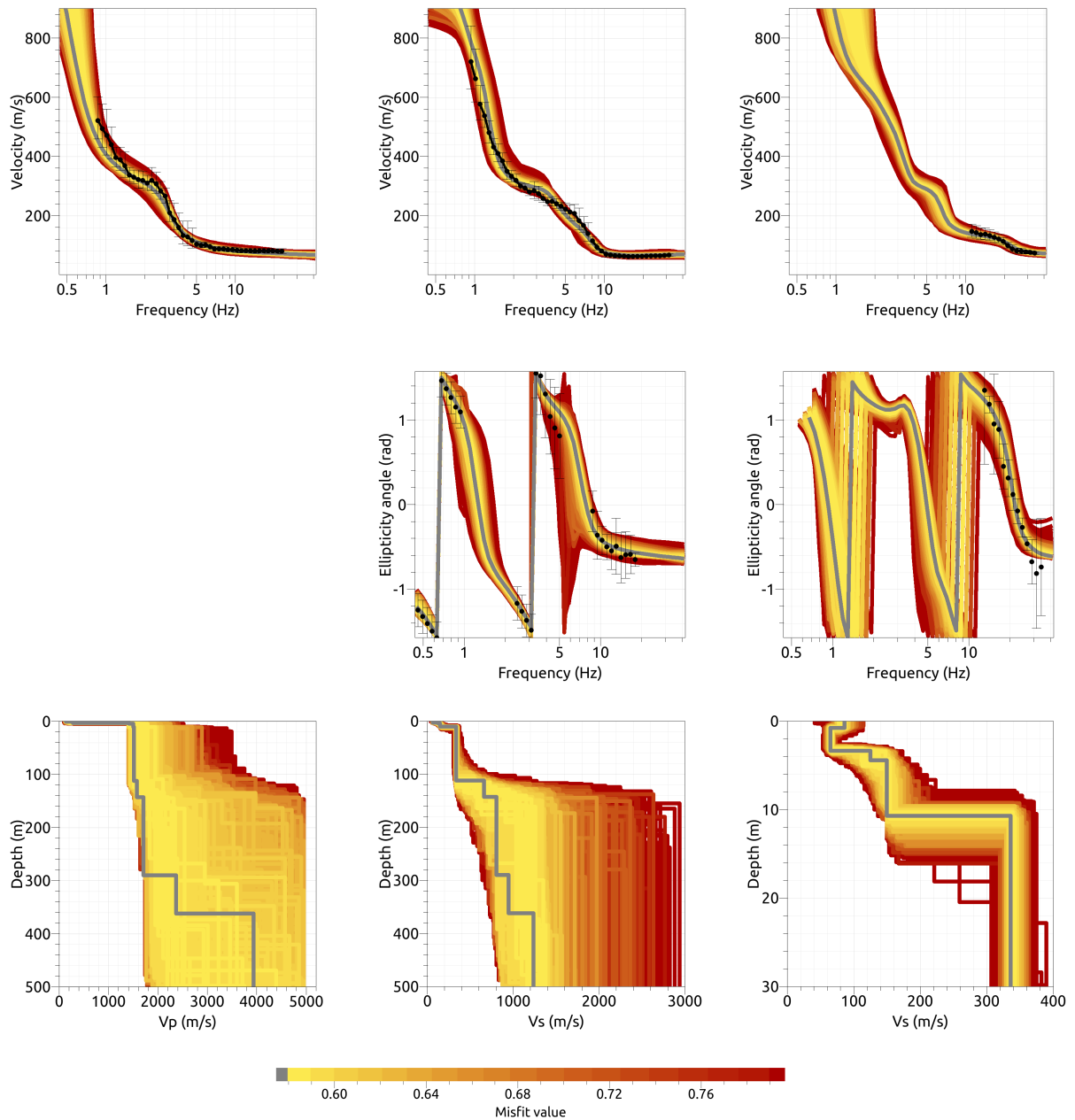


Figure 31: Inversion COL91. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Center line: ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

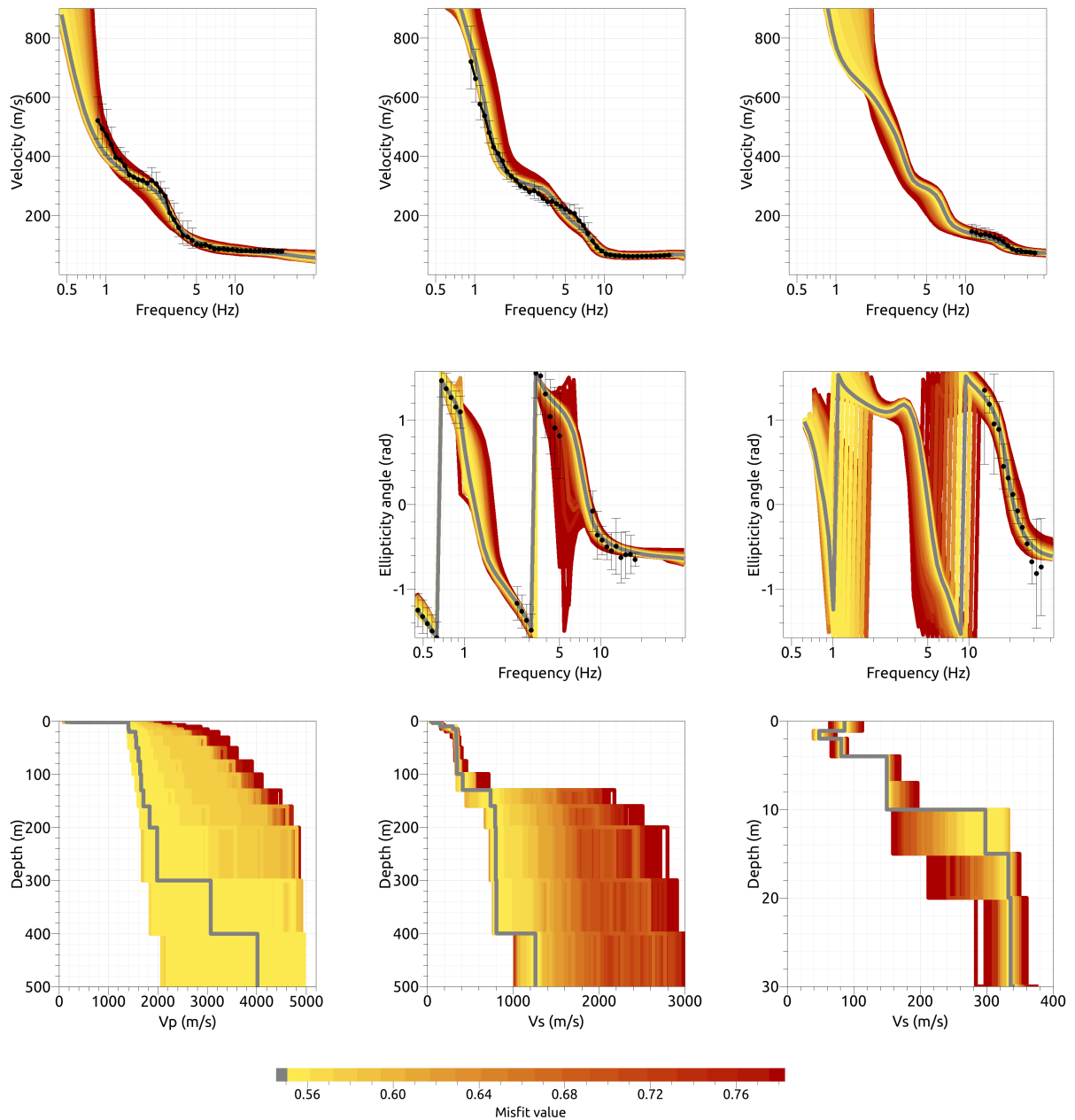


Figure 32: Inversion COLfix. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Center line: ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (center) and the first harmonic mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom 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 models of the inversions are shown in Fig. 33. The models with the free layer boundaries are all in good agreement. They show a first layer with an S-wave velocity of 82 to 85 m/s with a thickness of only about 70 cm. Underneath, there is a low-velocity zone with a velocity of about 65 m/s reaching down to maximum 3.5 m. Below, a layer with an S-wave velocity of 150 m/s is found down to about 10.5 m. Below, the shear-wave velocity reaches about 335 m/s to depths between 100 and 110 m. Below, the different models differ and the velocities increase without big velocity contrast, except for the 5-layer model. For the inversions with fixed depth values, the resulting profile differs because of these additional constraints.

The velocity profiles resulting from the different inversions have  $V_{S30}$  values between 190.4 and 193.9 m/s, with an average value of  $192.0 \pm 1.2$  m/s.

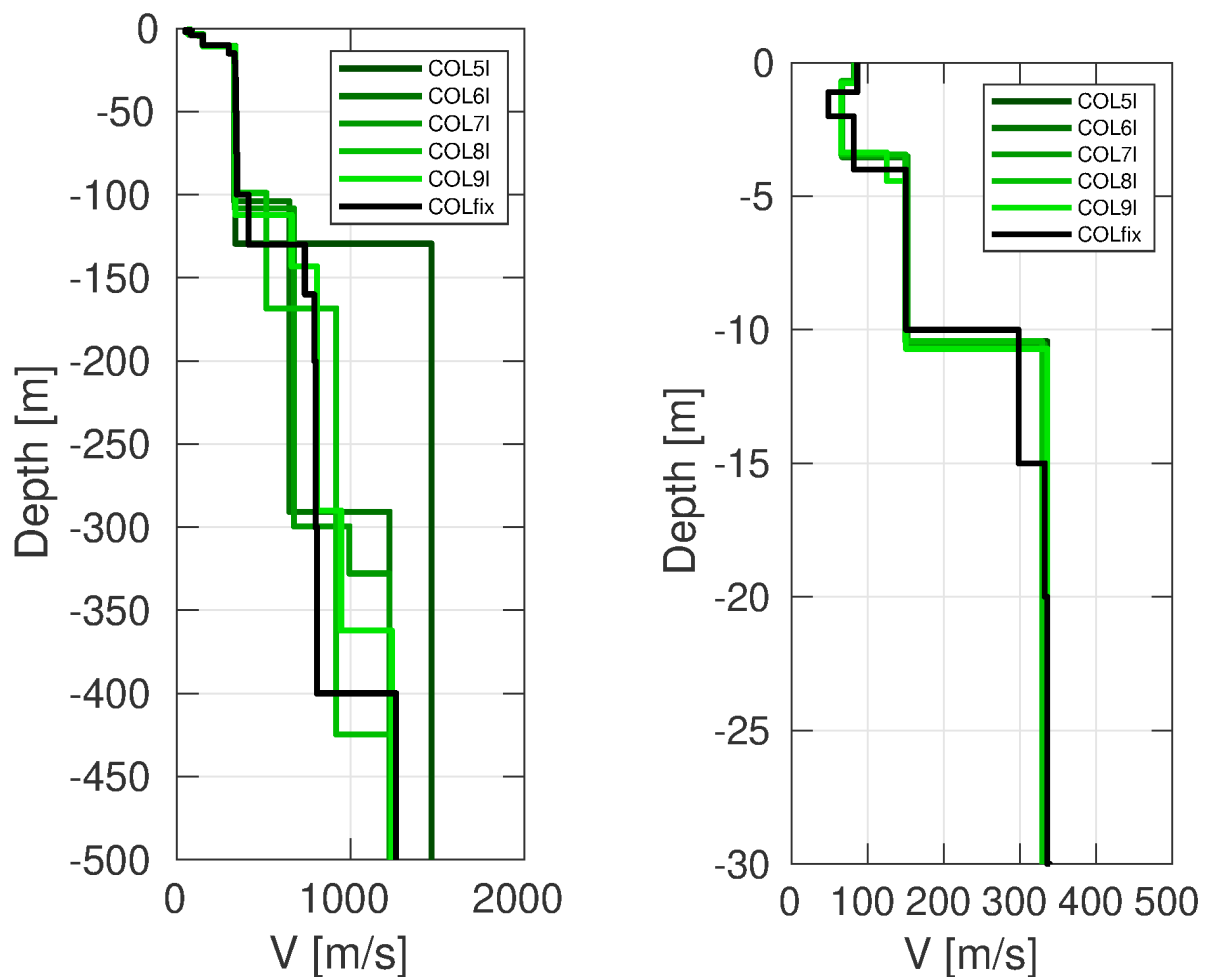


Figure 33: Overview of the shear-wave velocity profiles of the the different inversions (left) and zoom on the upper 30 m of the profiles of the inversions.

## 7.5 SH transfer function

In Fig. 34, the theoretical shear-wave transfer functions for the inverted models are shown. The main amplification is expected around 3.5 Hz, corresponding with the second H/V peak.

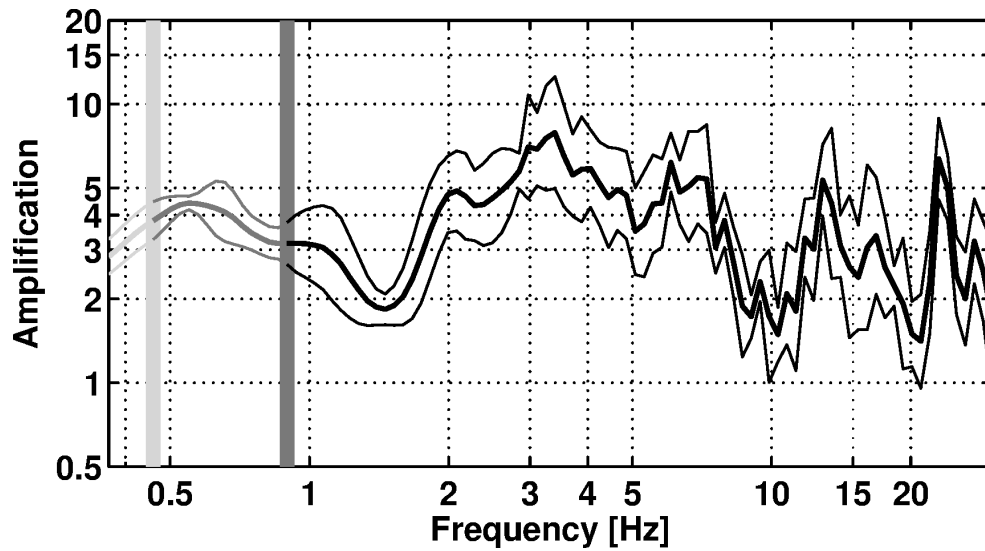


Figure 34: Modeled amplification for the best models of the six inversions.

## 7.6 Quarter-wavelength representation

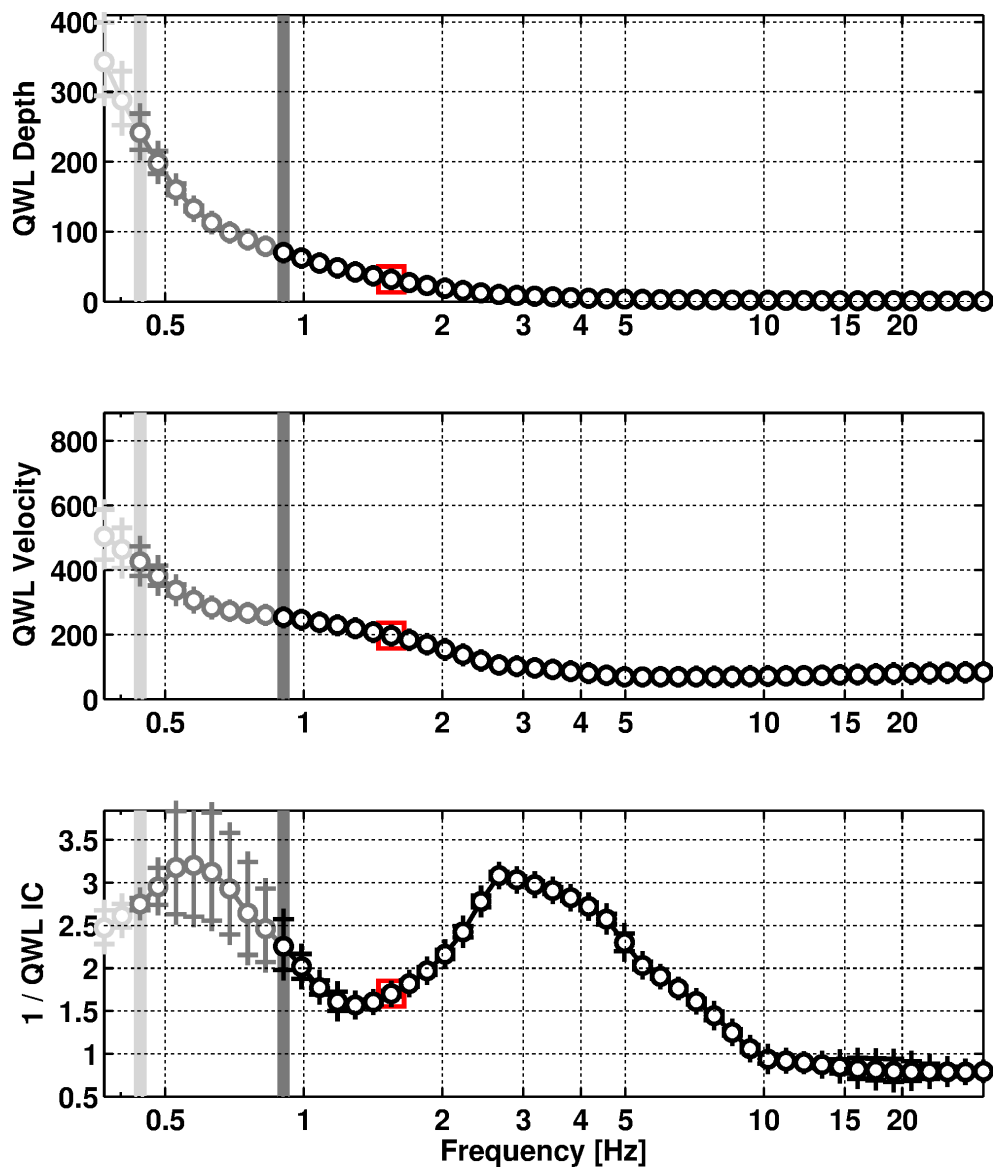


Figure 35: Quarter wavelength representation of the velocity profiles for the best models of the inversions (top: depth, center: velocity, bottom: inverse of the impedance contrast). The black curves are constrained by the dispersion and ellipticity angle curves, the dark gray curves only by the ellipticity 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 active and CPTu measurements show a different behavior of the western and eastern part of the investigated area. In the western part (line 1; CPT5), the liquefaction potential during a strong earthquake is rather high. The sandy layers between about 5 and 15 m are prone to liquefaction. In the eastern part (line 2; CPT4), the close-surface geology is different and the liquefaction potential is much lower.

From the final inversion, we retrieve a  $V_{S30}$  value of about 192 m/s for the western area, corresponding to soil class C in EC8 and D in SIA261. The inversion of the active data of the eastern part yielded a higher  $V_{S30}$  value of about 293 m/s.

The inversion of the passive seismic array measurements yields velocity profiles with shear-wave velocities of less than 400 m/s down to about 100 m, where a velocity increase to about 800 m is found. We did not find deeper boreholes in the area which would indicate us more in detail if the velocity contrast found in our inversions is actually found in the geology. We cannot resolve the bedrock depth at the site.

The western site seems well suited for a borehole installation. This installation would consist of three seismic sensors and a line of porewater pressure sensors: the first sensor would be a strong-motion accelerometer sensor at the surface, the second seismometer would be installed in a borehole below the potentially liquefiable layers, i.e. deeper than 25 m of depth. The third seismic sensor shall be installed at depth. 100 to 130 m of depth seem a reasonable target for this sensor.

The six pore-pressure sensors would be installed in one or several other boreholes. The sensors should be installed at different depths inside the liquefiable layers, i.e. between 5 and 20 m of depth.

## 9 Conclusion

We performed different measurements to characterize the underground at the possible borehole site of Collombey-Muraz. From the two in detail investigated sites, the western site presents a relatively high liquefaction potential and seems to be a good place to install a borehole station. Using different techniques, we could determine the velocity profile from the shallow surface down to over 100 m of depth. The  $V_{S30}$  of the best models is about 192 m/s, corresponding to soil class C in EC8 and 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.
- Bergamo, P., Hobiger, M., and Fäh, D. (2018). Site characterization report sbik: Biel/bienne (be), kongresshaus/palais des congrès. Swiss Seismological Service (SED).
- 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.
- Herrmann, R. B. (2013). Computer programs in seismology: An evolving tool for instruction and research. *Seism. Res. Lett.*, 84:1081–1088.
- Hobiger, M., Bard, P.-Y., Cornou, C., and Le Bihan, N. (2009). Single station determination of Rayleigh wave ellipticity by using the random decrement technique (RayDec). *Geophys. Res. Lett.*, 36.
- Maranò, S., Hobiger, M., Bergamo, P., and Fäh, D. (2017). Analysis of rayleigh waves with circular wavefront: a maximum likelihood approach. *Geophys. J. Int.*, 210:1570–1580.
- 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.
- Maraschini, M. and Foti, S. (2010). A monte carlo multimodal inversion of surface waves. *Geophys. J. Int.*, 182:1557–1566.

- 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. (2004). Evaluating soil liquefaction and post-earthquake deformations using the cpt. In *Proc. 2nd Int. Conf. on Site Characterization ISC, 2004*.
- Robertson, P. K. and Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.*, 35:442–459.
- Socco, L. V. and Strobbia, C. (2004). Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial. *Near Surface Geophysics*, 2:165–185.



## A Borehole profiles

Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 387.95 m  
 Coordonnées: 125'240 / 561'534  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 4 juin 1997

Annexe : 1

# Coupe du forage Fr1/P

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.40			Terre végétale brune	a		16.7.97	
0.70			Limon argilo-sableux beige-brun				
0.90			Limon argileux très organique, noir				
1.50			Limon argileux légèrement sableux avec trace de matière organique, bleu-noir				
2.70			Tourbe mélangée à des limons argileux, brun (odeur de putréfaction)	b	N=6 5 2		3.00
3.20			Tourbe brune				
3.75			Gravier sablo-limoneux, gris				
4.20			Tourbe brune mélangée à des limons argileux bruns				
5.00			Limon argilo-sableux avec bcp de matières organiques et des traces de tourbe brune				
6.20			Limon sableux légèrement argileux, bleu-noir, ± cohérent	c1	N=4 3 6		7.00
8.20			Limon sableux à sable limoneux fin, localement cohérent et légèrement argileux, beige, sans cohésion				
10.80			Sable fins limoneux, gris-bleu à beige avec localement des traces d'oxydation, sans cohésion	c1	N=6 8 11		
15.00							

- Ⓐ Couche de couverture
- Ⓑ Dépôts lacustres et palustres
- Ⓒ1 Alluvions fluvio-lacustres
- Ⓒ2 Alluvions fluviales

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/322.95.44 📠 027/323.46.65

Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 387.94 m  
 Coordonnées: 125'264 / 561'564  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 5-6 juin 1997

Annexe : 2

# Coupe du forage Fr2

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.35			Terre végétale brune	a		6.6.97	
0.65			Limon argilo-sableux, gris				
			Tourbe brune avec bcp de débris végétaux et de racines				
1.40			Tourbe brune mélangée à des limons argileux, bleu-noir	b	N=2 2 4		
2.10			Limon argilo-sableux, noir, cohérent				
2.40			Limon argilo-sableux, noir, cohérent, mélangé avec de la tourbe brune				
3.00			Idem plus sableux et sans cohésion				
3.60			Gravier sablo-limoneux meuble, gris				
4.00			Limon argilo-sableux cohérent, gris-bleu				
5.20			Idem plus argileux et avec des restes de matières organiques et de tourbe brune	C <sub>1</sub>	N=5 7 6		
5.70			Limon sableux à sable limoneux, gris				
7.70			Sable fin peu limoneux, gris, meuble				
8.70			Sable limoneux fin, ± cohérent, à limon sableux, gris				
10.50			Sable fin à moyen, localement légèrement limoneux, peu cohérent, gris à gris-beige				
12.30			Idem, beige				
14.30			Sable fin, très peu limoneux gris à beige, meuble				
19.00			Idem plus limoneux et ± cohérent, gris à beige				
20.00							

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/322.95.44 📠 027/323.46.65

Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 388.23 m  
 Coordonnées: 125'289 / 561'595  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 7-9 juin 1997

Annexe : 3

# Coupe du forage Fr3/P

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.35			Terre végétale brune	a			
1.30			Sable ± propre, fin à moyen, gris	C <sub>1</sub>		16.7.97	
			Gravier sableux avec qc pierres et un passage de blocs entre 5.80-6.00 m et 8.00-9.00 m, plus limoneux entre 2.00-3.00 m et 6.00-7.20 m, gris	C <sub>2</sub>	N=5 4 7		2.00 5.00
9.50			Idem mais brun		N=14 18 13		
10.00			Sable moyen graveleux, à gravier sableux, beige à gris		N=6 9 11		k= 2.5x10 <sup>-4</sup> m/s
12.00							

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/322.95.44 📠 027/323.46.65

Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 388.08 m  
 Coordonnées: 125'328 / 561'564  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 9-10 juin 1997

Annexe : 4

# Coupe du forage Fr4/P

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.45			Terre végétale brune	a		16.7.97	
1.20			Limon argilo-sableux, gris-beige				
4.35			Tourbe brune mélangée à des limons argileux très organique bleu-noir, cohérent à sans cohésion	b	N=1 1 1		3.00
5.30			Sable limono-graveleux avec qc rares pierres, gris	C <sub>2</sub>	N=5 13 32		6.00
10.00			Gravier sableux avec qc pierres, sans cohésion, gris à beige vers 10.00 m				

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/322.95.44 📠 027/323.46.65

Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 387.81 m  
 Coordonnées: 125'303 / 561'534  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 11 juin 1997

Annexe : 5

# Coupe du forage Fr5

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.30			Terre végétale brune	a		11.6.97	
0.55			Limon argilo-sableux, gris-beige, cohérent				
1.00			Idem avec beaucoup de restes de tourbe noir				
2.40			Tourbe noire	b			
3.20			Tourbe brune à noire mélangée à des limons argileux bleu				
3.50			Limon argilo-sableux bleu-gris avec des restes de tourbe brune				
3.70			Sable grossier, légèrement graveleux avec des traces de tourbe				
4.00			Limon argilo-sableux, gris				
6.00			Limon argilo-sableux avec des traces de matières organiques et de tourbe brune de 4.60 à 5.10 m et 5.50-6.00 m, gris cohérent	C <sub>1</sub>	N=1 1 2		
8.25			Sable fin limoneux à limon sablo argileux entre 6.80-7.60 m, gris, cohérent à peu cohérent				
9.80			Sable fin à moyen, peu limoneux, gris, sans cohésion				
11.20			Limon sableux, beige, assez cohérent	C <sub>1</sub>	N=4 8 11		
15.00			Sable fin légèrement limoneux à sable moyen entre 13.40-14.00 m, gris-beige, qc traces de pierres et d'oxydation à 15.00 m				
					N=7 18 24		

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/322.95.44 📠 027/323.46.65



Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 387.68 m  
 Coordonnées: 125'277 / 561'602  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 12-13 juin 1997

Annexe : 6

# Coupe du forage Fr6/P

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.35			Terre végétale brune	a		16.797	
0.70			Limon argilo-sableux, beige-brun				
1.10			Limon argileux très organique, bleu-noir				
1.50			Tourbe brune à noire mélangée à des limons noirs				
1.65			Limon argilo-sableux, gris				
2.35			Limon argilo-sableux, avec bcp de restes de tourbe, bleu-noir, cohérent				
2.75			Tourbe brune	b	N=6 2 2	3.00	
3.65			Gravier sableux, gris avec des intrusions de tourbe brune entre 3.00-3.10 m et 3.30-3.70 m				
3.75			Tourbe brune				
4.40			Limon argilo-sableux avec des restes de tourbe brune, gris-bleu, cohérent				
5.00			Idem plus sableux, gris-bleu, sans cohésion				
5.20			Limon argilo-sableux avec bcp de restes organiques, gris-bleu, cohérent				
7.40			Sable fin à limon sableux, gris, cohérent à meuble	C <sub>1</sub>	N=2 4 7	7.00	
9.00			Sable moyen avec un peu de gravier, meuble, gris				
10.20			Limon sableux, gris-beige, cohérent				
13.05			Sable fin avec qc blocs entre 10.50-10.60 m et 11.35-11.45 m, gris, sans cohésion				
13.55			Sable moyen, gris, sans cohésion				
14.50			Sable fin légèrement limoneux, avec qq traces de graviers, gris, sans cohésion				
18.00			Sable fin à limon sableux, gris à beige, légèrement cohérent		N=6 13 8		
20.00			Idem, bleu, ± cohérent				

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/322.95.44 📠 027/323.46.65

Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 387.54 m  
 Coordonnées: 125'270 / 561'534  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 16 juin 1997

Annexe : 7

# Coupe du forage Fr7

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.25			Terre végétale brune	a			
0.75			Tourbe brune à noire				
1.40			Tourbe brune mélangée à des limons argileux, noirs, cohérent				
2.30			Sable argilo-limoneux mélangé à des graviers et des restes organiques, gris-bleu, sans cohésion	b			
2.60			Limon argilo-sableux avec bcp de tourbe et de reste organique, bleu-noir, à bien cohérent				
3.10			Sable limono-graveleux, gris-bleu, sans cohésion avec des restes organiques				
3.70			Idem plus graveleux, gris-bleu				
4.30			Gravier sableux à sable graveleux-limoneux, avec des traces de matières organiques, gris-bleu cohérent entre 4.00-4.30 m				
5.50			Limon argilo-sableux avec des traces de matières organiques, gris-bleu, cohérent	C <sub>1</sub>			
6.00			Limon sableux à sable fin limoneux, gris				

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/22.95.44 ☒ 027/23.46.65

Rapport n°: VS 1725  
 Cote: 388.08 m  
 Coordonnées: 125'296 / 561'564  
 Entreprise: TECFOR SA  
 Date: 16 juin 1997

Annexe : 8

# Coupe du forage Fr8

1:100

Profondeur	Profil	N° labo	Description lithologique	Géologie	SPT	Eau	Remarque
0.40			Terre végétale brune	a			
0.75			Limon argilo-sableux, gris				
1.20			Tourbe mélangée à des limons noirs, cohérent				
1.70			Gravier sablo-limoneux mélangé des restes organiques, beige-brun	b			
2.30			Tourbe brune, sans cohésion				
2.60			Limon argilo-sableux avec bcp de reste organique et de tourbe brune, cohérent				
3.40			Tourbe brune avec quelque passage de limon argilo-sableux, brun, sans cohésion				
4.00			Sable moyen à grossier, gris	C <sub>1</sub>			

Levé par F. Clavien



**Félicien CLAVIEN SA**

ing. civ. dipl. EPFZ/SIA

Etudes géotechniques et hydrogéologiques  
 Baugrunduntersuchungen und Hydrogeologie

ch. St-Rémy 6, 1950 Sion ☎ 027/22.95.44 ☎ 027/23.46.65

## **B Report of the CPTU measurements**

# **ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN**

## **STANDORTCHARAKTERISIERUNG ÖFFENTLICHE BIBLIOTHEK 1893 COLLOMBEY**

---

**Projekt Nr.: 60-1214  
Bericht Nr.: 1214 / 3**

---

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN  
STANDORTCHARAKTERISIERUNG  
ÖFFENTLICHE BIBLIOTHEK  
1893 COLLOMBEY**

Bauherrschaft	
Auftraggeber	Swiss Seismological Service
Adresse	SED – ETHZ Sonneggstrasse 5 8092 Zürich Hr. Walter Imperatori
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	<b>60-1214</b>
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 Collombey:

- Abteufen von 2 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 60.0 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU 4 – CPTU 5);
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten:

Feldarbeiten: 14. August 2018

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	27.09.2018	Schlussbericht	aks	bshs



**INHALTSVERZEICHNIS**

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

**BEILAGEN**

Beilage A: Ausführungspraxis

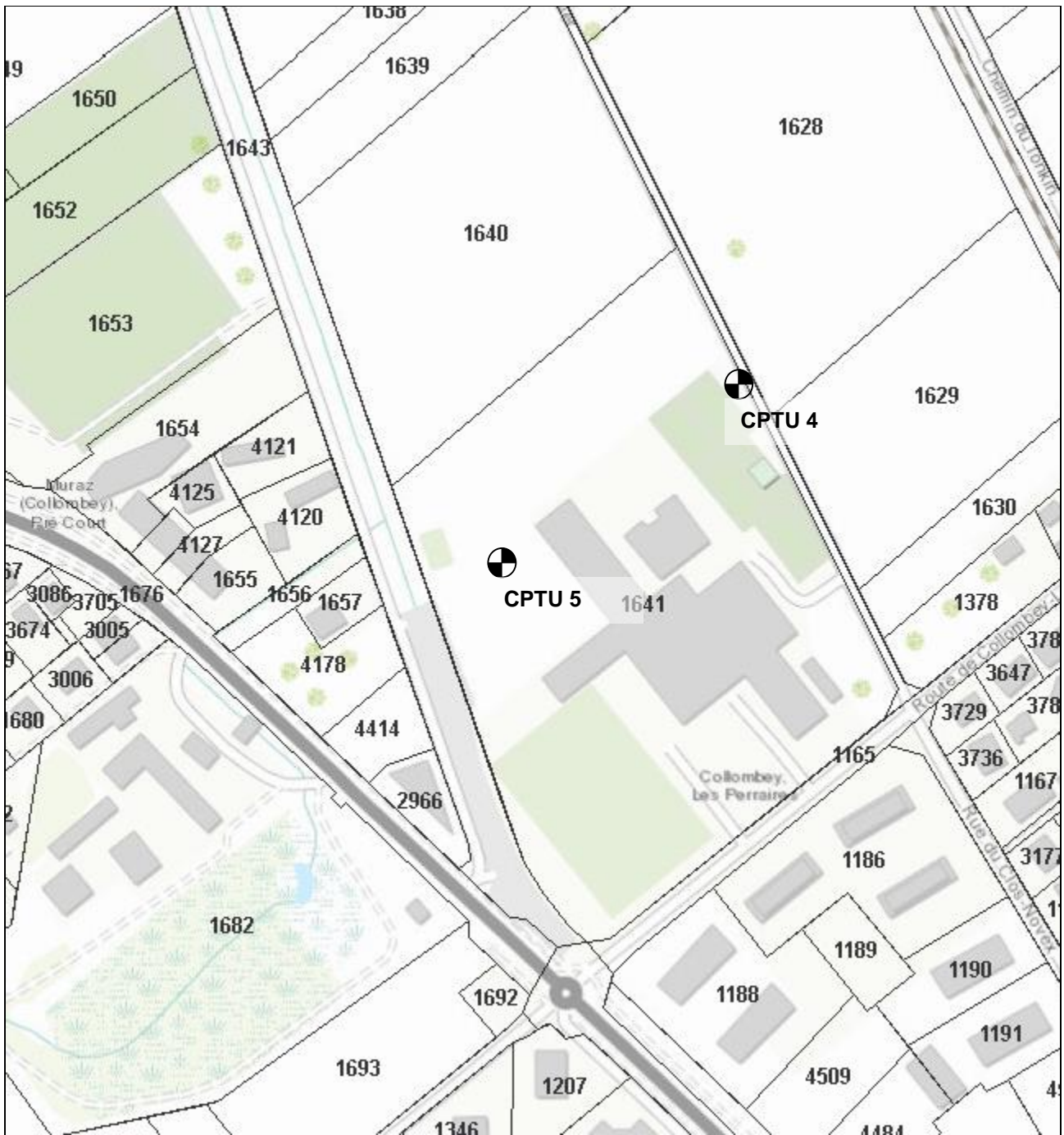
Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

**ANHÄNGE** (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung



Ohne Skala

**SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN**

Standortcharakterisierung, Öffentliche Bibliothek, 1893 Collombey

**BEILAGE A  
AUSFÜHRUNGSPRAXIS**

**INHALT**

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

### TESTSTEUERUNG – PENETRATION

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

### DATENAUFZEICHNUNG UND -BEARBEITUNG

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

**BEILAGE B**  
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN**

**INHALT**

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU 4

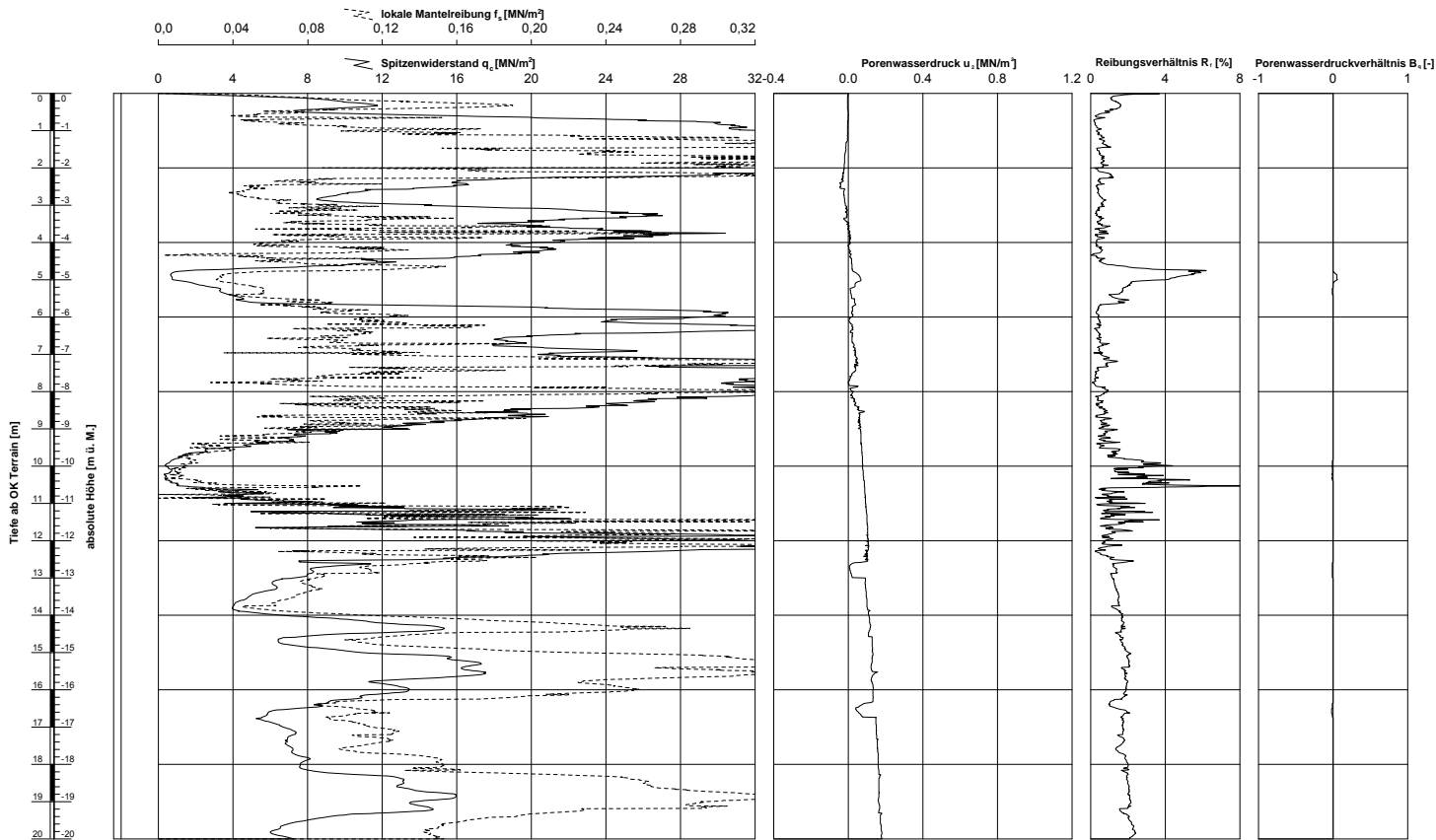
B1 – B2

Elektrische Drucksondierung CPTU 5

B3 – B4

geotechn. Anst. Schmidin AG - Koronabatt.

GeoData-System / CPT Daten\A\CH\_1\_100\_7\_GSD\_24.08.2018\120311



Ausführungsdatum : 30.08.2018      Koordinaten : 561630 m O  
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M.      125376 m N  
 Wasser : m ab OK Terrain

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
**Messdaten**  
 Standortcharakterisierung SED, Collombey

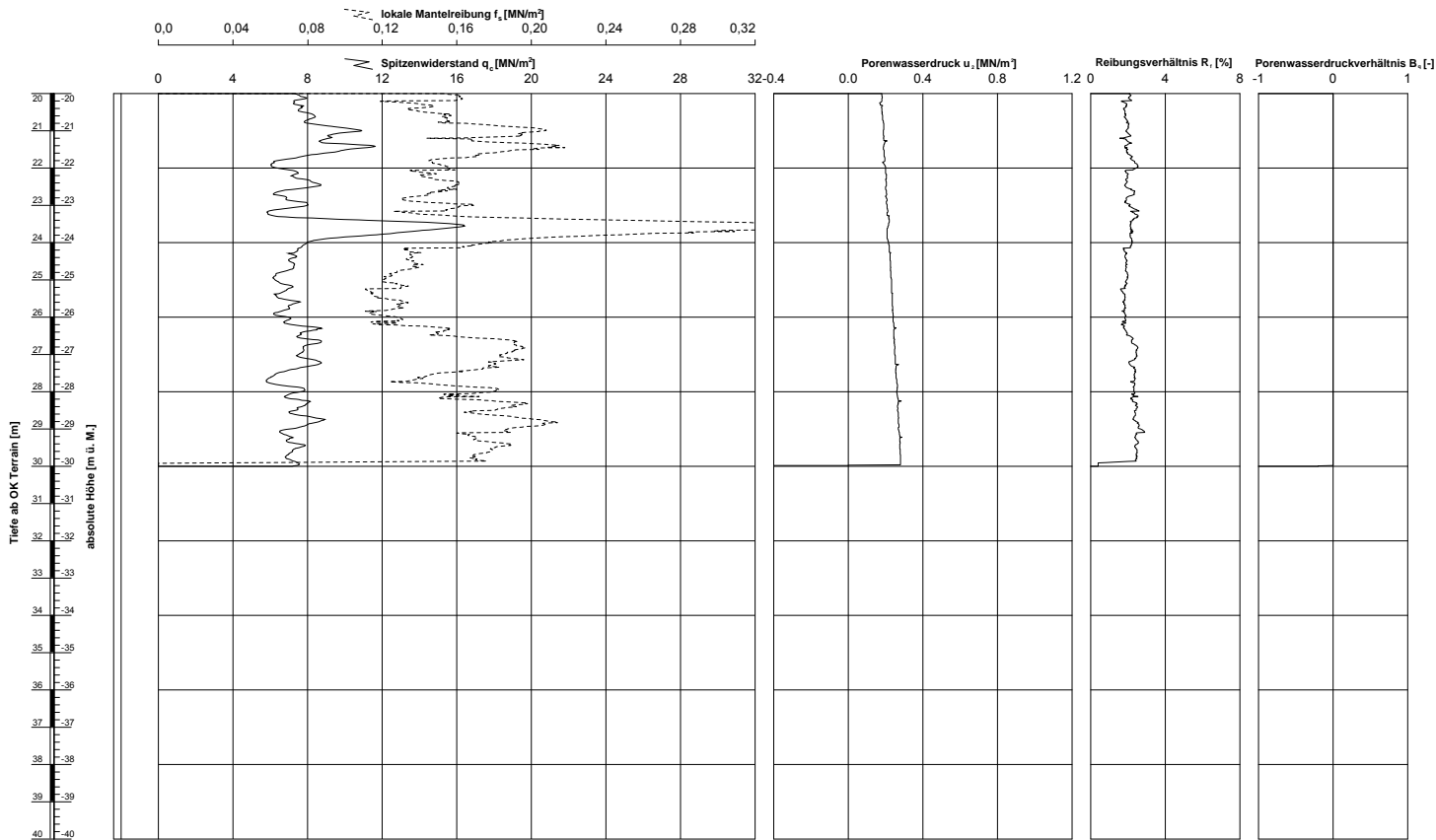
Sondierung: CPTU4

Bericht Nr.: 60-1214

Beilage B1

geotechn. Anst. Schmidin AG - Koronabatt.

GeoData-System / CPT Daten\A\CH\_1\_100\_7\_GSD\_24.08.2018\120311



Ausführungsdatum : 30.08.2018      Koordinaten : 561630 m O  
 Ansatzpunkt : 0.00 m ü. M.      125376 m N  
 Wasser : m ab OK Terrain

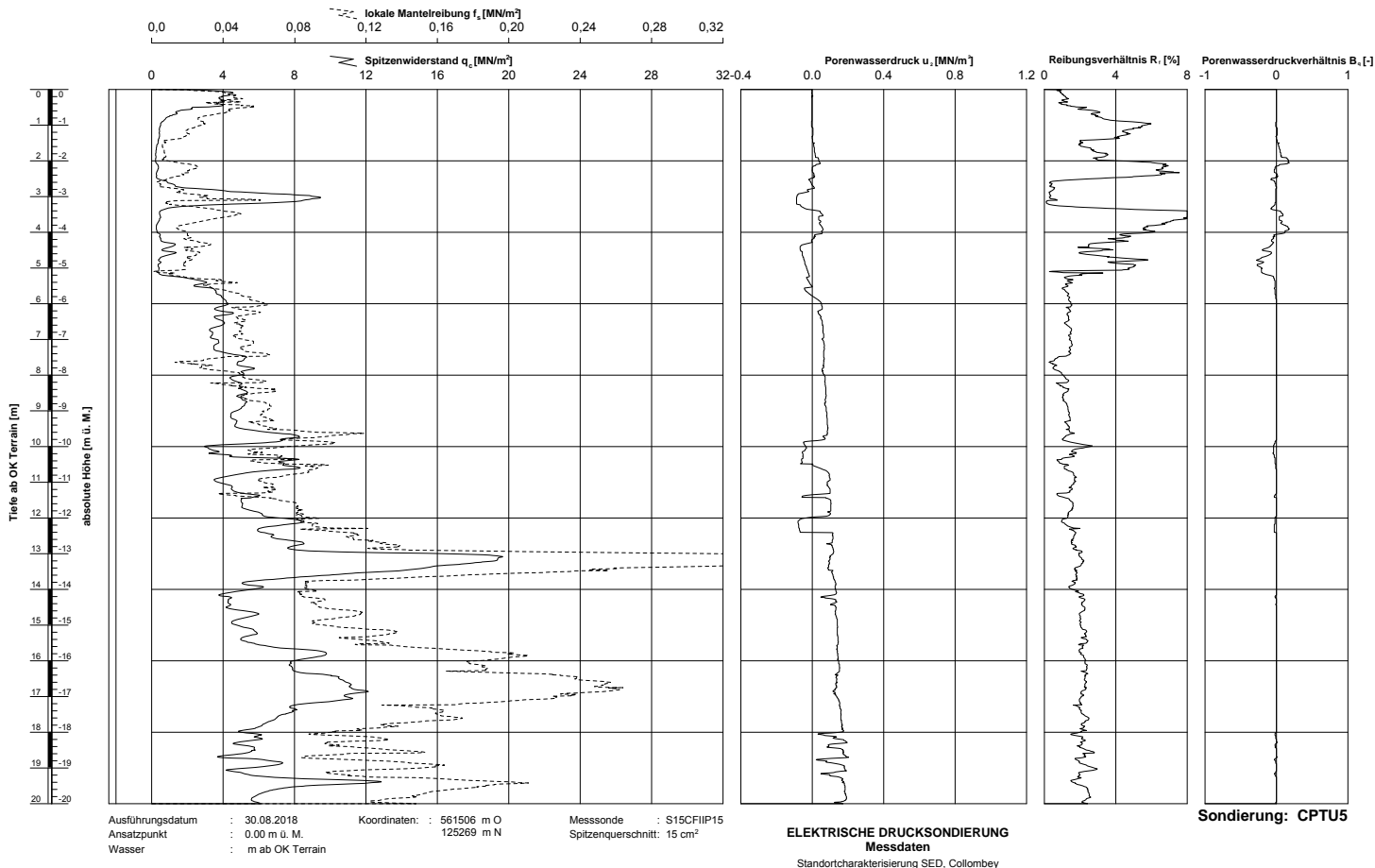
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
**Messdaten**  
 Standortcharakterisierung SED, Collombey

Sondierung: CPTU4

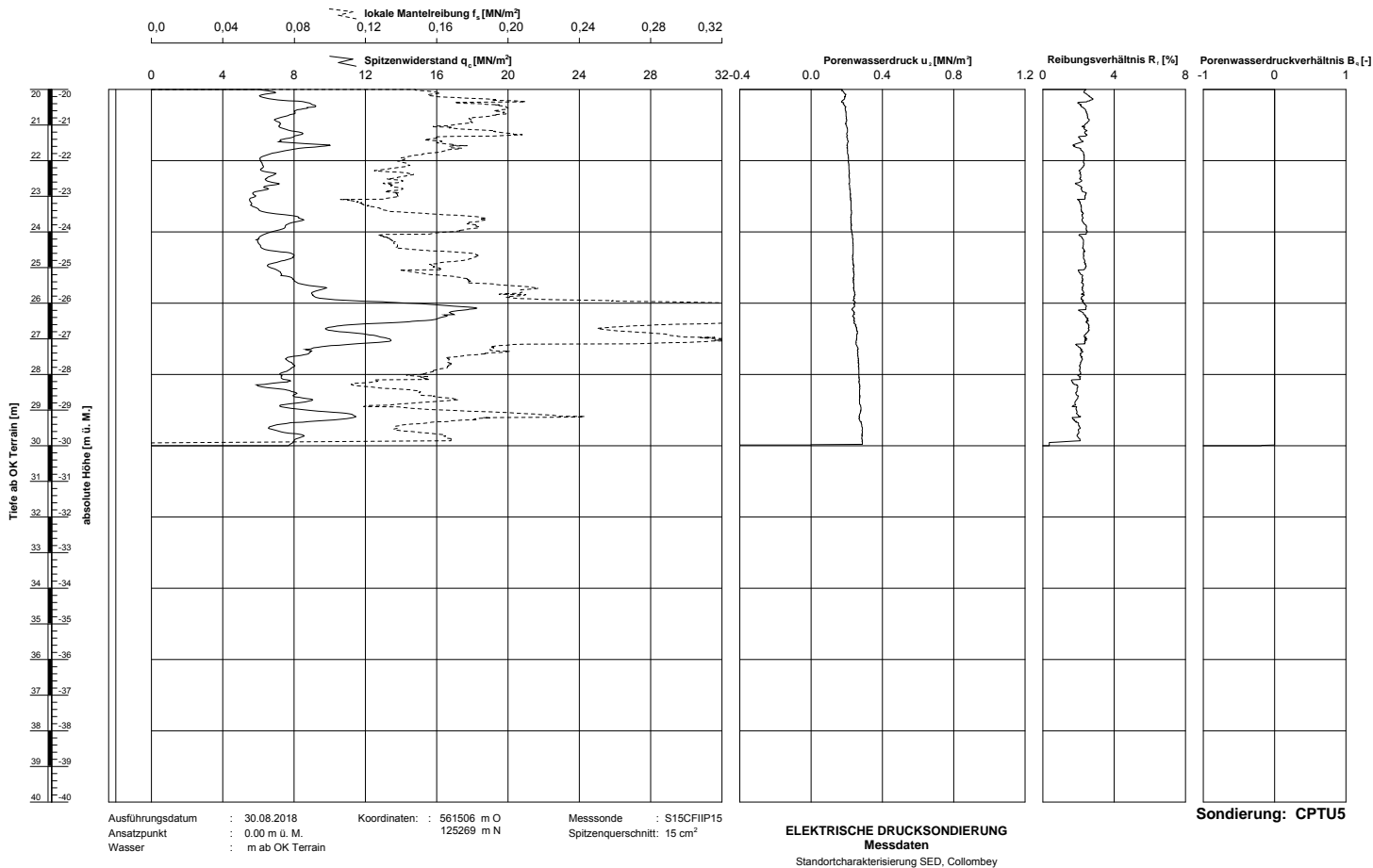
Bericht Nr.: 60-1214

Beilage B2

GeoData-System / CPT Daten AK CH\_1\_100\_07\_GSD\_24.09.2018/12.02.28  
geotechn. Anst. Schindler AG - Koronabst.



GeoData-System / CPT Daten AK CH\_1\_100\_07\_GSD\_24.09.2018/12.02.28  
geotechn. Anst. Schindler AG - Koronabst.



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

**INHALT**

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU 4

C1 – C2

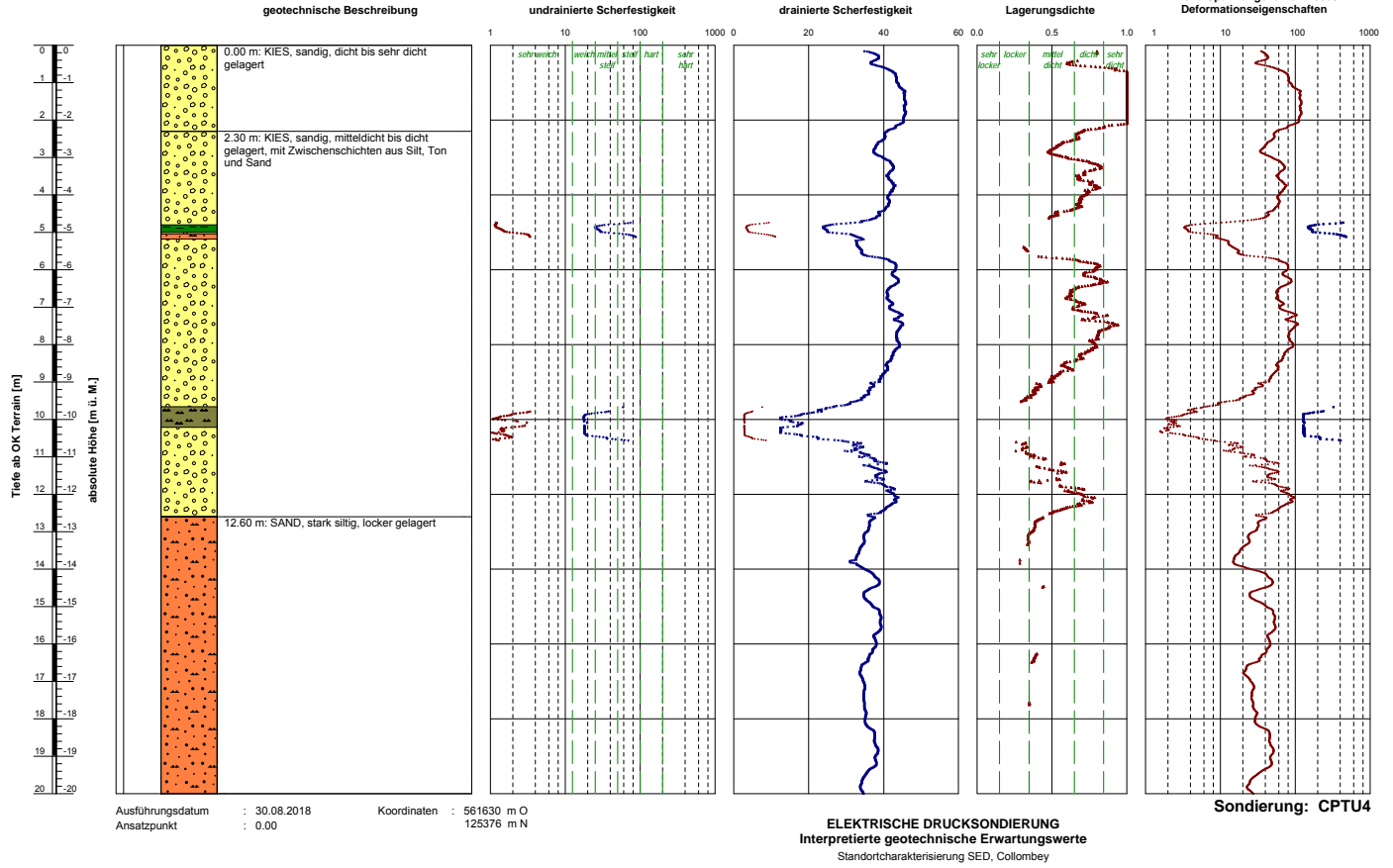
Elektrische Drucksondierung CPTU 5

C3 – C4



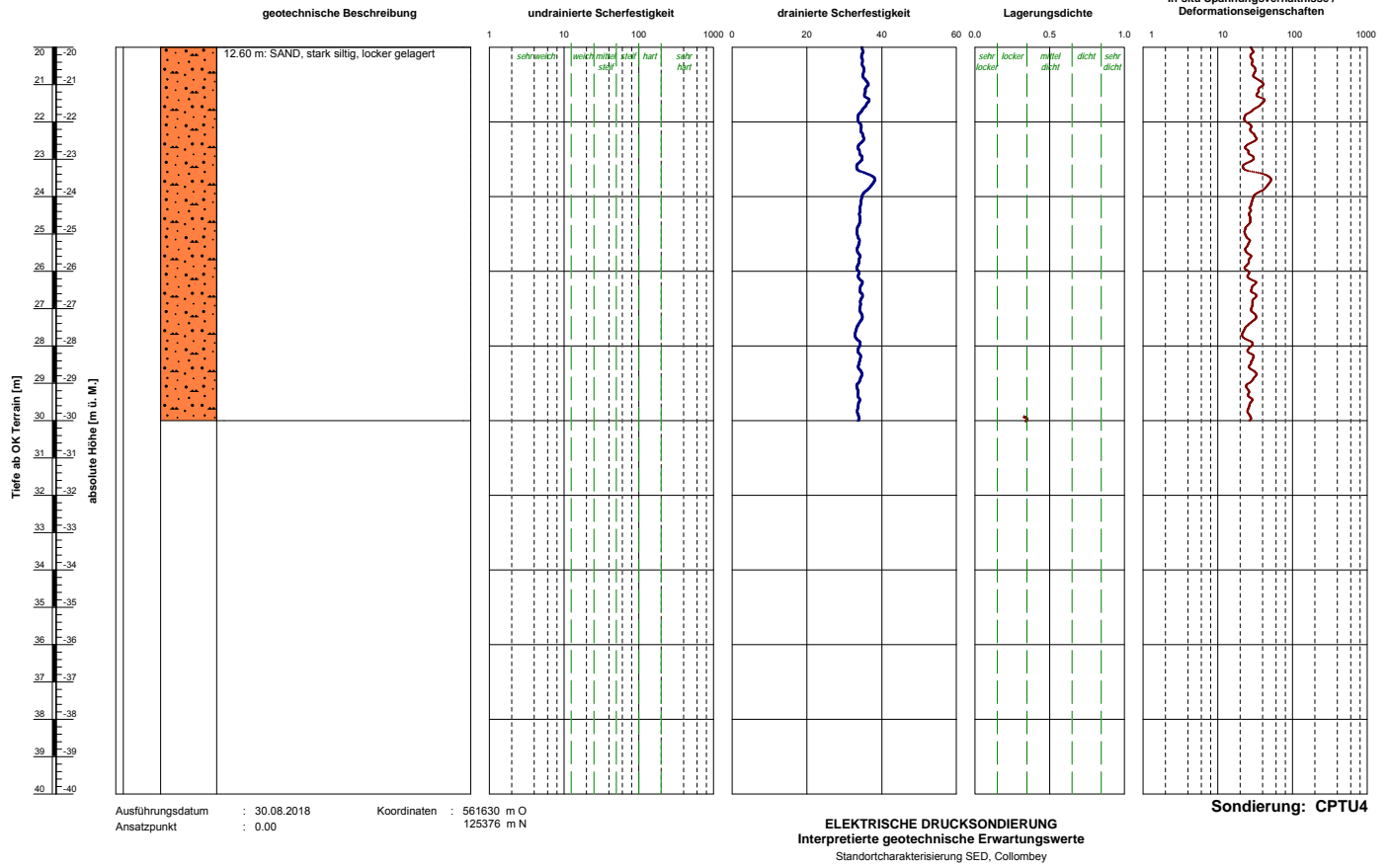
- + undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  [kN/m<sup>2</sup>]
- × effektiver innerer Reibungswinkel  $\phi$  [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte  $I_{cs}$  [-]
- Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma'_v$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Sensitivität  $S_t$  [-]
- effektive Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- + oedometrischer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

GeoDB-System / CPT Impuls / CH1\_100\_7\_G10 / 24.08.2018 / 12:02:54



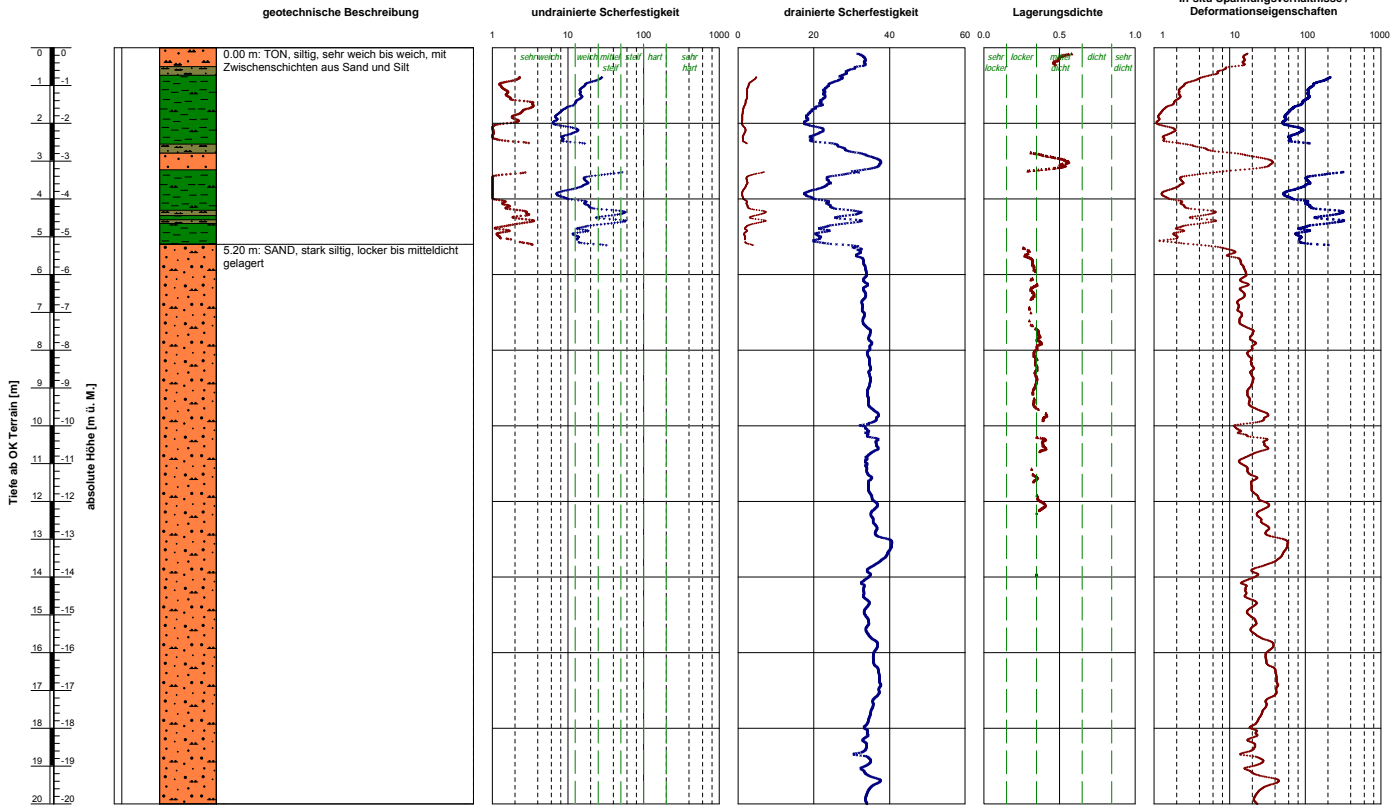
- + undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  [kN/m<sup>2</sup>]
- × effektiver innerer Reibungswinkel  $\phi$  [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte  $I_{cs}$  [-]
- Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma'_v$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Sensitivität  $S_t$  [-]
- effektive Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- + oedometrischer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

GeoDB-System / CPT Impuls / CH1\_100\_7\_G10 / 24.08.2018 / 12:02:55



- + undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  [kN/m<sup>2</sup>]
- × effektiver innerer Reibungswinkel  $\phi$  [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte  $I_{cs}$  [-]
- Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma'_v$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Sensitivität  $S_t$  [%]
- effektive Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung  $E_{oed}$  (früher:  $M_{e1}$  bzw.  $E_1$ ) [MN/m<sup>2</sup>]

GeoData-System / CPT / Impedanz / CH1\_100\_7\_010 / 24.09.2018 / 12:02:40

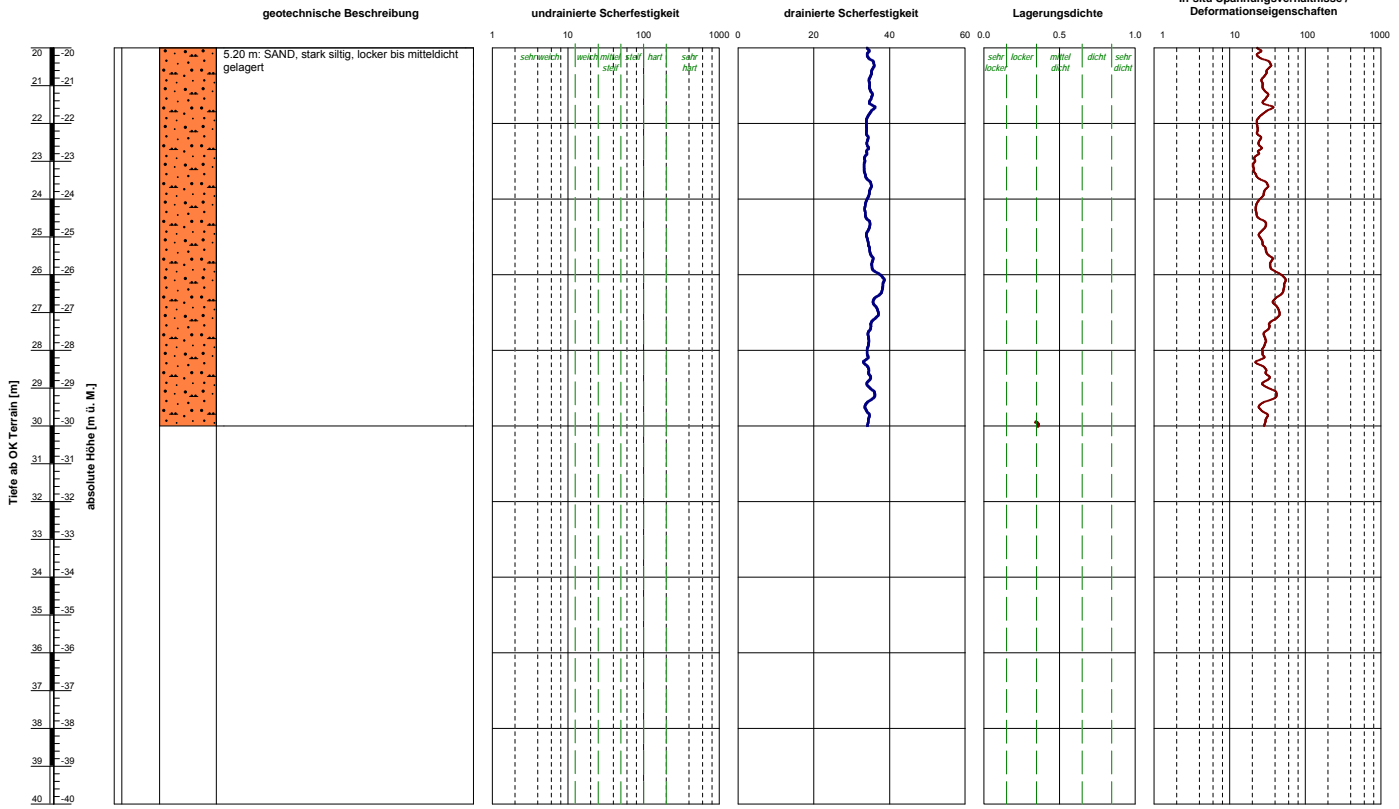


Ausführungsdatum : 30.08.2018      Koordinaten : 561506 m O  
 Ansatzpunkt : 0.00                      125269 m N

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte  
 Standortcharakterisierung SED, Collombey

- + undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  [kN/m<sup>2</sup>]
- × effektiver innerer Reibungswinkel  $\phi$  [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte  $I_{cs}$  [-]
- Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma'_v$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Sensitivität  $S_t$  [%]
- effektive Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung  $E_{oed}$  (früher:  $M_{e1}$  bzw.  $E_1$ ) [MN/m<sup>2</sup>]

GeoData-System / CPT / Impedanz / CH1\_100\_7\_010 / 24.09.2018 / 12:02:41



Ausführungsdatum : 30.08.2018      Koordinaten : 561506 m O  
 Ansatzpunkt : 0.00                      125269 m N

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
 Interpretierte geotechnische Erwartungswerte  
 Standortcharakterisierung SED, Collombey

**ANHÄNGE**  
**ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION**

**INHALT**

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

## ALLGEMEINES

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

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

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

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

## ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

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

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

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

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

dabei ist:

$z$  = Eindringtiefe

$l$  = Eindringlänge

$i$  = vertikaler Neigungswinkel

$q_c$  = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

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

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

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

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

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

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

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

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

Dabei gilt:

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

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

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

$B_q$  = Porendruckverhältnis:

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

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

berechneten Wert.

### WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

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

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

### LITERATURANGABEN

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

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

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

## EINLEITUNG

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

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

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

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

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

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

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

## EINDRINGVERHALTEN

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

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

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

## KLASSIFIZIERUNG

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



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

### IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

wobei  $p_{atm}$  den atmosphärischen Druck bezeichnet.

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

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

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

**EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

wobei:

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

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

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

$\beta$  = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

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

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

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

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

**BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG**

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

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

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

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

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

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

Die Abschätzung der maximalen Vorkonsolidierungsspannung  $\sigma'_p$  richtet sich nach [5].

### UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



**LITERATURANGABEN**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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