

# INNOVATIVE PYLONFUNDIERUNG

**Numerische Analyse** der innovativen Pylonfundierung der Ada-Brücke über die Save in Belgrad

## AUTOREN



**Péter Nagy**  
Universität Innsbruck, Arbeitsbereich  
für Angewandte Mechanik  
Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck  
peter.nagy@uibk.ac.at  
www.uibk.ac.at/amech



**Dietmar Adam**  
Technische Universität Wien,  
Institut für Geotechnik  
Karlsplatz 13/220-2, 1040 Wien  
dietmar.adam@tuwien.ac.at  
www.igb.tuwien.ac.at



**Júlia Rédly**  
Tecton Consult Engineering ZT GmbH  
Nikolsdorfgasse 39, 1050 Wien  
redly@tectonconsult.at  
www.tecton-consult.at

## KURZFASSUNG

Aufgrund der hohen Bauwerkslasten und der komplexen Untergrundsituation erforderte die Fundierung des Pylons der Ada-Brücke über die Save in Belgrad eine Sonderkonstruktion. Im Zuge der Planung entschied man sich für eine Kombination einer Schlitzwandumschließung mit innen liegenden Großbohrpfählen. Eine derartige Gründungskonstruktion wird häufig als „Topfgründung“ bezeichnet. Im Zuge der Errichtung der Brückenkonstruktion und nach Fertigstellung des Bauwerkes wurden die vertikalen Verformungen des Pylons messtechnisch beobachtet. Im gegenständlichen Aufsatz wird die numerische Analyse des Zeit-Setzungsverhaltens der Pylonfundierung vorgestellt. Ein dreidimensionales numerisches Modell wurde entwickelt, welches eine realitätsnahe Darstellung der Untergrundverhältnisse sowie eine Abbildung der wesentlichen Bauphasen zuließ. Die numerisch errechneten Verformungen des Brückenfundamentes wurden den Messergebnissen gegenübergestellt. Eine umfangreiche Sensitivitätsstudie beleuchtete den Einfluss wesentlicher bodenphysikalischer Parameter auf das Zeit-Setzungsverhalten.

## ABSTRACT

*Due to the high structural loads and the complex ground situation, the foundation of the pylon of the Ada Bridge over the Sava River in Belgrade required a special construction. In the course of the design it was decided to combine a diaphragm wall enclosure with internal large bored piles. Such a foundation structure is often referred to as a „box foundation“. During the construction of the bridge and after completion of the structure, the vertical deformations of the pylon were measured. This paper presents the numerical analysis of the time-settlement behaviour of the pylon foundation. A three-dimensional numerical model was developed, which allowed a realistic representation of the underground conditions as well as an illustration of the essential construction phases. The numerically calculated deformations of the bridge foundation were compared to the measurement results. A comprehensive sensitivity study highlighted the influence of essential soil physical parameters on the time-settlement behaviour.*

## 1. EINLEITUNG

### 1.1 DIE ADA-BRÜCKE

Belgrad, die Hauptstadt von Serbien, ist eine der größten Städte in Südosteuropa. Die Save trennt den alten Stadtteil Belgrads von dem sich schnell entwickelnden Novi Belgrad. Das rasche Wachstum erforderte eine dringende und komplexe Lösung für die Verbesserung der Verkehrsinfrastruktur dieser Umgebung. Aus diesem Grund wurde eine neue Ringstraße geplant, dessen Hauptbauwerk eine neue Schrägseilbrücke, die Ada-Brücke über die Save, ist. Die Bauarbeiten der österreichischen Firma Porr begannen im April 2009 und nach

pfiler in den Achsen 1-5 (linkes Ufer) und 7-8 (rechtes Ufer) sind auf Großbohrpfählen mit Durchmessern zwischen 1,20 und 1,50 m und einer Pfahlänge von 30 bis 40 m gegründet. Bei der Fundierung des Pylons (Achse 6) wurde eine sogenannte „Topfgründung“ gewählt, die aus einer Kombination von einer ringförmigen Schlitzwandumschließung und innen liegenden Großbohrpfählen gebildet wird [1], [2], [7].

### 1.2 UNTERGRUNDVERHÄLTNISS

Die Bohrkernproben aus den Aufschlussbohrungen zeigten eine relativ komplexe geologische Struktur im Untergrund. Eine Flyschformation aus dem Oberkreide-Paläogen und

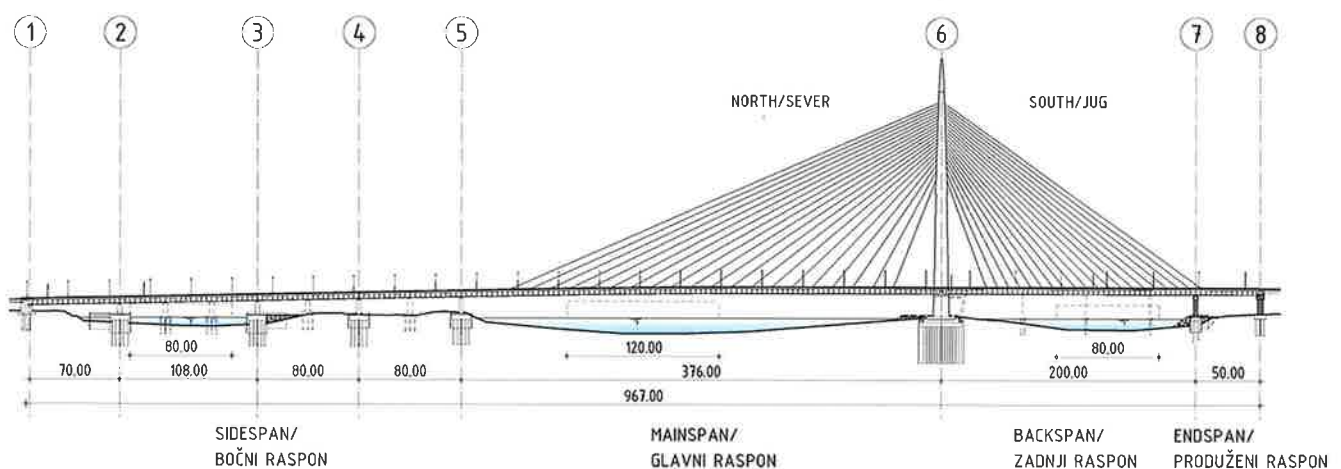


Abb. 1: Längsschnitt der Brückenkonstruktion [14]

etwa 32 Monaten Bauzeit wurde die fertiggestellte Brücke am 1. Jänner 2012 dem Verkehr übergeben. Die neue errichtete Brücke quert die Save an der Spitze der Insel „Ada Ciganlija“ und verfügt über insgesamt sechs Fahrstreifen für Kraftfahrzeuge, zwei U-Bahnstrecken sowie zwei Spuren für Fußgänger und Radfahrer [13]. Die Brücke hat außergewöhnliche Dimensionen und eine ganz besondere Form. Das Hauptmerkmal der insgesamt 964 m langen und 45 m breiten Schrägseilbrücke ist der nadelartige Pylon der asymmetrischen Tragseilkonstruktion, der auf der äußersten Nordspitze der Insel Ada Ciganlija steht. Das Hauptfeld ist als leichter Stahlquerschnitt ausgeführt, das rückwärtige Feld besteht aus einem dreizeiligen Stahlbetonkasten. Es dient als Ballastfeld für das Hauptfeld, die Seitenkästen dienen der Verankerung der Schrägseile. Die Stütz-

mittelmiozäne sarmatische Sedimente wurden in Oberflächennähe aufgeschlossen. Jedoch wurde an der Spitze der Ada Ciganlija die Flyschformation erst unter verschiedenen miozänen und quartären Schichten angetroffen. In der tiefsten Bohrung wurden die Flysch-Ablagerungen in einer Tiefe von 80 m vorgefunden. Am linken Ufer der Save in Novi Belgrad wurden nur obermiozäne pannonische Mergel und pleistozäne und holozäne Ablagerungen aufgeschlossen. Die Untergrundsituation ist in Knežević et al. [8] näher beschrieben. In den oberen, fundierungsrelevanten Schichten wurde nach Hinterplattner et al. [7] das folgende Bodenprofil aufgeschlossen:

- Anschüttungen
- Quartäre Sedimente:

- Schichtkomplex G-al: Schluffig-sandige Tone mit lehmigen Einschlüssen und Linsen (Anlandungssedimente)
- Schichtkomplex P-al: Mittel- bis Feinsande (Flussbett)
- Schichtkomplex S-al: Kiese (fluviatile Sedimente)
- Tertiäre Sedimente:
  - Schichtkomplex M: verwitterte mergelige Tone und Mergel
  - Schichtkomplex M-K: Kalkstein, Sandstein (Festgestein)
- Grundgestein

Bei der Betrachtung der Pylonfundierung spielt der tertiäre Mergel eine übergeordnete Rolle gegenüber den anderen Bodenschichten. Diese Mergelschicht ist durch eine äußerst massive Textur gekennzeichnet. Ihre Farbe variiert zwischen grauweiß und grau, abhängig vom Karbonatgehalt. Sie ist stark überkonsolidiert, steif und beinhaltet Ausmuschelungen. Beim höchsten Schiffahrtswasserstand (HSW) der Save befindet sich bei der Pylongründung das Grundwasserniveau rund 1,5 m über der Geländeoberfläche, sodass der Untergrund vollständig wassergesättigt ist. Bei Wassertiefständen liegt das Grundwasserniveau in einer Tiefe von rund 2,2 m unter Geländeoberkante [7].

### 1.3 PYLONFUNDIERUNG „PIER 6“ DER ADA-BRÜCKE

Bereits in der Angebotsphase des Bauprojekts war es offensichtlich, dass die Gründung des Brückenpylons eine Sonderlösung erfordert. Die Abmessungen des Brückentragwerks und die hohe seismische Belastung erforderten die Ableitung von äußerst hohen Vertikal- und Horizontalkräften in den Untergrund. Nach Beurteilung von unterschiedlichen Fundierungskonzepten entschied man sich letztendlich für eine Topfgründung österreichischer Prägung [7]. Dabei handelt es sich um eine Kombination aus einer ringförmigen Schlitzwandumschließung mit innen liegenden Großbohrpfählen und aus einer massiven Pfahlkopfplatte.

Die polygonale, nahezu kreisförmige, 1,0 m dicke Schlitzwand dient sowohl zur Lastabtragung als auch zur Baugrubenumschließung ohne weitere Aussteifung durch die Ausnutzung der Ringwirkung. Innerhalb des Schlitzwandringes wurden insgesamt 113 Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,5 m und einer Länge von 29,0 m hergestellt. Die Großbohrpfähle wurden rasterförmig angeordnet. Gegenüber der üblichen Ausführungsweise wurden hier die Pfähle nicht tangierend oder überschneitend hergestellt, sondern aufgelöst, mit einem Abstand von 56 bis 136 cm zwischen den Einzelpfählen (Abb. 2). Für die Lastverteilung sorgte eine Pfahlkopfplatte mit einer Gesamtstärke von 8,0 m, welche höhenmäßig in drei Abschnitte unterteilt war mit Durchmessern von 25 m, 30 m und 34 m.

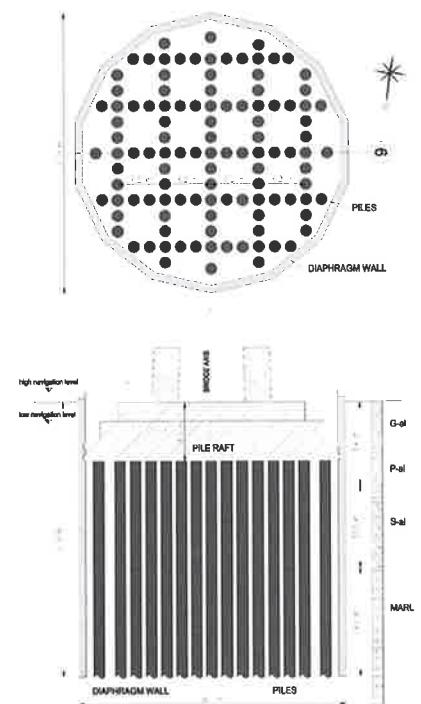


Abb. 2: Schematische Darstellung der Topfgründung des Brückenpylons (Pfeiler 6) [7]

Im Zuge der statischen Bemessung des Fundamentkörpers wurden zwei unterschiedliche Grenzwertanalyse-Methoden nach Brandl [4] herangezogen. Dabei erfolgte die Berechnung der Tragfähigkeit der Einzelpfähle und der Schlitzwandelemente sowie die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens des Gründungskastens als quasi-monolithischer Gründungskörper.

## 2. NUMERISCHES MODELL

Im Zuge der numerischen Modellierung wurde das Finite Elemente Programm Plaxis verwendet. Die Pylonfundierung wurde mit einem dreidimensionalen FE-Modell dargestellt. Dieses Modell ermöglichte es, den Fundamentkörper ohne nennenswerte Vereinfachung dessen Geometrie numerisch darzustellen sowie eine vergleichsweise genaue Abbildung der Bauphasen der Fundamentherstellung. Des Weiteren konnte die Zeitabhängigkeit der Verformungen im Zuge der einzelnen Bauphasen ebenfalls berücksichtigt werden.

### 2.1 FUNDAMENTKÖRPER

Das zugrunde gelegte dreidimensionale Modell des Fundamentkörpers ist in Abb. 3 ersichtlich. Bei der Modellierung wurden sowohl Struktur-, als auch Kontinuumselemente verwendet. Die in drei Abschnitte unterteilte Pfahlkopfplatte wurde mit Kontinuumselementen abgebildet. Zwei Pfahlkopfplattenteile besitzen eine Dicke von 2,5 m und Durchmesser von 25 m bzw. 30 m, der dritte Pfahlkopfplattenteil weist eine Dicke von 3,0 m und einen Durchmesser von 34 m auf.

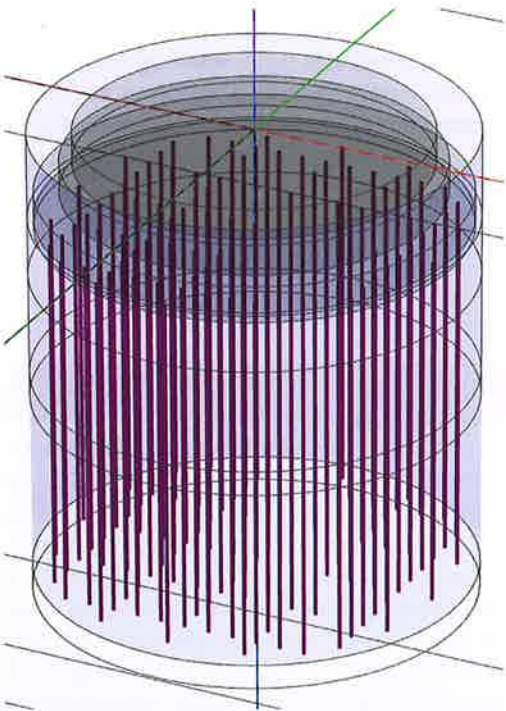


Abb. 3 Das dreidimensionale numerische Modell der Topfgründung des Brückenpylons (adaptiert nach [12])

Die Großbohrpfähle wurden mit eingebetteten Pfahlelementen (embedded pile elements) [11] modelliert. Diese waren mit der Pfahlkopfplatte kraftschlüssig verbunden. Wie Abb. 4 zeigt, entsprach der Pfahlraster im dreidimensionalen Modell genau dem geplanten und ausgeführten Pfahlraster.

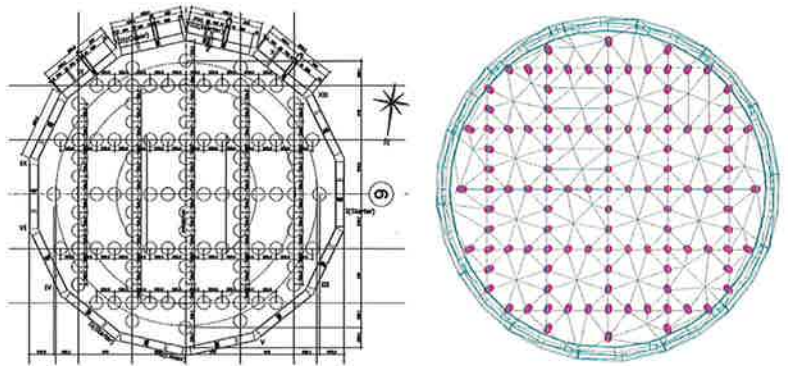


Abb. 4: Großbohrpfähle der Pylonfundierung (links) Pfahlraster im numerischen Modell (rechts) [12]

Die polygonale, nahezu ringförmige Schlitzwand wurde mit einem ringförmigen Plattenelement modelliert, welches eine Dicke von 1,0 m, eine Höhe von 37 m und einen Außendurchmesser von 35 m besitzt. Zwischen der Schlitzwand und dem angrenzenden Boden waren im numerischen Modell Interface-Elemente [11] angeordnet, um Boden-Tragwerk-Interaktion möglichst realitätsnah abzubilden. Die Belastung durch das Brückentragwerk wurde gemäß den Angaben der statischen Bemessung als Flächenlast auf der Pfahlkopfplatte angesetzt.

### 2.2 UNTERGRUNDAUFBAU

Die im Zuge der Baugrunderkundung entnommenen Bodenproben wurden in den Erdbaulabors der TU Wien und der Universität Belgrad untersucht. Die Ergebnisse dieses umfangreichen Laboruntersuchungsprogrammes sind in [5] angeführt. Das zugrunde gelegte Untergrundmodell ist in Abb. 5 dargestellt, welche auch die Höhenlage und die Abmessungen des Fundamentkörpers zeigt.

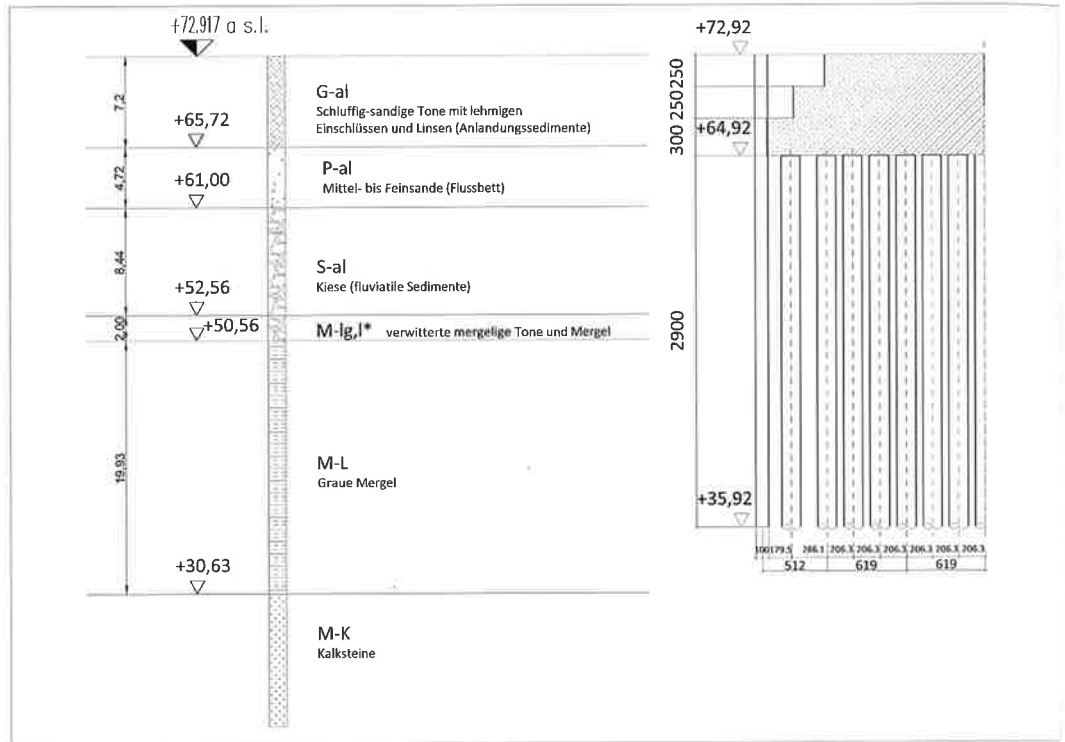


Abb. 5: Untergrundmodell mit schematischer Darstellung des Fundamentkörpers [12]

Bei der numerischen Darstellung der Bodenschicht kamen in erster Linie hochwertige Stoffmodelle, das Hardening-Soil- und das HS-Small-Modell zur Anwendung. Dem Grundgestein wurde linear-elastisches Materialverhalten zugewiesen. Die erforderlichen bodenmechanischen Kenngrößen wurden anhand der Ergebnisse der Laboruntersuchungen fest-

gelegt. Zur Berücksichtigung der dehnungsabhängigen Steifigkeit im HS-Small-Modell erfolgte die Ermittlung der beiden zusätzlichen Materialparameter,  $G_{0ref}$  und  $\gamma_{0,7ref}$  auf empirischer Grundlage, nach Alpan [3] sowie nach Hardin und Drnevich [6]. Die angesetzten Parameter sind in Tab. 1 und Tab. 2 angeführt.

Tab. 1: Angesetzte Bodenwichten, Scherparameter und hydraulische Durchlässigkeitsbeiwerte

Bodenschicht	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\psi$	$c$	$k_f$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m/s]
Schluffig-sandige Tone (G-al)	18,5	18,5	25,0	0	0	$3,0 \cdot 10^{-10}$
Mittel-bis Feinsande (P-al)	18,5	19,0	30,0	0	0	$1,2 \cdot 10^{-10}$
Kiese (S-al)	22,5	22,5	35,0	5	0	$8,7 \cdot 10^{-4}$
verwitterte mergelige Tone (M-Ig,I*)	18,0	18,5	25,0	0	0	$10^{-8}$
Graue Mergel (M-L)	18,5	19,0	30,0	0	20	$10^{-8}$
Kalkstein (M-K)	22,0	-	-	-	-	$10^{-8}$

Tab. 2: Angesetzte Steifigkeitsparameter des Hardening-Soil- und des HS-Small-Modells

Bodenschicht	Stoffmodell	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$	m	$\nu_{ur}$	$G_0$	$\gamma_{0,7}$
		[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]
Schluffig-sandige Tone (G-al)	Hardening Soil	2	2	6	0,5	0,2	-	-
Mittel-bis Feinsande (P-a)	Hardening Soil	10	10	30	0,5	0,2	-	-
Kiese (S-al)	Hardening Soil	30	30	90	0,5	0,2	-	-
verwitterte mergelige Tone (M-lg,l*)	Hardening Soil	25	25	75	0,8	0,2	-	-
Graue Mergel (M-L)	Hardening Soil Small	80	80	240	0,8	0,2	400	$5,3 \times 10^{-5}$
Kalkstein (M-K)	Lineare Elastizität	-	500	-	-	-	-	-

2.2.1 Berücksichtigung der geologischen Vorbelastung

Böden, die früher in der geologischen Vorgeschichte einem wesentlich höheren Überlagerungsdruck ausgesetzt waren als die aktuell wirksame Spannung, werden als überkonsolidiert bezeichnet. Derartige Böden besitzen Eigenschaften, die auf den höheren Überlagerungsdruck zurückzuführen sind. Das Verhältnis zwischen dem früheren maximalen Überlagerungsdruck  $\sigma'_{v,max}$  und der aktuellen effektiven Überlagerungsspannung  $\sigma'_v$  wird als Überkonsolidierungsverhältnis OCR (Overconsolidation-Ratio) bezeichnet (Gleichung 1):

$$(1) \quad OCR = \frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_v}$$

Zur Bestimmung der maximalen geologischen Vorbelastung  $\sigma'_{v,max}$  kann der Kompressionsversuch (Ödometerversuch) verwendet werden. Bei der Belastung überkonsolidierter Bodenproben tritt im Regelfall bei der Überschreitung der geologischen Vorbelastung eine Änderung im Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf. Die bekannteste Methode zur Ermittlung der Größe der geologischen Vorbelastung ist das Verfahren nach Casagrande [9].

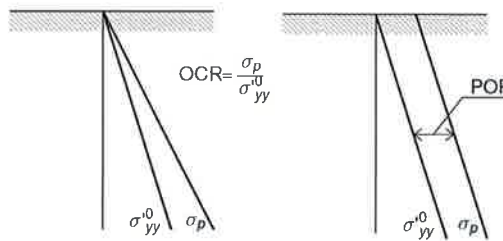


Abb. 6: Mögliche Definitionen der Überkonsolidierungsspannung im FE-Programm Plaxis [11]

Im Programm Plaxis ist es möglich, die Überkonsolidierung durch die Zuordnung des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR zur jeweiligen Bodenschicht oder durch die Eingabe der geologischen Vorbelastung zu definieren (Abb. 6). Letztere, der sogenannte „pre-overburden pressure“ POP entspricht nach Gleichung 2 dem höheren Überlagerungsdruck, dem der Boden ausgesetzt war:

$$(2) \quad POP = |\sigma'_{v,max} - \sigma'_v|$$

Die angewendeten hochwertigen Stoffmodelle ermöglichen es, bei der Generierung des Ausgangsspannungszustandes die geologische Vorbelastung des Bodens zu berücksichtigen. Im Zuge der Laboruntersuchungen wurden für die Mergelschichten M-lg,l\* und M-L sowohl OCR als auch POP-Werte ermittelt. Auf Basis der Ergebnisse der Laboruntersuchungen wurde für beide Mergelschichten ein POP-Wert von 1000 kN/m<sup>2</sup> angesetzt.

2.3 BAUABLAUF

Ein wassergesättigter Boden muss entwässern können, damit zufolge einer Belastung Verformungen (Setzungen) auftreten. Dieser Vorgang wird als Konsolidation bezeichnet. In Böden mit geringer hydraulischer Durchlässigkeit kann die Konsolidation einen zeitaufwendigen Vorgang darstellen. Die Zeitabhängigkeit von Setzungen spielt bei zahlreichen Simulationsberechnungen eine zentrale Rolle. Der Abbau der Porenwasserdrücke findet in der Realität bereits während des Aufbringens der Belastung statt. Aus diesem Grund ist die zu den einzelnen Berechnungsphasen zugeordnete Zeitdauer, insbesondere bei längeren Bauphasen, von Bedeutung. Die folgenden Berechnungsphasen wurden im Zuge der Modellierung des Bauablaufes im Plaxis 3D definiert:

- Phase 0: Bestimmung des Ausgangsspannungszustands mit der K0-Methode

---

- Phase 1: Schlitzwandherstellung (20 Tage)

---

- Phase 2: Herstellung der Baugrube (20 Tage)

---

- Phase 3: Pfahlherstellung (30 Tage)

---

- Phase 4: Herstellung der Pfahlkopfplatte (10 Tage)

---

- Phase 5: Herstellung des Brückentragwerkes (240 Tage)

---

- Phase 6: Konsolidation

Die letzte Berechnungsphase (Konsolidation) wurde als beendet angesehen und abgebrochen, sobald ein Porenwasserüberdruck von  $p = 1,0 \text{ kN/m}^2$  im gesamten Modell unterschritten wurde.

3. MONITORINGSYSTEM AUF DEM PYLONFUSS

Die Setzungen der Fundierung wurden nach der Fertigstellung des Fundamentes auf dem Pylonfuß in acht Messpunkten erfasst. Die Anordnung dieser Messpunkte ist in Abb. 7 schematisch dargestellt.

Die Nullmessung erfolgte am 03.04.2010, anschließend wurden regelmäßig weitere Messungen durchgeführt, die jedoch nur bis zum 17.04.2011 vorliegen. Die gemessenen Zeit-Setzungsverläufe sind in Abb. 8 dargestellt. Diese lassen auf eine vergleichsweise geringfügige, gleichmäßige vertikale Verschiebung des Fundamentkörpers schließen. In den Messpunkten Nr. 1, 2, 4 und 6 wurde eine maximale Setzung von etwa 20 mm registriert, in den Messpunkten Nr. 3, 12 und 13 betrug die maximale Setzung 19 mm. Am Messpunkt Nr. 14 wurde die geringste Setzung von etwa 18 mm gemessen.

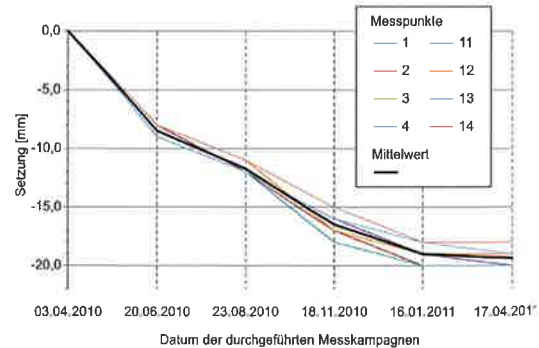


Abb. 7: Anordnung der Messpunkte für das Setzungsmonitoring des Brückenpylons [10]

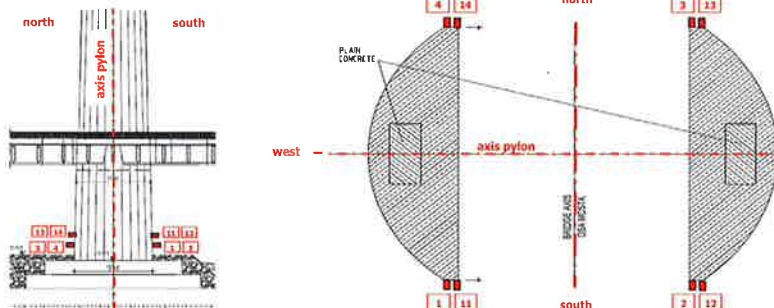


Abb. 8: Zeit-Setzungsverläufe der einzelnen Messpunkte auf dem Pylonfundament [10].

Die maximale Setzung wurde in den Messpunkten Nr. 1, 2, 11, 12 und 14 bereits bei der vorletzten Messkampagne (am 16.01.2011) erreicht, bei den Messpunkten Nr. 3, 4 und 13 konnte eine zusätzliche Setzung von etwa 1 mm beobachtet werden. Bei der Gegenüberstellung mit den numerischen Untersuchungen wurde hypothetisch davon ausgegangen, dass bis zur letzten dokumentierten Messung die Gesamtsetzung aufgetreten ist. Zunächst wurde der Mittelwert aller Verläufe gebildet,

welcher folglich zum Vergleich mit den numerischen Berechnungsergebnissen herangezogen wurde. Diese Kurve ist in Abb. 8 mit blauer Farbe angeführt.

#### 4. ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN SIMULATIONEN

##### 4.1 GEGENÜBERSTELLUNG DER ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN SIMULATION MIT DEN GEMESSENEN VERFORMUNGEN

Um eine Vergleichbarkeit mit den Daten der Setzungsmonitorings gewährleisten zu können, wurden bei den numerischen Berechnungen die Verformungen beginnend mit der Berechnungsphase Nr. 5 (Herstellung des Brückentragwerkes) auf null gesetzt. In Abb. 9 ist die numerisch errechnete vertikale Verschiebung des Brückenfundamentes den im Zuge der Setzungsmonitorings aufgezeichneten Messdaten gegenübergestellt. Dieser Vergleich zeigt, dass das Verformungsverhalten des Fundamentkörpers mit großer Genauigkeit abgebildet werden konnte. Zwischen den Messdaten und dem berechneten Verlauf ist sowohl hinsichtlich des Maximalwertes als auch des zeitlichen Ablaufes der Verformungen ein vergleichsweise geringer Unterschied zu erkennen. Die numerisch berechnete Maximalverformung übersteigt die gemessene Maximalverformung erst um etwa 1,0 mm. Die numerisch ermittelte Zeit-Setzungskurve zeigt am Anfang der Belastung eine geringere Zunahme der Setzungen als die messtechnisch ermittelte Kurve. Die Setzungen nehmen mit der Zeit stärker zu. Es sei jedoch angemerkt, dass in der numerischen Simulation die Belastung durch das Brückentragwerk über die Zeit linear erhöht wurde. Diese Annahme entspricht nicht notwendigerweise der Belastung, welche aus dem tatsächlichen Bauablauf resultierte.

Zufolge der Belastung aus dem Brückentragwerk erhöhten sich die Porenwasserdrücke im wassergesättigten Untergrund. In Abb. 10 sind nach Fertigstellung des Brückentragwerkes bedeutende Porenwasserüberdrücke im Inneren bzw. im Bodenbereich unterhalb des Gründungkörpers zu beobachten, welche sich während der letzten Berechnungsphase „Konsolidation“ sukzessive abbauten. Durch diesen Vorgang traten im numerischen Modell nach Beendigung der Errichtung des Brückentragwerkes Konsolidationssetzungen von etwa

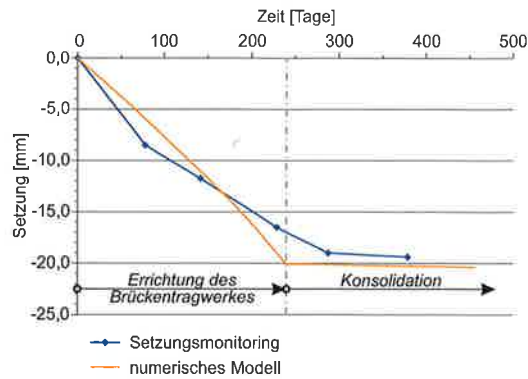


Abb. 9: Gegenüberstellung der numerisch berechneten und gemessenen vertikalen Setzung des Fundamentkörpers (adaptiert nach [12])

0,5 mm auf. Hingegen sind in den Messdaten höhere Werte von etwa 2,5 mm zu erkennen. Dieser Unterschied ist vermutlich dem Umstand geschuldet, dass im numerischen Modell eine im Vergleich zur Realität höhere hydraulische Durchlässigkeit angesetzt worden ist.

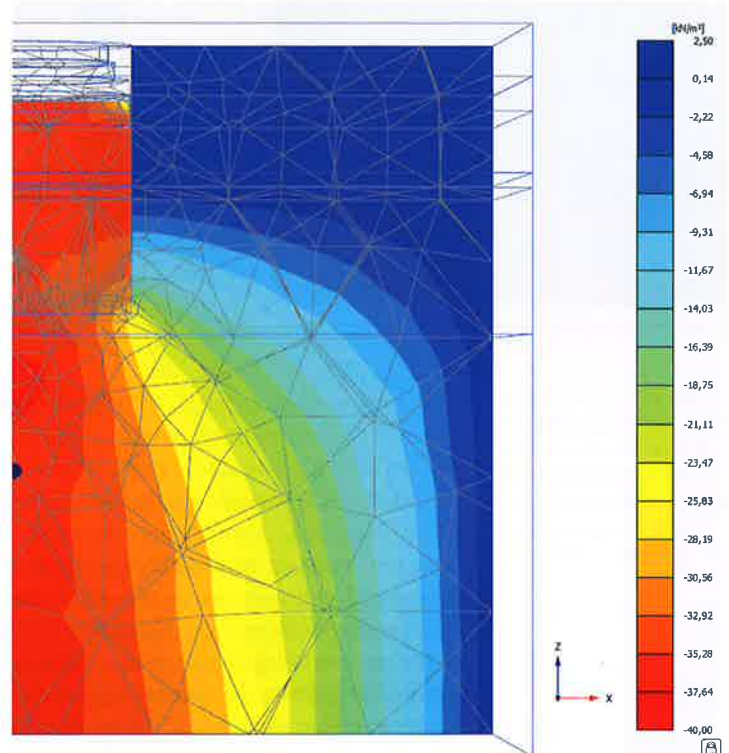


Abb. 10: Berechnete Porenwasserüberdrücke im Querschnitt durch das Brückenfundament nach Herstellung des Brückentragwerkes. (adaptiert nach [12])



In Abb. 11 ist das Verformungsfeld am Ende des Konsolidierungsvorgangs im Querschnitt durch das Brückenfundament dargestellt. Die größten Vertikalverformungen traten erwartungsgemäß etwa im oberen Drittel des Fundamentes in Form von Setzungen auf. Diese verringern sich mit zunehmender Tiefe, sind allerdings im Bereich des Fundamentkörpers annähernd konstant. Im Bereich unterhalb der Fundamentunterkante verringern sich die errechneten Verformungen mit zunehmender Tiefe vergleichsweise rasch.

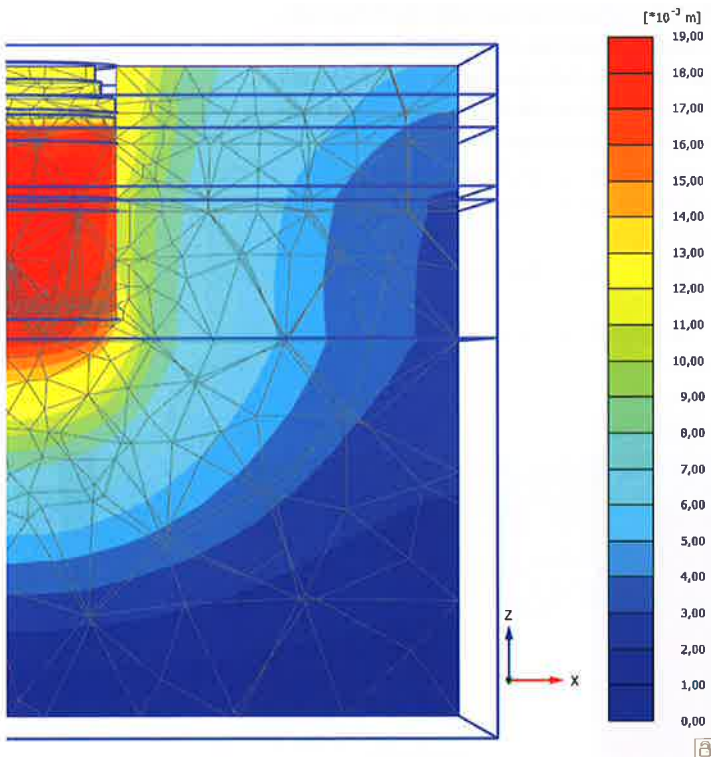


Abb. 11: Resultierende Verformung im Querschnitt durch das Brückenfundament nach Abschluss des Konsolidierungsvorgangs (adaptiert nach [12])

14.2 PARAMETERVARIATIONEN

Um den Einfluss diverser Eingangsparameter auf die Ergebnisse zu untersuchen, wurden Sensitivitätsanalysen durchgeführt. Dabei wurden jene Eingangsparameter in den Vordergrund gestellt, die erwartungsgemäß einen maßgebenden Einfluss auf die Berechnungsergebnisse ausüben. Folglich wird die Auswirkung der Berücksichtigung der dehnungsabhängigen Bodensteifigkeit, der Größe der Steifigkeit im Bereich der sehr kleinen Dehnungen sowie

der Größe der geologischen Vorbelastung auf das Zeit-Setzungsverhalten aufgezeigt und diskutiert.

4.2.1 Einfluss der Dehnungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit

Zur Untersuchung der Auswirkung einer Berücksichtigung der dehnungsabhängigen Steifigkeit auf die Berechnungsergebnisse wurde eine Modellvariante untersucht, in der der graue Mergel (M-L) mit dem Hardening-Soil-Modell simuliert wurde. Trotz der vergleichsweise geringen Mächtigkeit dieser Bodenschicht zeigten die beiden Modellvarianten einen deutlich erkennbaren Unterschied im berechneten Zeit-Setzungsverhalten. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der beiden Modellvarianten mit den gemessenen Setzungen ist in Abb. 12 dargestellt.

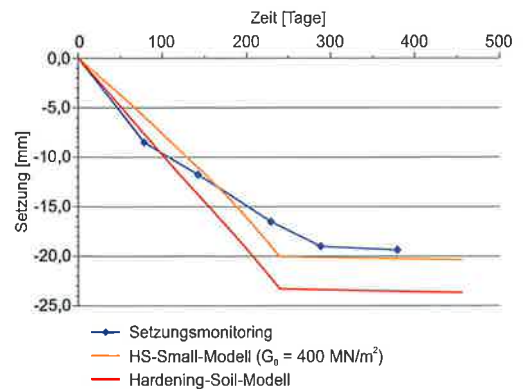


Abb. 12: Einfluss einer Berücksichtigung der Dehnungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit auf das Zeit-Setzungsverhalten des Brückenfundamentes (adaptiert nach [12])

Das mit dem Hardening-Soil-Modell generierte Zeit-Setzungsverhalten näherte sich am Anfang der Belastung den Messdaten genauer an. Nach etwa 100 Tagen war allerdings ein größerer Unterschied zwischen den berechneten und gemessenen Daten zu erkennen, das Modell überschätzte die tatsächlichen Setzungen deutlich. Am Ende der Konsolidation überstiegen die gerechneten Setzungen die gemessenen Werte um etwa 20%. Die Berechnung mit dem HS-Small-Modell zeigte hingegen zu Beginn der Belastung geringfügig niedrigere Werte als die gemessenen Setzungen. Diese nahmen aber mit der Zeit zu und das Modell lieferte Ergebnisse für die Maximalsetzung, die sehr nahe an

den gemessenen Setzungswerten lagen. Durch die Anwendung des HS-Small-Modells ergab sich eine deutlich niedrigere Endsetzung im Vergleich zum Hardening-Soil-Modell.

4.2.2 Einfluss der Größe der Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen

Im numerischen Modell wurde eine Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen von  $G_0 = 400 \text{ MN/m}^2$  angesetzt. Im Zuge der Sensitivitätsstudie wurde die Größe dieses Parameters in einer relativ breiten Bandbreite variiert und Werte von  $250 \text{ MN/m}^2$ ,  $330 \text{ MN/m}^2$  und  $500 \text{ MN/m}^2$  festgelegt. Abb. 13 zeigt die errechneten Zeit-Setzungsverläufe für diese Parametervariation. Wie in dieser Grafik ersichtlich, führte die Änderung der Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen im Allgemeinen zu einer vergleichsweise geringfügigen Änderung der Zeit-Setzungsverläufe. Bei einer Verringerung des Parameters um ca. 37% ( $G_0 = 250 \text{ MN/m}^2$ ) wurden die errechneten maximalen Setzungen nur geringfügig, um etwa 5%, größer als im ursprünglichen Modell. Eine Vergrößerung der Steifigkeit  $G_0$  um 25% ( $G_0 = 500 \text{ MN/m}^2$ ) bewirkte eine um 1,5% geringere Endsetzung gegenüber dem Ausgangswert.

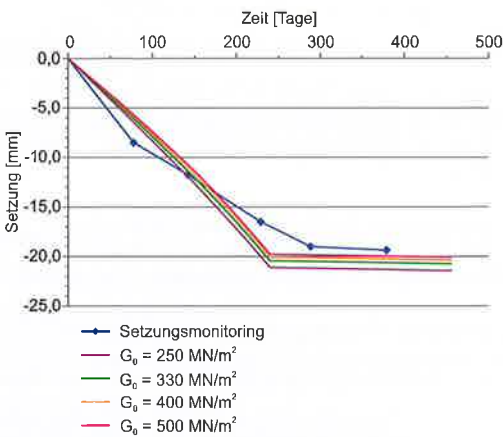


Abb. 13: Einfluss der Größe der Schubsteifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen  $G_0$  auf das Zeit-Setzungsverhalten des Brückenfundamentes (adaptiert nach [12])

4.2.3 Einfluss der Größe der geologischen Vorbelastung

Generell gilt, dass die geologische Vorbelastung einen maßgebenden Einfluss auf die Formänderungseigenschaften der vorbelasteten Bodenschicht und dadurch auf das Setzungs-

verhalten von Bauwerken hat. Die Bestimmung der Größe der Vorbelastung ist jedoch in vielen Fällen mit Unsicherheiten behaftet. Aus diesem Grund ist es besonders wichtig, den Einfluss dieser Parameter im Sinne einer Sensitivitätsstudie zu untersuchen.

In den gegenständlichen numerischen Modellen wurde die geologische Vorbelastung durch den POP-Wert (Pre-Overburden-Pressure) als zusätzliche Spannung an der Geländeoberkante angegeben. Im Zuge der Sensitivitätsstudie wurde die Größe der geologischen Vorbelastung in einer großen Bandbreite variiert und deren Einfluss auf das Zeit-Setzungsverhalten bei den unterschiedlichen Wertenniveaus gegenübergestellt.

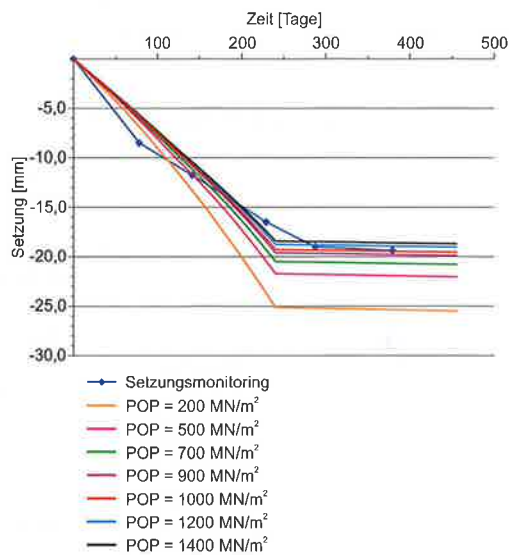


Abb. 14: Einfluss der Größe der geologischen Vorbelastung auf das Zeit-Setzungsverhalten des Brückenfundamentes (adaptiert nach [12])

Die ermittelten Zeit-Setzungsverläufe zeigten deutliche Unterschiede. Eine Erhöhung der geologischen Vorbelastung führte zu einer geringfügigen Verringerung der Endsetzung. Hingegen resultierten niedrigere geologische Vorbelastungen in deutlich höheren Endsetzungen, insbesondere dann, wenn die aufgebrachte Belastung den Wert der Überkonsolidationsspannung überschreitet. Die geologische Vorbelastung zeichnet sich dadurch – wie auch im vorliegenden Fall – als ein wesentlicher Einflussparameter aus. Eine Überschätzung deren Größe kann zu einer erheblichen Unterschätzung der zu erwartenden Bauwerkssetzungen führen.



## 5. ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag wurde die numerische Analyse des Setzungsverhaltens der Pylonfundierung der Ada-Brücke über die Save in Belgrad vorgestellt sowie die berechneten Vertikalverformungen des Brückenfundamentes mit messtechnisch ermittelten Verformungen gegenübergestellt.

Die dreidimensionale Abbildung des Gründungskörpers ermöglichte eine realitätsnahe Simulation der einzelnen Bauphasen und in weiterer Folge eine wirklichkeitsgetreue Simulation der Veränderung des Spannungszustandes im Untergrund zufolge der Baumaßnahmen. Somit konnte das Zeit-Setzungsverhalten des Gründungssystems und die Veränderung wesentlicher Parameter über die Zeit, wie beispielsweise der Porenwasserüberdrücke, während des gesamten Bauvorgangs berechnet werden. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zeigten, dass das Zeit-Set-

zungsverhalten der Fundierung durch die Anwendung hochwertiger Stoffmodelle, insbesondere des HS-Small-Modells, hinreichend genau abgebildet werden kann.

Eine Sensitivitätsstudie beleuchtete den Einfluss wesentlicher Modellparameter auf das numerisch ermittelte Verformungsbild. Es konnte festgestellt werden, dass die Berücksichtigung der dehnungsabhängigen Steifigkeit – durch die Anwendung des HS-Small-Modells – einen maßgeblichen Einfluss auf die Größe und auf den zeitlichen Ablauf der Setzungen hat. Hingegen zeigte sich durch eine nennenswerte Änderung der Steifigkeit im Bereich der sehr kleinen Dehnungen eine vergleichsweise geringe Auswirkung in den Berechnungsergebnissen. Die Berücksichtigung der geologischen Vorbelastung als zusätzliche Spannung an der Geländeoberkante definiert durch den POP-Wert und die zugehörige Parametervariation zeigten die maßgebliche Auswirkung dieses Parameters auf die Größe der Setzungen auf. //

## LITERATUR

- [1] Adam, D., Markiewicz, R., Moser, A., Schreitl, B., Schweighofer, B. (2010) Design of Foundation for Ada Bridge. Abstracts for Belgrade Bridge Convention, The City of Belgrade, Faculty of Civil Engineering – University of Belgrade, PORR, SCT, DSD, 1 October 2010, Belgrade, Serbia.
- [2] Adam, D., Markiewicz, R. (2011) A new spectacular bridge over the Sava River in Belgrade – foundation design and construction. Proc. 10th International Geotechnical Conference, Slovak University of Technology Bratislava, 30 – 31 May 2011, p. 176-195, Bratislava, Slovakia.
- [3] Alpan, I. (1970) The geotechnical properties of soils. Earth-Science Reviews, Vol. 6, S. 5-49.
- [4] Brandl, H. (2003) Box-shaped foundations of bored and auger piles (or diaphragm walls). Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Millpress Rotterdam. Ghent.
- [5] Geotechnik Adam ZT GmbH (2009) Geotechnical Interpretive Report for the Bridge over the River Sava – Piers 1 to 7. Revision B. April 30, 2009. Nicht veröffentlicht.
- [6] Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972) Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98 (SM7), S. 667-692.
- [7] Hinterplattner, B., Markiewicz, R., Adam, D., Schweighofer, B. (2011) Sava Bridge Belgrad – Eine innovative Pylonfundierung für eine spektakuläre Schrägseilbrücke. Tagungsbeiträge der 5. Österreichische Geotechniktagung. 3. und 4. Februar 2011, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein (ÖIAV), Wien, S. 47-58.
- [8] Knežević, S., Rundić, L., Ganić, M. (2012) The subsurface geology along the route of the new bridge at Ada Ciganlija Island (Belgrade, Serbia). Annales Geologiques de la peninsule Balkanique, Belgrad, S. 9-19.
- [9] Lang H.-J., Huder J. Amann, P. (2002) Bodenmechanik und Grundbau – Das Verhalten von Böden und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. Springer-Verlag, Berlin.
- [10] Ogranak Sava Most (2011) Settlement monitoring – Control measurement (benchmarks/pylon). Project: Sava Bridge Belgrade. 17.04.2011. Nicht veröffentlicht.
- [11] Plaxis. (2015) Plaxis - Material Models Manual.
- [12] Rédly, J. (2016) Numerische Analyse des Setzungsverhaltens der innovativen Pylonfundierung der Ada-Brücke über die Save in Belgrad. Diplomarbeit, Technische Universität Wien.
- [13] Steinkühler, M., Minas, M., Hopf, S. (2011) Eine Schrägseilbrücke über die Save in Belgrad: 200 m hoher Pylon mit 376 m Spannweite und 45 m breitem Überbau. 21. Dresdner Brückenbausymposium. TU Dresden, S. 225-239.
- [14] Stipanic, B., Mandic, R. (2011) Structural concept and seismic assessment of new cable stayed bridge in Belgrade. Proceedings of the Istanbul Bridge Conference, August 11-13 2011, Istanbul, Türkei.