

# **ESPLANADA DISTRICT PRELIMINARY GEOTECHNICAL ASSESSMENT**

## **FINAL REPORT**

Bucharest, January 15, 2018

**ESPLANADA DISTRICT  
PRELIMINARY GEOTECHNICAL ASSESSMENT**

**FINAL REPORT**

Report prepared by the Technical University of Civil Engineering of Bucharest (UTCB)  
for the World Bank<sup>1</sup>

Approved by:

Contractor's Representative: Prof. Radu Vacareanu, Ph.D.

Technical Team.

Viorel Popa, Ph.D.

Ernest Olinic, Ph.D.

Andrei Olteanu, Ph.D.

Eugen Lozinca, Ph.D.

---

<sup>1</sup> Contract 7187954 between Technical University of Civil Engineering of Bucharest (Contractor) and the World Bank (Purchaser)

## Table of contents:

Disclaimer .....	4
1. Introduction .....	5
1.1. Proposed development .....	5
2. Technical description of the existing foundation structure .....	7
3. Geotechnical Characterization.....	8
3.1. Geomorphological and Geological Conditions .....	8
3.2. Hydro-Geological Conditions .....	9
3.3. Seismic Zoning.....	9
3.4. Geotechnical Investigation.....	10
3.5. Results of the Geotechnical Prospecting 2015 (nearby site).....	10
3.6. Results of Geotechnical Prospecting 2018 (Esplanada site) .....	11
3.7. Laboratory Test Results .....	12
3.7.1. Mechanical properties - deformability parameters .....	13
3.8. Recommendations .....	15
3.8.1. Foundation depth and type of foundation system for the existing structure.....	15
3.8.2. Conventional pressure - allowable pressure .....	15
4. Preliminary estimate of the existing structure support capacity .....	16
5. Cost estimate for demolishing the existing structures .....	22
6. Summary of the changes in the design and construction codes since the design of the Opera House foundation .....	22
7. Findings and Recommendations .....	24
Annex 1: Expedite geometrical survey of the existing foundation mat .....	36
Annex 2: Geotechnical study (in Romanian).....	37

## **Disclaimer**

This report was prepared by the Technical University of Civil Engineering of Bucharest (UTCB) for the sole and exclusive benefit of the World Bank for the purpose of assisting the preparation of the Justice Quarter and Esplanada District Development Project (the “Project”), and may not be provided to, relied upon or used by any third party. This report is meant to be read as a whole, and sections should not be read or relied upon out of context.

This report contains the expression of the professional opinion of UTCB, based upon information available at the time, including geotechnical data of sites close to the Esplanada District. UTCB staff has not verified such information and disclaims any responsibility or liability in connection with such information.

This report is a conceptual analysis, accordingly, all estimates and projections contained herein are based on limited and incomplete data. Therefore, while the work, results, estimates and projections herein may be considered to be generally indicative of the nature and quality of the Project, they are not definitive. Furthermore, while it is believed that the information contained herein is reliable under the conditions and subject to the limitations set forth herein, this Report is based in part on information prepared by third parties, and UTCB therefore cannot and does not guarantee its accuracy.

UTCB has conducted this work in accordance with the methodology outlined in the proposal document. It is important to note that the methods of evaluation employed, while aimed at minimizing the risk of unidentified problems, cannot guarantee their absence. No representations or predictions are intended as to the results of future work, nor can there be any promises that the estimates and projections in this report will be sustained in future work.

The quality of the information, conclusions and estimates contained herein is consistent with the intended level of accuracy as set out in this report, as well as the circumstances and constraints under which this report was prepared. Any future design should not rely on this report other than as informational.

## **1. Introduction**

The Government of Romania and the Municipality of Bucharest wish to develop a long-vacant area in central Bucharest, the Esplanada Quartier, into a modern live-work-play neighborhood, anchored by a new Justice complex and enlivened by cultural uses, urban parks and other mixed-use development. Given the site's strategic location and prominence, stakeholders in Romania view this as a once-in-a-lifetime opportunity to create a vibrant new, more economically and socially sustainable and resilient model of urban development in the heart of the capital city, with spillovers beyond the immediate site.

The Esplanada site was intended to be developed for an Opera House thirty years ago. The works were initiated with the construction of the foundation but were suspended due to political events. Currently, there is a foundation structure occupying around 30.000 m<sup>2</sup> in the central part of the Esplanada Quartier, as illustrated in 7.Figure 2. The development of Ministry of Justice buildings at the site will require a comprehensive analysis, technical, legal and economic aspects, considering the hypothetical reuse of the existing foundation structure or its replacement by a new foundation.

### **1.1. Proposed development**

The architectural designs for the Ministry of Justice buildings have not been prepared yet and the precise location of the proposed buildings will be defined along the PUZ preparation, but the Ministry of Justice initial plan is to occupy around 30.000 m<sup>2</sup>, adjacent to the National Library. The Justice District is supposed to be an urban complex on which offices pertaining to the judicial system of Romania will be (re)located, with the aim of consolidating and concentrating many functions of the judicial system in one dedicated location. Judicial functions and offices are currently fragmented around downtown Bucharest, several being in buildings that face seismic risk. This consolidation / relocation would improve access and communication between different functions of the judicial system. It will also improve the safety and sustainability of services by reducing the seismic risk to critical public services.

The following justice institutions are envisioned to be relocated in Esplanada site:

- High Court of Cassation and Justice;
- The Superior Council of Magistracy (CSM) with the Judicial Inspection grouped in one building;

- Courts sectors 2,3 and 5;
- Higher education institutions (National School of Clerks and the National Institute of Magistracy) regrouped in individual buildings or in the same building for efficiency;
- The Prosecutor's office attached to Bucharest Tribunal and prosecutor's offices attached to courts of law for sectors 1, 2, 3, 4, 5 and 6 will be located in an independent building, but linked with the Justice Quarter by underground or above ground access.

The following set-up for the Justice District has proposed<sup>2</sup>:

- Buildings for courts and related activities: 80,750 sqm;
- Office buildings for the main institutions of the judicial sector: 14,250 sqm;
- Buildings intended for institutions of higher education: 7,190 sqm;
- Buildings for offices for specific justice sector activities: 9,560 sqm;

The Technical University of Civil Engineering of Bucharest (UTCB) was engaged by the World Bank to assess the likely impact of the existing foundation structure on the future development of the Esplanada site, considering its reuse or its demolition and replacement by a new foundation. The assessment took into consideration the existing structures support capacity, integrity and compliance with the current construction codes, including the current codes on design of earthquake-resistant buildings. The precise location, dimension, high and structural characteristics of the new buildings have not been defined yet, limiting the accuracy of the analysis.

This report constitutes the final and comprehensive report, consolidating all works and analyses performed by UTCB. It addresses the existing structure characterizations, the site geotechnical characterization, (including seismic zoning), a structural assessment of the existing structures, findings and recommendations. A detailed description of the geotechnical investigation, lab tests and geotechnical evaluation conducted by UTCB staff is presented in annex (Raport Tehnic 01/07.12.2018 - Esplanada Site – Romanian). It is important to note that it was not possible to recover any document of the Opera House architectural and engineering designs, as well as the existing structures as built. The absence of the design specifications limited the preparation of reliable 3D model of the existing foundation and the support capacity evaluation.

---

<sup>2</sup> This is extremely preliminary and only for reference. Building masses and heights are not yet determined, though heights of up to 15 stories have been considered.

## **2. Technical description of the existing foundation structure**

The technical description is based on walkdown visual inspection to evaluate the structural components. Preliminary assessment refers to the quality of the concrete, quality of the steel, durability concerns and general condition of the structural elements.

Design documentation, including the Opera House architectural and engineering designs and existing structures as built, were not available for this report. No drawings, specifications, nor construction records were submitted to UTCB prior to this report.

The existing structure was designed as a part of the foundation of the National Center for Creativity and Culture „Cântarea României” buildings complex. Construction works began in 1989. According to the Communist Party official newspaper „Scântea”, on July 6, 1989, the president Nicolae Ceausescu inaugurated the construction works (Figure 1).

The site is in downtown Bucharest, in an area enclosed by Blvd. Mircea Vodă to the west, Blvd. Octavian Goga to the south, Blvd. Nerva Traian to the East and Blvd. Unirii to the north (Figure 2). The existing foundation spreads on an area of approximately 30 000 sqm within a perimeter of 780 m (Figure 3).

According to the visual inspection, the existing foundation consists of a thick foundation mat. The thickness of the foundation mat is variable. The foundation is supported by a plain cement concrete poured just to create a flat and level base for the foundation. No upper structures were erected on the foundation mat.

The thickness of the steel reinforced foundation mat is 125 cm on a rough area of 10000 sqm. In the northern part of the foundation mat the thickness is 220 cm on an area of 2200 sqm. In the southern part the thickness is around 100 cm on an area of approximately 5700 sqm. The thickness of the plain cement concrete leveling slab is 20 cm. The total concrete volume was estimated in 23 000 cubic meters, except for the plain concrete underlayer slab.

According to the common practice for important buildings at the time of construction, concrete strength class is Bc25, having a characteristic compression of 20,5 N/mm<sup>2</sup> determined on 150 mm cubic specimens, or Bc30, having a characteristic compression of 24,3 N/mm<sup>2</sup>. The concrete quality is rather good and little signs of damage due to environmental conditions can be observed despite the full exposure to extreme temperatures (+40°C to -30 °C), freeze-thaw, snow and

water. No mechanical and chemical damage could be observed except for the damage intentionally caused by human action.

The concrete foundation mat was heavily reinforced with steel bars. According to the Romanian standards at the time of construction, steel quality is OB37, ductile plain rebars with characteristic yield strength of 210 N/mm<sup>2</sup> and an ultimate elongation of 25%, and PC52, ductile ribbed rebars with characteristic yield strength of 340 N/mm<sup>2</sup> and ultimate elongation of 20%. OB37 rebars were used only as horizontal reinforcement. PC52 rebars were used horizontal reinforcement and starter bars.

Most of the observed damage is caused by human action. Several parts of the foundation mat were subjected to partial demolition to remove steel bars (Figure 10, Figure 11, Figure 12 and Figure 14). The possible reason for removing the steel bars from the site is to sell them as scrap metal.

All starter bars were cut and removed. A rough calculation shows that around 440 tons of steel were removed from the site just by removing the starter bars. D25, D22 and D20 mm were used (Figure 9). Their overlapping length ranged probably between 1,50 m and 1,00 m.

A 2D representation was prepared based on expedite measurements and satellite data. The 2D representation is included in Annex 1.

### **3. Geotechnical Characterization**

#### **3.1. Geomorphological and Geological Conditions**

From the geomorphologic point of view, the site is located in the Vlășia Plain (see Figure 4), in the border area between Giulesti - Floreasca Field and Vergului Field, in the Terasa Victoriei, subunits of the Bucharest Plain. The Vlășia Plain is crossed from East to West through a small loessic gorge formed by the Ialomița River's spillage in small Clastocarstic depressions.

The micro-region of Bucharest includes three lithological and stratigraphic complexes:

- superior (pleistocene superior) with a thickness of 20.0 ÷ 30.0m, consisting of alternations of loess, gravel and sands;
- medium made up of marno - clay deposits with thicknesses of 50.0 ÷ 100.0m;



- inferior (pleistocene inferior) with a thickness of  $100.0 \div 170.0\text{m}$ , generally consisting of sands and gravel but separated by the two interlayers of marches and clays in three horizons (A, B, C) followed by levantin.

From a Geological point of view (see Figure 6), the quaternary deposits represented by the higher pleistocene age ( $qp^3_3$ ) take part in the sedimentary cover structure of the natural ground structure.

The Pleistocene sequence is composed of:

- in the base, small, fine, yellowish sands with intercalations of limestone concretions, having the thickness of  $8.0 \div 20.0\text{m}$  known in the literature as "Mostistea sands" over these develop intermediate deposits formed from sandy clays with loessoid aspect, with thickness of  $5.0 \div 10.0\text{m}$ ,

- above the intermediate deposits there is a horizon with gravels and sands with the thickness of  $4.0 \div 8.0\text{m}$  called "Colentina gravel complex", and above them the loessoid deposits; these deposits consist of sandy, clayey, yellowish, limestone concretions, with a thickness of  $15.0 \div 20.0\text{m}$ ; in their succession there is mentioned in the literature the existence of some interlayers of reddish clayey silts, with a thickness of  $1.0 \div 5.0\text{ m}$ , without being considered stratigraphic landmarks.

### **3.2. Hydro-Geological Conditions**

From the hydrogeological point of view, the area of the site lies with its development on two sub-zones: a first zone whose hydrostatic level of the groundwater aquifer varies in the range of  $5.0 \div 10.0\text{m}$ , with development in the souther part of the city and the other with the hydrostatic level in the range  $10.0 \div 15.0\text{m}$ .

Based on the existing hydrogeological data analysis, it is known that the Colentina gravel complex is not a delimited and homogeneous layer, in its sequence there are permeable interconnections that communicate hydrodynamically. The character of the aquifer horizon of the Colentina complex is free, but there may be areas where it appears under pressure. The chemistry of its waters shows the weak carbonic aggressiveness on the concrete.

### **3.3. Seismic Zoning**

From the seismic point of view, the analyzed site is included in seismic intensity macroson "8<sub>1</sub>" (According to SR 11100/1/93 "Seismic Zoning - Macro-Termination of Romanian Territory").

According to P100 / 1-2013 the seismic action for designing by seismic hazard and the control period value is plotted: the seismic hazard described by the peak value of the horizontal acceleration  $a_g$  determined for the average recurrence interval IMR corresponding to the ultimate limit state (SLU) has the value of  $a_g = 0.30g$ ; value of control (corner) period  $T_c = 1.6\text{sec.}$  of the response spectrum.

### 3.4. Geotechnical Investigation

For the Esplanada site, a number of 3 DPSH Super-Heavy Dynamic Penetrations were made up to the depth of  $10.3 \div 11.3\text{m}$  and the geotechnical data (physical characterization) from 3 boreholes (with continuous soil sampling) were interpreted. The GPS positioning of the geotechnical investigations is shown in Table 1.

Table 1: GPS coordinates of the geotechnical investigations in Esplanada Site (November 2018)

Borehole	Latitude	Longitude	Depth (m)	Coordinates (mdMN)
F1/ DPSH1	44°25'29.95"N	26°07'01.01"E	12.0/ 10.5	72.0÷73.0 (level above Black Sea) Reference: Google Earth and Topographic Plan
F2/ DPSH2	44°25'32.24"N	26°06'58.40"E	12.0/ 11.3	
F3/ DPSH3	44°25'30.76"N	26°06'52.91"E	10.0/ 10.3	

The anthropic morphology indicates a flat surface (levelling concrete and raft foundations) the overall elevation in the area of the Esplanade Site being  $\sim 73.0\text{mdMN}$ .

### 3.5. Results of the Geotechnical Prospecting 2015 (nearby site)

After the analysis of the nature of the samples taken (according to Eurocode 7 and on the basis of the pictures of the samples), of the primary drilling sheets prepared for the geotechnical prospecting drilling, of the results of the DPH determinations, the following particular stratification can be identified for the Reference Site:

Horizon 1: Anthropic filling U; the thickness of the filler was identified in the site at  $\sim 1.6 \div 2.4\text{m}$ , this thickness being conditioned by the position of drilling (in the area of the utilities routes and related land works: excavations with a depth of at least  $5.0 \div 6.0\text{m}$  made for the positioning of the utilities); the actual thickness of the fillings was mapped during the excavation work.

Horizon 2: Cohesive C; Clay to sandy – silty clay, brownish to yellowish brown, with stiff to medium consistency; the thickness of the cohesive material package is  $\sim 5.0 \div 6.0\text{ m}$  (from the depth of the filling to the depth of  $-5.0 \div 6.0\text{ m}$ ); in the cohesive material layer at its base there are low cohesive lenses (medium fine sand with small gravel rolled into a silty matrix) in which it is possible to intercept the stabilized groundwater level; the information taken from dynamic penetration determinations made up to a depth of  $10.0\text{ m}$  indicates moisture content corresponding to saturation starting from the depth of  $6.0 \div 8.0\text{m}$ .

Horizon 3: Non-cohesive N; Silty sands to Medium sand with gravel, yellowish - brownish, characterized as non-cohesive soils (from  $\sim 5.0 \div 6.0\text{m}$  to  $-8.0\text{-}9.0\text{m}$ ).

Horizon 4: Cohesive C; sandy – silty clay, brown-yellowish to grey, with stiff to medium consistency, , with degraded soft limestone; the thickness of the cohesive material package is at least  $6.0 \div 7.0\text{m}$  (below the bottom of Horizon 3 ie  $\sim 15.0 \div 16.0\text{m}$ ).

Horizon 5: Non-cohesive N; Fine to medium sands, with alternations of cohesive materials; the thickness of the cohesive material package is at least  $5.0 \div 6.0\text{m}$  (below the bottom of Horizon 4).

### **3.6. Results of Geotechnical Prospecting 2018 (Esplanada site)**

In-situ geotechnical investigation was made by Dynamic Penetration Tests DPSH 1  $\div$  3 adjacent to boreholes. The tests with depths of  $10.3 \div 11.3\text{m}$  were performed according to SR EN 22476 / 22006 with Pagani Penetrometer (76.5kg, 500mm, 6kg rod, N / 20cm recording and processed Data for N / 20cm and N / 30cm).

The results of the DPSH tested were interpreted according to the national and international standards (SR EN ISO 22476-3: Geotechnical researches and tests - Field tests - Standard penetration test complying with the European standard EN ISO 22476-3: 2005) in force by providing data on:

-identification of the nature of the foundation soil on the depth investigated,

-identification of the state physical parameters of the foundation soil (consistency / relative density),

-mechanical characteristics of the foundation soil: deformability / compressibility and shear strength.

### Geotechnical Boreholes

For each borehole there is a description of the samples taken, the data of the granulometric nature for the presentation of the calculation stratification are correlated and the information necessary for the Geotechnical Design with reference to the geotechnical parameters is identified. The stratification of the foundation soil and the underground water level is shown in Table 2.

Table 2: Stratification of the foundation soil revealed by boreholes F1÷F3

H=72.0÷73.0mdMN

Depth (m)	Layer description	Layer	Elements for geotechnical design
0.0÷4.3/4.6	Yellow fine sand in cohesive matrix, in loose state	Clayey sand in cohesive matrix)	Evaluation of allowable pressures and bearing capacity
4.3/4.6÷5.0	Lens of yellowish clayey sand / sandy clay with fine sand, with medium-soft consistency		
5.0÷9.0/10.0	Yellow fine sand in medium dense state with lenses of sandy-silt clay, with stiff consistency		
9.0/10.0÷12.00	Brownish clayey sand to sandy clay, with medium-soft consistency		

NHS=3.5÷3.7m

### 3.7. Laboratory Test Results

Geotechnical Laboratory Tests were established to identify the granulometric nature, identify the tamping state and tamping capacity, identify permeability conditions, deformability and shear resistance under vertical applied stress and hydraulic gradient.

Representative tests for the interaction with the cohesive layer (structure and consistency indices, deformability and shear resistance parameters considering the Stress Path and Drainage Conditions and Stresses due to the construction of Structures – temporary or permanent) are considered for exploring direct foundation solutions on improved soil and piles foundation solutions and solutions for retaining structures (enclosure).

Sample Programming and Testing Procedures are presented below for the following design stratification

Layer 1: Infill; earthworks are used to take the level differences of for technological platforms,

Layer 2: Un-cohesive (in cohesive matrix) NC; Silty Sand to Medium Sand with Gravel

Mark C/CN

si.Cl/sa.Cl to Si.Cl/sa.cl.Si/Cl

Layer 3: Un-cohesive N; Fine Sand to Medium Sand, with cohesive lenses, very uniform, in dense state.

Mark N/CN

Sa/Sa.Si.Cl.

### **Physical properties - structure indexes determined from Geotechnical Laboratory tests**

Tests on undisturbed samples taken from the cohesive foundation ground, were performed for determining compressibility and shear resistance parameters. The samples taken (ED and FD stamps) were also used to identify the structural indexes (undisturbed structure for cohesive soils). The results obtained are shown in the following domain values:  $\gamma=18.0\div20.0\text{m}$ ,  $n=35\div45\%$ ,  $S_r>0.8$

The information will be used to assess the state of geological effort in the situation of Geotechnical Design at Limit State: evaluation of settlements, evaluation of the stresses that act on the pile elements and those that decide the consolidation / support structures, etc.

#### **3.7.1. Mechanical properties - deformability parameters**

##### **Deformability parameters resulting from OED Geotechnical Laboratory tests**

On samples taken from the drilling boreholes, mechanical tests in the oedometric apparatus were performed to determine the compressibility characteristics (vertical deformation under the effect

of the anthropic and natural external loads, respectively, from decompression of the soil layers as a result of the excavation works).

Settlement-compression tests were performed by modeling the vertical strain induced by future site earthworks, so the test steps were as follows:

- vertical loading, in the natural state, at values higher than the current geological effort to determine the over-consolidation state,
- immersing the samples at the contact step (10/12.5kPa) and recording the variation of the additional specific deformation due to wetting (antigravitational or gravitational) with the applied vertical stress,  $i_m=f(\sigma)$ ,
- applying successive maximum / minimum effort steps to determine the Global Deformation Modulus (E)

The results of the determinations are presented as values for:

- deformation modules M, values determined for different applied effort steps, in the compression and decompression steps applied to the samples,
- specific deformation,  $\varepsilon$  under the 200 kPa step,
- free swelling pressure, by immersion under the 10/12.5kPa contact step,
- deformability characteristics corresponding to the Stress Paths,
- the value of the over-consolidation ratio (RSC/OCR) for the soils taken from the foundation ground.

Additional specific settlement under water action ( $i_{m3}$ ) for the depth ranges tested in geotechnical laboratory has the following values

0.0 ÷ 2.0m: 0.06%; Recommended calculation value 0.06%

2.0 ÷ 4.0m: 1.0 ÷ 1.7%; Recommended calculation value 1.7%

The values shown are the result of a zero lateral deformation test (oedometer testing conditions); the results presented and their processing according to NP 112 are used to characterize the compressibility and determining the elastic deformation modules.

From the compressibility characteristics point of view, the soils in the foundation ground are generally characterized by low to high compressibility level.

The classification is performed according to STAS 1243-88 by the value of the oedometric modulus  $M_{2-3}$  and the value of the specific deformation under the normal stress step of 200kPa,  $\epsilon_2$ . The interpretation will have to take into account the geological effort value and the evolution of earthworks (Stress Paths).

The oedometer determinations results will have to be used to determine the specific axial deformation, anti-gravity deformation (lifting/swelling) that may occur in the layer due to the decompression and immersion of the cohesive material from the excavation base (in the case of foundation in the cohesive layer).

### **3.8. Recommendations**

#### **3.8.1. Foundation depth and type of foundation system for the existing structure**

For the existing structure in Esplanade site we can consider the value of  $0.5 \div 1.0\text{m}$  for the foundation depth measured from the actual ground level (with approximately 4 m below the ground level of the neighborhoods). The foundation soil is composed on non-cohesive – low-cohesive materials (with or without "controlled" embankments / fillings). The type of foundation system is general raft.

#### **3.8.2. Conventional pressure - allowable pressure**

The preliminary value of the conventional pressure (for fundamental loads group) for direct foundation in Layer 1 is  $\sim 200 \div 220 \text{ kPa}$ , this value being indicated by the identification of the nature of the foundation soil.

The values indicated for the conventional pressure correspond to a foundation with the width  $B = 1.0\text{m}$  and the foundation depth  $D_f = 2.0\text{m}$ . In the case of structures designed to determine the allowable pressure value as final conventional pressure, the depth and width corrections indicated in NP112 / 2014 will be made.



#### **4. Preliminary estimate of the existing structure support capacity**

This assessment is performed to assess whether the existing foundation mat can be used, (without major and costly changes and retrofitting), as part of the foundation of the new Ministry of Justice buildings. According to the common engineering approach, the foundation bearing capacity is dependent on the structural characteristics of the buildings. As the concept of the new buildings is under development, the evaluation of the support capacity is made considering a uniform stress distribution. It should be noted that the design to seismic action may result in a different conclusion. This is a limitation of the calculation procedure. The bearing capacity of the soil is in accordance with the findings of the geotechnical study. Comments related to the legal frame on construction quality in Romania and its impact on the proposed project are included in this paragraph.

Considering the current layout of the foundation structure and the results of the geotechnical study, the allowable soil pressure under gravity induced loads is 301kPa. If the weight of the existing foundation mat is subtracted, new building unit weight should exceed 250 kN/m<sup>2</sup>. This is equivalent with a 12-story high office building. However, under the horizontal seismic action the maximum pressure on the soil significantly increases further limiting the maximum weight of the new buildings. In this case the pressure on the soil is dependent on the flexural capacity of the structural members in the upper structure.

Based on the observed longitudinal reinforcement, the flexural capacity of the foundation mat ranges roughly between 1500 kNm/m to 4200 kNm/m.

In seismic design of buildings, the design of the foundation can be made only after the full design of the upper-structure is completed. Romanian seismic design approach is based on the principles of the capacity design method. According to this method, the design forces for foundation structural elements should correspond to the full development of the plastic mechanism in the upper-structure. Therefore, the foundation structural analysis should account for the forces acting on it after the full development of the plastic mechanism in the upper-structure. Plastic hinging of the foundation structural members is not allowed. Moreover, checking of the soil should account for the forces and displacements induced into the soil after the full development of the plastic mechanism. Checking of the soils considering only uniformly distributed gravity loads on the foundation mat is not a suitable option.



Considering the current legal and technical frame in Romania, from structural engineering point of view, replacement of the foundation mat is the best solution to reduce the constraints on the architectural layout and to be able to develop structural solutions with optimal response to seismic action. The re-use of the foundation mat introduces strong uncertainties related to:

- 1) the mechanical properties of the soil underneath the foundation mat which cannot be properly investigated because of the large area of the thick concrete mat
- 2) the mechanical properties of the foundation mat for which there are no legal documents certifying the quality of the construction works
- 3) the quality of the connection between the new structures and the existing foundation mat.

By far, the largest shortcoming in using the existing foundation mat as the foundation of the new buildings is caused by the lack of starter bars to connect the new structure. Considering the current condition of the foundation mat, to be able to further use it, the options (a), (b) and (c) are considered in this report:

- (a) The use the existing foundation mat as the foundation for the new buildings (Figure 17):

This would require building a proper connection between the new upper structures and the existing foundation mat. In the absence of the starter bars, post-installed anchors should be installed in the foundation mat. These are vertical steel rebars embedded in the existing concrete and fixed with a special mortar or epoxy resin. Considering the site-specific seismic loads, large diameter rebars are expected to be used in the vertical elements of the new structures. The available straight embedment length, determined by the thickness of the existing foundation mat, is not enough to anchor D25 or D20 mm rebars stressed at full capacity. This would require the installation of additional anchors. Deep vertical hole drilling in heavily reinforced concrete to install the anchors is difficult as steel reinforcement might be often intercepted.

If new buildings with more than 3 stories are planned, a stiff and strong first story should be considered to transfer the forces from the upper structure to the foundation mat with limited stress in the post-installed anchors. This would require the installation of a dense network of concrete walls with small openings in the first story, including a full perimeter wall. Considering the design for seismic action, the critical regions of the vertical elements, where the yielding of the vertical rebars is expected, should be located at least one story away from the foundation mat.

Out the three options considered in this report, this solution requires the highest constraints on the architectural configuration of the new buildings. The total height of the new buildings will be limited because of the low capacity of the connection anchors.

Weak points:	Strong points:
<p>Expensive large diameter post-installed anchors, difficult deep hole drilling in heavily reinforced foundation mat, long construction time for installing the anchors</p> <p>Sensitive technology for post-installing anchors – connection quality strongly dependent on the quality of workmanship</p> <p>Tough constraints on the configuration of the new buildings, the need for a strong and stiff first story</p>	<p>Full usage of the existing foundation mat</p> <p>No extra foundation costs</p>

(b) The use of the existing foundation mat as an underlayer for a new foundation system (Figure 18):

A new foundation system can be used to transfer the forces from the upper structures to the existing foundation mat. The new foundation system would be directly supported by the existing foundation mat without any anchoring system. Given the high compression strength of the support layer (the existing foundation mat) the new foundation system can consist of individual footings and/or continuous foundation beams.

If new buildings with more than 3 stories are planned, a stiff and strong first story should be considered to transfer the forces from the upper structure to the new foundation system. This would require the installation of a dense network of concrete walls with small openings in the first story, including a full perimeter wall. Considering the design for seismic action, the critical regions of the vertical elements, where the yielding of the vertical rebars can occur, should be located at least one story away from the new foundation system. The total height and weight of each new building is limited by the soil capacity. A highly non-uniform stress

distribution into the soil is expected as a result of the seismic input, limiting further the total height and weight of the buildings.

Weak points:	Strong points:
<p>Important constraints on the configuration of the new buildings, the need for a strong and stiff first story</p> <p>New foundation system is necessary (additional costs and construction time)</p> <p>Limited usage of the existing foundation mat</p>	<p>Common design solution and construction technology, easy to design and build</p>

(c) The use of the existing foundation mat as the foundation for a base isolation system (Figure 19):

The existing foundation mat can be used as the foundation for a new base isolated structural system. Base isolation is a common technology for the seismic protection of building. This imply the construction of a new concrete base system supported by the foundation mat through a base isolation layer.

Remodeling of the upper face of the existing foundation mat is necessary. This might include partial demolition of the mat, in thicker areas, and refinishing or remodeling of the upper concrete layer. Because isolation units are not usually subjected to high tensile forces, only a limited number of anchors is necessary to fix the isolation units on the existing foundation mat.

Design of isolation system requires highly qualified engineers. Extremely large seismic displacement demands, exceeding 60 cm, are expected under the design earthquake in Bucharest. This requires a base isolation solution with large diameter (roughly over 100 cm) base isolators and sliding bearings. Dampers might be necessary as well. Large diameter isolators might require laboratory dynamic tests that cannot be performed in Romania.

The base isolation system allows the control of the seismic loads on the upper structure, limiting the structural and non-structural damages caused by severe earthquakes and allowing for slender structural solutions for the buildings. Out the three solutions introduced in this report, the base isolation solution requires the lowest constraints on the architectural configuration of new buildings.

The total weight of each new building is limited by the soil capacity. A roughly uniform stress distribution into the soil is expected as a result of the seismic input, allowing for larger values of the total weight of the buildings.

Weak points:	Strong points:
Expensive isolation system	Complete usage of the existing foundation mat
Sensitive design (for seismic conditions of Bucharest) and construction technology	Damage free design of the upper structure, buildings can remain operational after a severe earthquake
Need for remodeling of the upper face of the existing foundation mat	Limited constraints on the configuration of new buildings

According to this preliminary assessment, the existing foundation mat might be further used as a part of new structural system for a complex of low to medium rise buildings (up to 5 story high), considering one of the foundation options mentioned in this paragraph. Base isolation might offer the best option with regard to the complexity of the new buildings.

The conceptual structural design can be performed and the proper decision regarding the re-use of the existing foundation mat can be made only based on the general architectural concept of the new buildings. If the re-use of the existing foundation mat is strictly necessary, the architectural concept design should be made in close cooperation with the structural engineers and technical experts to be able to accommodate suitable structural solutions. It should be clearly understood by all stakeholders and design professionals that the existence of the foundation mat is a situation that requires a specific design approach. The re-use of the foundation mat introduces severe

constraints on the height and weight of the structures, architectural and structural layouts, distribution and sizes of the main structural elements.

The complete structural analysis of the existing foundation mat can be made only after the completion of the structural design of the new buildings. Thus, it is an intertwined process: the design of the new structures shall be made considering the limitations of use of the existing foundation mat and the complete structural analysis of the existing foundation shall be performed considering the full design of the new structures. Because of this feed-back, an iterative process might be necessary.

Construction works are necessary for reusing the existing foundation mat:

- repairing of the damaged areas;
- remodeling/refinishing of the upper concrete face;
- filling the large openings in the foundation mat according to the architectural concept of the new buildings, post-installed anchors might be necessary to be able to transfer forces from different age sections of the foundation mat;
- demolishing part of the foundation mat that are no longer necessary.

According to the legal frame in Romania, the decision on how the existing foundation mat can be used can be made only by a technical expert. The technical expert is a civil engineer, specialized in structural engineering, certified as a technical expert by the Ministry of Public Administration and Regional Development.

Based on the advice of the technical expert, the structural design works are undertaken by a designer which is a specialized design company in the field of structural engineering.

At their completion, the design works are checked by a design verifier. This is a civil engineer, specialized in structural engineering, certified as a design verifier by the Ministry of Public Administration and Regional Development.

The technical expert, the designer and the design verifier are hired by the investor. Their technical decision should always be in line with the technical regulations enforced by the Ministry of Public Administration and Regional Development.

The technical expert, the designer and the design verifier share the responsibility regarding the quality and safety of the new structural system. The investor cannot decide in structural concerning issues.

## **5. Cost estimate for demolishing the existing structures**

The cost estimate for demolishing the existing structures and removal of construction debris, cleaning the site for the construction of the new buildings takes into consideration the local environmental, health and safety regulations, and occasional limitations for night work, use of explosives and heavy trucks traffic. The total cost for demolishing the existing structures is estimated at 800.000 euro. Up to 50% of this cost might be compensated by selling the steel as scrap metal.

## **6. Summary of the changes in the design and construction codes since the design of the Opera House foundation**

Structural design of buildings in Romania is governed by the seismic action. Bucharest is highly exposed to strong intermediate depth earthquakes from Vrancea region of Romania. Because of the shape of the seismic design acceleration spectrum, the base shear coefficients for medium rise concrete buildings are rather high, ranging from 0,15 to 0,25.

Seismic design of buildings in Romania is performed according to the Seismic design code for buildings P100-1/2013. This is a national code enforced by the Romanian government through the MDRAP. The code provisions are mandatory for all engineers and professionals certified by MDRAP, such as structural design verifiers or technical experts. Code provisions specify minimum standards for structural safety.

Two fundamental requirements are defined for normal importance buildings in P100-1/2013:

a) Life safety requirement (Ultimate Limit State, ULS): the structure must withstand the design seismic action without local and global collapse, retaining a residual load bearing capacity after the earthquake. The design seismic action is associated with a mean return period (MRP) of 225 years (20% probability of exceedance in 50 years);

b) Damage limitation requirement (Serviceability Limit State, SLS): the structure must withstand a seismic action having a larger probability of occurrence than the design seismic action, without significant damage, maintaining normal operation. The repairing cost should not be disproportionately high in comparison with the replacement cost of the structure. The corresponding seismic action is associated with a MRP of 40 years (20% probability of exceedance in 10 years).

Performance levels in P100-1/2013 are in accordance with the provisions of EN1998-1. In comparison with the recommendation of EN 1998-1, the design seismic action in P100-1 has a larger probability of exceedance. EN 1998-1 recommends, for life safety requirement, design seismic action with 475 years mean return interval (10% probability of exceedance in 50 years). A design seismic action with 100 years mean return period was previously prescribed by the former edition of the Romanian seismic design code P100-1/2006.

For buildings of higher importance, a longer MRP of the design seismic action (associated with a lower probability of exceedance in 50 years) is required. The use of importance factors  $\gamma_{I,e}$  greater than one, equal to 1,4 or 1,2 for importance classes I and II, shifts the MRI of the design seismic action.

After March 4, 1977 Vrancea earthquake the intensity of the design seismic action was continuously increased. The MRP of the design seismic action prescribed by the seismic design codes changed from  $\approx 50$  years in 1981 to 100 years in 2006 and to 225 years in 2013. In the city of Bucharest, the design peak ground acceleration increased from 0,2g in 1981 to 0,3g in 2013. A future consideration of the 475 years MRP of the design seismic action, as recommended by EN 1998-1, is foreseeable.

The National Center for Creativity and Culture „Cântarea României” buildings complex was designed based on the Romanian Seismic Design Code P100-81. This was a revised edition of the Romanian seismic design code issued and enforced after the 1977 Vrancea earthquake in Romania. The horizontal design peak ground acceleration for Bucharest area was 0,2g. Considering a behavior factor of 3, in accordance with the requirements of P100-81, a base shear coefficient of 10% results.

According to the current seismic design code, the horizontal design peak ground acceleration in Bucharest area is 0,3g. An importance factor 1,2 is to be considered for high importance buildings. Considering a behavior factor of 3, in accordance with the requirements of P100/2013, a base shear coefficient of 26% results. This is almost 2.6 times higher than the seismic design requirement prescribed by the seismic design code enforced in 1981. These values are likely to change in accordance to the structural and architectural layout of the new buildings.



## **7. Findings and Recommendations**

The analyses concluded that the use of the existing structure, as part of the foundation for the new building, is not appropriate due to a series of technical, legal and economic aspects. The use of the existing structure imposes severe limitations for the design of the Esplanada site building complex, severely constraints the configuration and functionality of the new buildings, might generate higher construction costs and brings major and unnecessary technical risks for the project.

### **Technical Aspects**

From the technical point of view, (geotechnical and structural aspects), the replacement of the existing foundation is the best alternative, due to the following considerations.

The re-use of the foundation introduces strong uncertainties related to the mechanical properties of the soil underneath the foundation mat, which cannot be properly investigated because of the existence of concrete mat. The lack of precise geotechnical information comprises the estimate of the foundation load capacity and the design of the new building.

A major flaw in using the existing foundation mat, as the foundation of the new buildings, is caused by the lack of starter bars to connect the new structure. The absence of the initial design project and of reliable information on the mechanical properties of the foundation mat, for which there are no legal documents certifying the quality of the construction works and the quality of the connection between the new structures and the existing foundation mat is a major technical constraint.

### **Legal and Regulatory Aspects**

Legal and regulatory considerations also point for the replacement of the existing foundation.

The existing structure was designed in accordance to the Romanian Seismic Design Code P100-81, which is obsolete and has been replaced several times since then. At that time, the horizontal design peak ground acceleration for Bucharest area was 0,2g. Considering a behavior factor of 3, in accordance with the requirements of P100-81, a base shear coefficient of 10% results. According to the current seismic design code, the horizontal design peak ground acceleration in



Bucharest area is 0,3g. An importance factor 1,2 or 1,4 is to be considered for high importance buildings. Considering a behavior factor of 3, in accordance with the current requirements, P100/2013, a base shear coefficient of 26% results. This is almost 2.6 times higher than the seismic design requirement prescribed by the seismic design code used for the design of the existing structure.

It is, also, important to note that the approval for using the existing foundation mat can be made only, on a definite basis, by the technical expert and the designer responsible for the new building<sup>3</sup>. The technical expert, the designer and the design verifier share the responsibility regarding the quality and safety of the new structure. Consequently, it is necessary to consider that the technical experts and designers may not accept the use of an old structure as part of a large building complex, due to the technical problems and uncertainties presented above.

### **Economic Aspects**

The use of the existing structure may not result in savings for the Government of Romania, in the developing the Esplanada Area. In fact, it might generate higher construction costs. Moreover, the overall value of the assets planned on the site will likely decrease if the constraints previously mentioned related to the existing foundation are disregarded in the decision process.

Extensive works would be needed for using the existing foundation mat, including repairing of the damaged areas, remodeling/refinishing of the upper concrete face, filling the large openings in the foundation mat according to the architectural concept of the new buildings, post-installed anchors might be necessary to be able to transfer forces from different age sections of the foundation mat, and demolishing part of the foundation mat that are no longer necessary.

Additionally, the use of the existing foundation structure imposes a series limitations in the design of the building complex. If new buildings with more than 3 stories are planned, a stiff and strong first level should be considered to transfer the forces from the upper structure to the foundation mat with limited stress in the post-installed anchors. It would be necessary, also, expensive large diameter post-installed anchors, that face significant technical challenges. The use of the existing structure also impairs the construction of additional underground levels at the site.

---

<sup>3</sup> The technical expert must be certified by the Ministry of Public Administration and Regional Development.

Overall, the technical study found that the best option is removing the existing structure, conducting a comprehensive geotechnical investigation of the site and design a new foundation in accordance to the current technical standards and codes (notably the current Romanian Seismic Design Code). The removal of the existing structure is necessary for developing structural solutions with optimal response to seismic action and in accordance to the current best engineering practices.



**Figure 1.** Inauguration of the construction works reported by state media in 1989



**Figure 2.** Location of the site



**Figure 3. Envelope of the existing foundation**



**Figure 4. North part of the foundation**

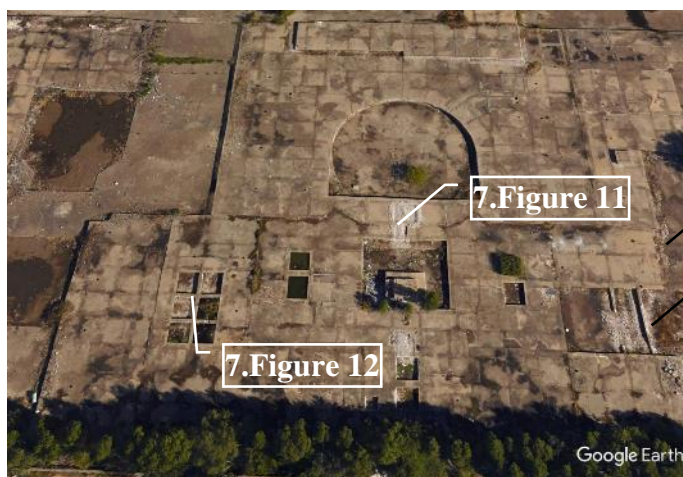


**Figure 5. East part of the foundation**





**Figure 6. West part of the foundation**



**Figure 7. South part of the foundation**

**7.Figure 8**

**7.Figure 10**

**7.Figure 12**

**7.Figure 11**



**Figure 8. South part: general view**



**Figure 9.** South part: diameter and spacing of the starter bars (4D22/175 mm)



**Figure 10.** South part: partially demolished foundation beams



**Figure 11.** South part: partially damaged foundation mat (upper layer removed, 25 cm deep)





**Figure 12. South part: severely damaged foundation beams**



**Figure 13. Cracking pattern in the plain concrete leveling slab**



**Figure 14. North part: severely damaged foundation mat**

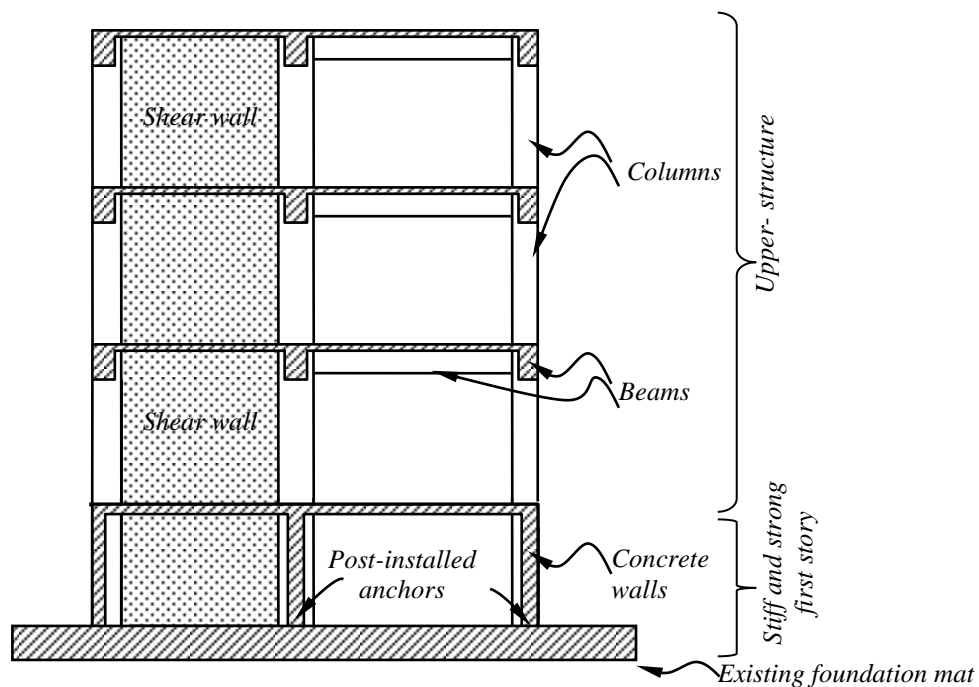


**Figure 15.** North part: diameter and spacing of the upper reinforcement 2D25/20 (starter bars are cut)

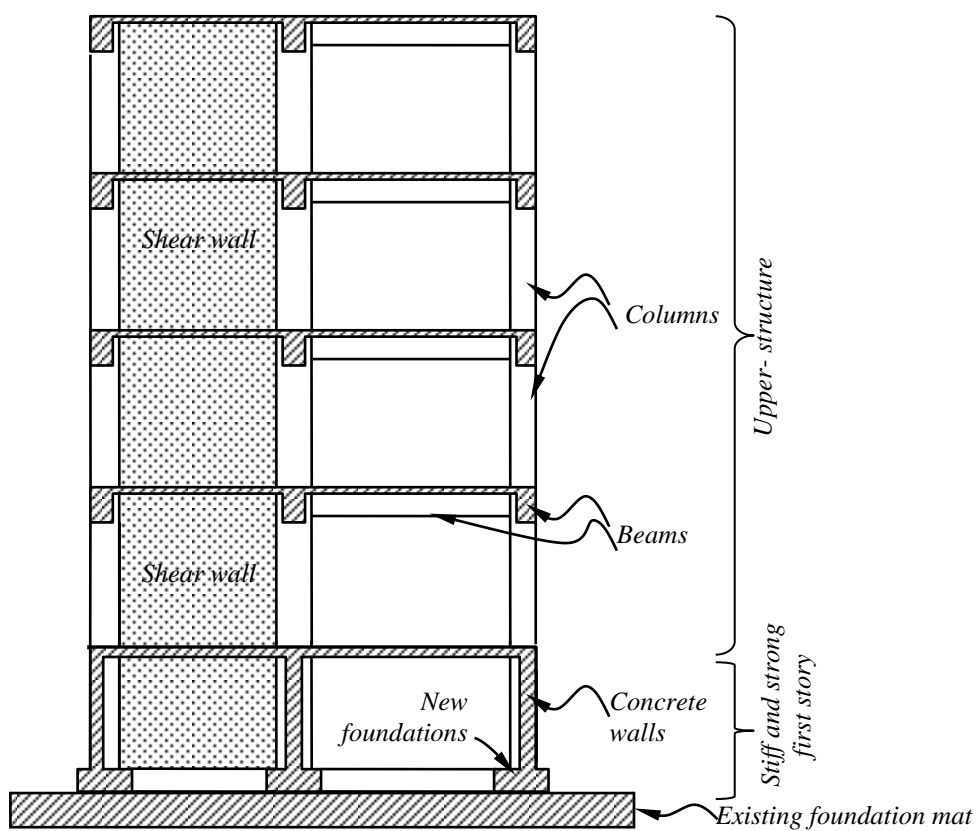


**Figure 16.** West part: protection of the damaged starter bars with a thin layer of mortar

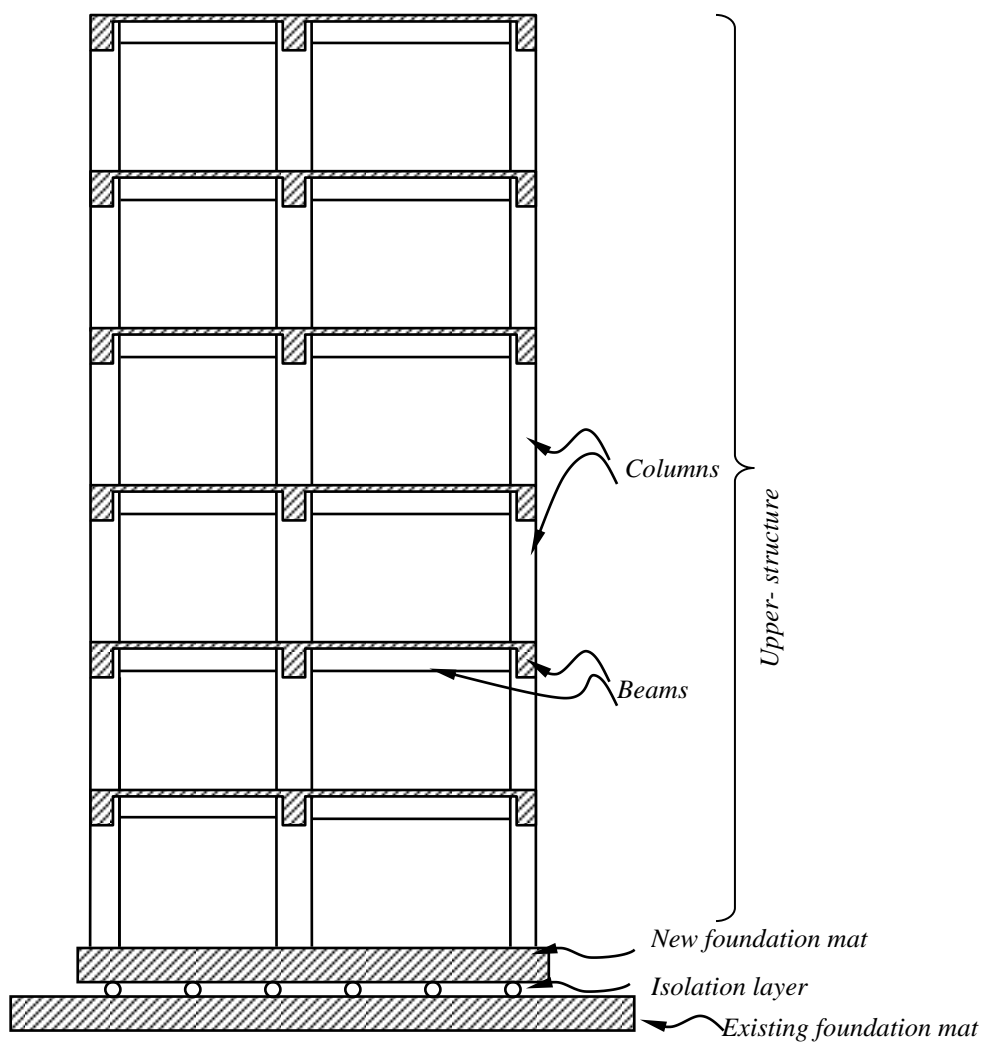




**Figure 17.** The use the existing foundation mat as the foundation for the new buildings – simplified representation

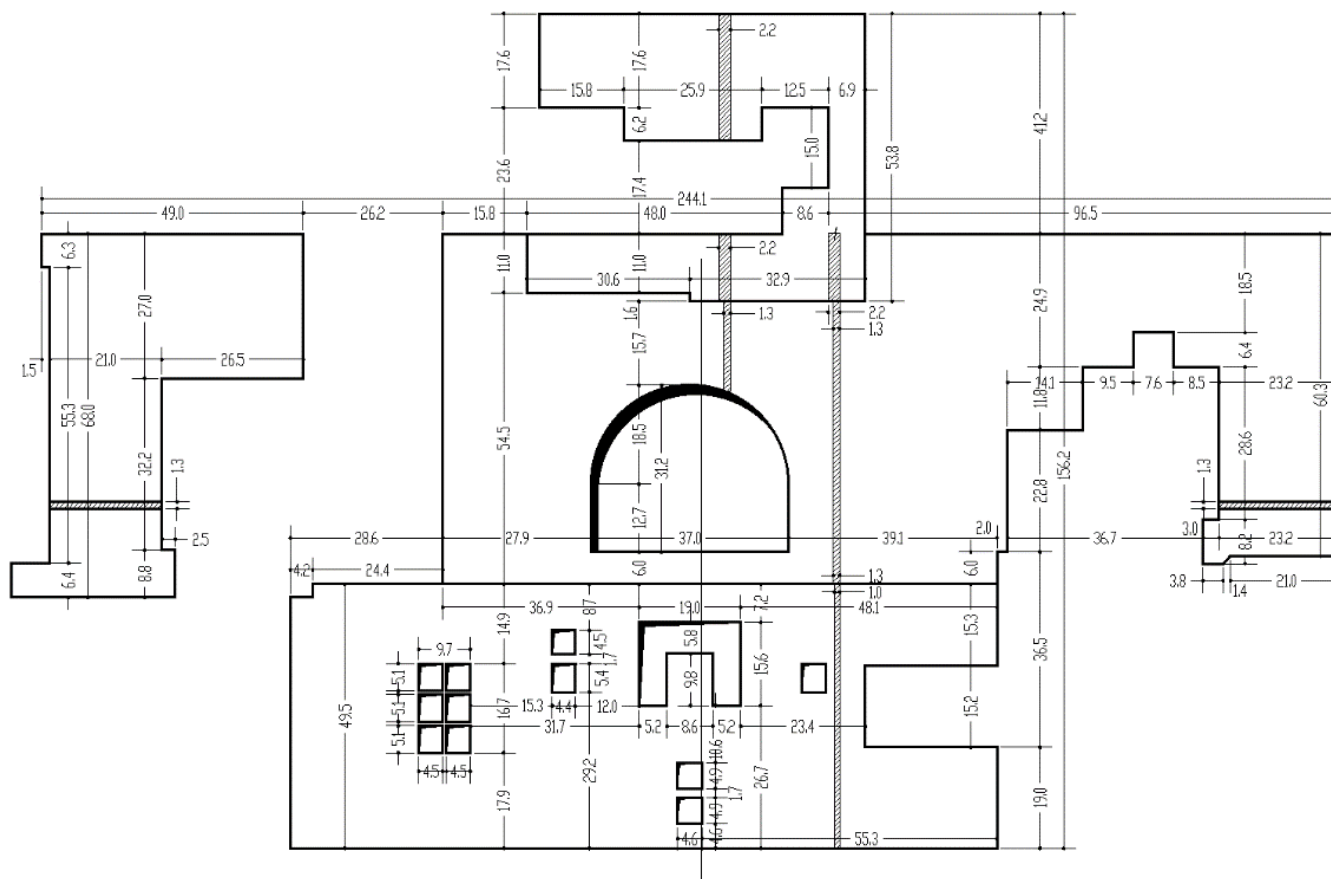


**Figure 18.** The use of the existing foundation mat as an underlayer for a new foundation system – simplified representation



**Figure 19.** The use of the existing foundation mat as the foundation for a base isolation system – simplified representation

## Annex 1: Expedite geometrical survey of the existing foundation mat



## **Annex 2: Geotechnical report (in Romanian)**

Raport Tehnic 01/07.12.2018

Bulevardul Mircea Vodă, Nr. 30, București

Esplanada Site

- |                           |  |
|---------------------------|--|
| 1. Denumirea lucrării     | Raport Tehnic<br>Identificare Condiții HidroGeologice și Geotehnice  |
| 2. Faza                   | Documentație Tehnică pentru<br>Evaluarea Tehnică Condiții de Fundare   |
| 3. Beneficiar             | Ministerul Justiției Expropriator<br>în baza Legii 255/2010, cf. Art. 2) alin. 3)<br>litera d3), raportat la Art.16), alin. 1) |
| 4. Elaborare Documentație | Universitatea Tehnică de Construcții București<br>Contract nr. FN/2018   |

Colectiv de Elaborare Raport Tehnic,  
Conf. univ. dr. ing. Andrei Constantin Olteanu

Verificator Af,  
Conf. univ. dr. ing. Ernest Olinic

Ing. Cristina Tomșa, MSc.  
Evaluare Condiții HidroGeologice și Geotehnice  
Evaluare Risc Geotehnic Asociat

Andrei Vișan,  
Determinări in Situ și de Laborator Geotehnic  
(Foraje Geotehnice și Determinări de Penetrare Dinamică DPSH)

Sandu Panțuru,  
Determinări de Laborator Geotehnic  
(Evaluarea Natură Granulometrică și Indici de Stare și Structură)

București, 07 Decembrie 2018

## Cuprins

1. Prezentarea generală a lucrării .....	4
1.1. Lucrări de Prospectare Geotehnică efectuate în Zona Amplasamentului Analizat .....	4
1.2. Lucrări de Prospectare Geotehnică și Documentații de Referință pentru Amplasamentul Esplanada Site (Iunie÷August 2015) .....	6
1.3. Lucrări de Prospectare Geotehnică efectuate în Amplasamentul Esplanada Site (Noiembrie 2018) .....	7
2. Considerații Geomorfologice și Geologice Generale .....	9
3. Condiții Hidro Geologice și Meteo Climatice Generale .....	12
4. Zonarea seismică .....	12
5. Adâncimea de îngheț .....	14
6. Rezultatele Prospectării Geotehnice 2015 – Referință pentru Amplasamentul Esplanada .....	14
6.1. Încercări in Situ – Penetrare Dinamică de Tip DPH .....	14
6.2. Lucrări de Prospectare Geotehnică prin realizarea de Foraje .....	15
7. Rezultatele Prospectării Geotehnice 2018 .....	22
7.1. Încercări in Situ – Penetrare Dinamică de Tip DPSH .....	22
7.2. Lucrări de Prospectare Geotehnică prin realizarea de Foraje .....	26
8. Încadrarea amplasamentului analizat conform NP074/2014 .....	27
9. Încercări de Laborator Geotehnic – Bază de Date .....	28
10. Recomandări cu privire la valorile parametrilor de deformabilitate de utilizat .....	29
11. Concluzii și Recomandări .....	32
11.1. Adâncimea de fundare și tipul sistemului de fundare .....	32
11.2. Presiune convențională de calcul – presiune acceptabilă .....	33
11.3. Calculul la Stări Limită pentru Terenul de Fundare și Infrastructură .....	34
11.4. Condiții de fundare pentru platforme și drumuri .....	35
11.5. Lucrări de excavații și terasamente .....	37
11.5.1. Aspecte generale .....	37
11.5.2. Săpăturile pentru fundații – măsuri tehnice menite să asigure comportarea normală a infrastructurii construcțiilor .....	37
11.5.3. Săpăturile pentru fundarea infrastructurilor căilor de comunicație .....	38
11.5.4. Condiții de realizare a umpluturilor din pământuri .....	39
11.5.5. Verificarea calității lucrărilor de fundații și umpluturi .....	39
11.6. Încadrarea pământurilor în normele de terasamente .....	39
12. Referințe .....	41

## Lista Figurilor

Figura 1: Localizarea Amplasamentului analizat în planul Municipiului București – Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București – Site Esplanada .....	4
Figura 2: Amplasarea lucrărilor de prospectare geotehnică în amplasamentul adiacent și cel analizat Mircea Vodă Nr. 30 și Esplanada Site .....	5
Figura 3: Stratificatia de referinta pentru amplasamentul analizat (baza de date lucrari de prospectare geotehnică efectuate în perioada 2010÷2014) .....	7
Figura 4: Relieful microregiunii București și identificarea zonei de divagare dintre Râurile Argeș și Buzău (preluare din Studiu de Geomorfologie Integrată a Câmpiei Române) .....	10
Figura 5: Relieful microregiunii București și identificarea amplasamentului în analiză (preluare din Studiu de Geomorfologie Integrată a Câmpiei Române) .....	10
Figura 6: Geologia amplasamentului analizat .....	11

Figura 7: Zonarea teritoriului României în termeni de intensitate seismică conform P100-1/2013 „Cod de proiectare seismică” .....	13
Figura 8: Zonarea teritoriului României în termeni de accelerație maximă, $a_g$ conform P100-1/2013 „Cod de proiectare seismică” .....	13
Figura 9: Zonarea teritoriului României în termeni de perioadă de control (colț), $T_c$ a spectrului de răspuns, conform P100-1/2013 „Cod de proiectare seismică” .....	14
Figura 10: Zonarea teritoriului României după adâncimea de îngheț, conform STAS 6054/77 „Adâncimi maxime de îngheț” .....	14

#### Lista Tabelelor

Tabelul 1: Coordonatele Lucrărilor de Prospectare Geotehnică efectuate în Amplasamentul de Referință: Mircea Vodă Nr. 30 (Iunie 2015).....	6
Tabelul 2: Coordonatele Lucrărilor de Prospectare Geotehnică efectuate în Amplasamentul Esplanada Site (Noiembrie 2018) .....	8
Tabelul 3: Prelucrarea Determinărilor de Penetrare Dinamică DPH/SPTc pentru situația Stratificației Coezive / Necoezive .....	15
Tabelul 4: Descriere probe prelevate din Forajul F1 .....	16
Tabelul 5: Descriere probe prelevate din Forajul F2 .....	17
Tabelul 6: Descriere probe prelevate din Forajul F3 .....	19
Tabelul 7: Descriere probe prelevate din Forajul F4 .....	20
Tabelul 8: Rezultatele Testelor de penetrare dinamică de tip DPSH pentru Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site – Valori N20.....	22
Tabelul 9: Rezultatele Testelor de penetrare dinamică de tip DPSH pentru Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site – Valori N30.....	23
Tabelul 10. Interpretarea rezultatelor testelor in situ de tip penetrare dinamică continuă DPSH1/SPTc– Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site .....	24
Tabelul 11. Interpretarea rezultatelor testelor in situ de tip penetrare dinamică continuă DPSH2/SPTc– Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site .....	24
Tabelul 12. Interpretarea rezultatelor testelor in situ de tip penetrare dinamică continuă DPSH3/SPTc– Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site .....	24
Tabelul 13: Prelucrarea determinărilor de penetrare dinamică de tip DPSH realizate în Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site (parametrii versus presiune efectivă pentru cotă de fundare constantă) cu utilizarea interpretării testului SPT .....	25
Tabelul 14: Prelucrarea determinărilor de penetrare dinamică de tip DPSH realizate în Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site (parametrii de deformabilitate și de rezistență la forfecare) cu utilizarea interpretării testului SPT.....	25
Tabelul 15: Descriere probe prelevate din Forajul F1÷F3 .....	26

#### Anexe

Anexa 1: Fotografii din Amplasament – Detalii Zone Prospectate
Anexa 2: Echipamentul de Foraj / Penetrare Dinamică și Condiții de Prelevare Probe
Anexa 3: Prelucrarea datelor Determinărilor de Penetrare Dinamică
Anexa 4. Prelucrarea Rezultatelor Testelor in Situ conform NP122/2010



# Raport Tehnic 01/07.12.2018 Bulevardul Mircea Vodă, Nr. 30, București Esplanada Site

## 1. Prezentarea generală a lucrării

Prezentul Studiu Geotehnic este realizat pentru amplasamentul situat în Municipiul București, Bulevardul Mircea Vodă – Esplanada Site(a se vedea Figura 1 și fotografiile din Anexa 1) și are la bază Contractul nr. FN/2018 încheiat între Ministerul Justiției., Beneficiarul Documentației Tehnice și Universitatea Tehnică de Construcții București.

Figura 1: Localizarea Amplasamentului analizat în planul Municipiului București – Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București – Site Esplanada



### 1.1. Lucrări de Prospectare Geotehnică efectuate în Zona Amplasamentului Analizat

Raportul Tehnic are ca obiect identificarea stratificației în zona Amplasamentului analizat pe baza interpretării lucrărilor de prospectare geotehnică de tip

A.

Foraj Geotehnic cu prelevare continuă de probe, cu adâncimea de 30÷40m (Bază de Date Mircea Vodă Nr. 30)

și 10.0÷12.0m (Amplasamentul Analizat),

B.

Determinări in Situ de tip Penetrare Dinamică Continuă de tip DPH (Bază de Date Mircea Vodă Nr. 30)

Determinări in Situ de Tip Penetrare Dinamică Continuă de tip DPSH cu adâncimea de 10.3÷11.3m

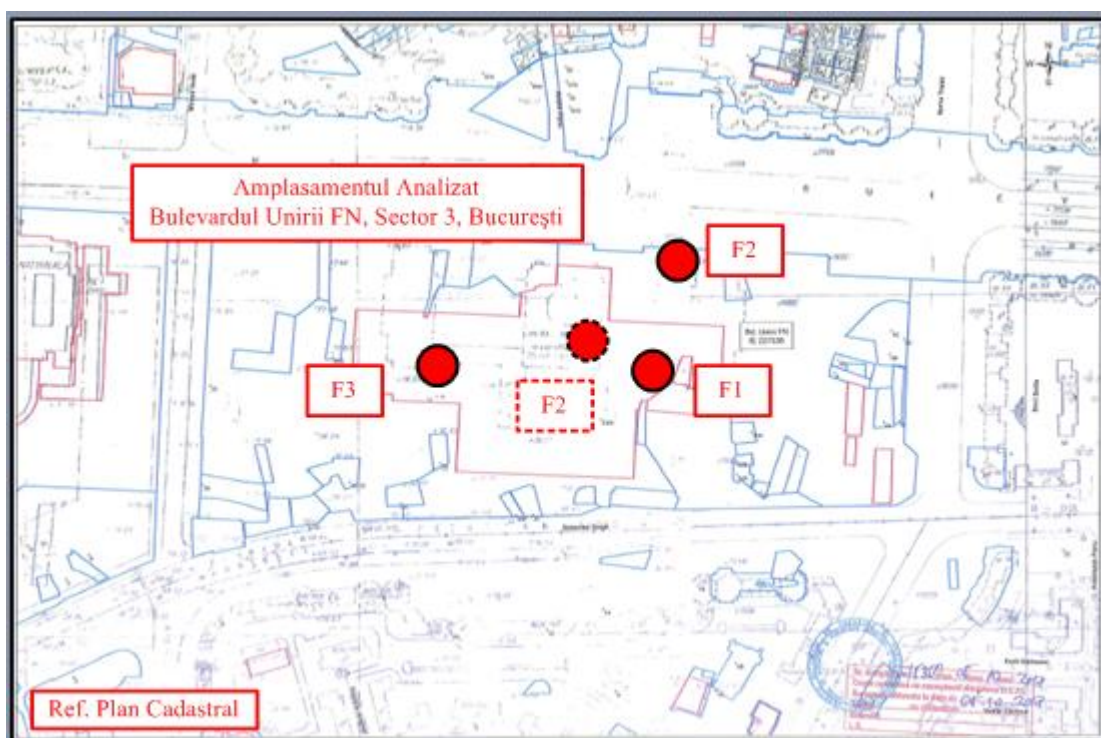
C.

Teste de Permeabilitate – Bază de Date (3 foraje cu adâncimea de 30.0m și 1 foraj cu adâncimea de 40.0m, adâncime măsurată față de cota terenului natural în amplasament).

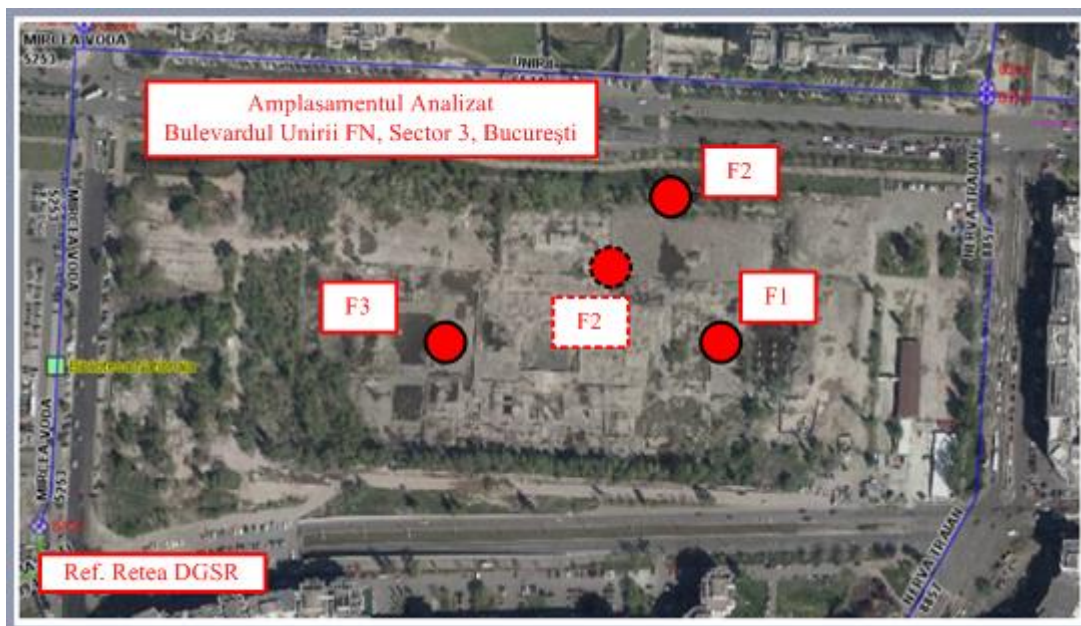


Poziția Lucrărilor de Prospectare de Referință și a celor realizate pentru Amplasamentul Esplanada Site este prezentată în Figura 2. Amplasarea lucrărilor de prospectare geotehnică (2018) a fost condiționată de existența platformelor și infrastructurilor de tip Radiere și ca urmare poziția de realizare a Forajului F2/ DPH2 a fost modificată. Diferență de Cota între Amplasamentul de Referință și cel în Analiză este de ~4.0m.

Figura 2: Amplasarea lucrărilor de prospectare geotehnică în amplasamentul adiacent și cel analizat Mircea Vodă Nr. 30 și Esplanada Site







## 1.2. Lucrări de Prospectare Geotehnică și Documentații de Referință pentru Amplasamentul Esplanada Site (Iunie÷August 2015)

De referință pentru Raportul Tehnic s-au considerat un număr de 6 Penetrări Dinamice Grele PDG/DPH până la adâncimea de 10.0m și 4 Foraje cu prelevare continuă de probe și determinări de tip SPT cu adâncimea de 30.0÷40.0m.

Poziționarea GPS a lucrărilor de prospectare executate este prezentată în Tabelul 1.

Tabelul 1: Coordonatele Lucrărilor de Prospectare Geotehnică efectuate în Amplasamentul de Referință: Mircea Vodă Nr. 30 (Iunie 2015)

Foraj	Latitudine	Longitudine	Adâncime (m)	Cota (mdMN)
DPH1	44°25'36.88"N	26°06'42.37"E	10.0	76.0÷77.0 Cote Absolute Preluare Google Earth și Plan Topografic
DPH2	44°25'37.42"N	26°06'41.84"E	1.5	
DPH3	44°25'37.49"N	26°06'41.57"E	1.8	
DPH4	44°25'37.58"N	26°06'41.38"E	1.6	
DPH5	44°25'37.01"N	26°06'40.62"E	10.0	
DPH6	44°25'36.62"N	26°06'41.25"E	10.0	
F1	44°25'37.31"N	26°06'41.59"E	40.0	
F2	44°25'36.64"N	26°06'41.38"E	30.0	
F3	44°25'36.79"N	26°06'42.30"E	30.0	
F4	44°25'36.97"N	26°06'40.71"E	30.0	

Morfologia generală a terenului indică o suprafață plană a suprafeței terenului (a se vedea planul de situație cu ridicarea topografică în coordonate Stereo 70) cota generală în zona amplasamentului fiind de ~76.0mdMN. Această cotă poate varia în amplasament datorită faptului că la momentul poziționării topografice a lucrărilor de prospectare geotehnică terenul natural se prezenta denivelat ( $\pm 50$ cm).

Nivelul apei freatice a fost interceptat în forajele de referință la adâncimea de >8.0m (68.0÷69.0mdMN), nivelul apei stabilizându-se în foraje aceiași adâncime (valoare determinată la

24h de la finalizarea lucrării de prospectare geotehnică). Nivele înregistrate sunt raportate față de cota terasamentului de la care s-au realizat lucrările de prospectare geotehnică.

Pentru lucrările de prospectare executate în amplasament (referință Iunie 2015) nivele de apă subterană, nivele stabilizate la 24h de la finalizarea prelevării probelor și extragerii tubulaturii (casing) se situează pentru amprenta în analiză în domeniul valoric 6.2÷7.8m (68.0÷69.0mdMN). Diferențele înregistrate se datorează diferențelor de stratificație coezivă lenticulară, cu elemente necoezive.

La nord de Amplasamentul Analizat, în Bulevardul Corneliu Coposu, Nr. 6÷8, a fost elaborată în anul 2010÷2014 o Documentație Geotehnică (SGP/SG/SGD) având ca obiect identificarea Stratificației pe baza interpretării Lucrărilor de Prospectare Geotehnică de tip foraj cu adâncimea de 30.0÷50.0m, adâncime măsurată față de cota terenului natural în amplasament ~76.0m.

Nivelul apei freatice a fost interceptat în foraje la adâncimea de 5.0m, nivelul apei stabilizându-se în foraje aceiași adâncime (valoare determinată la 24h de la finalizarea lucrării de prospectare geotehnică). Nivele înregistrate sunt raportate față de cota terasamentului de la care s-au realizat lucrările de prospectare geotehnică.

Figura 3: Stratificatia de referinta pentru amplasamentul analizat (baza de date lucrari de prospectare geotehnică efectuate în perioada 2010÷2014)

Detaliere Geotehnica 2010÷2014	
Cota de referinta 77.00m	
NH=5.0m	
• 77,0 ÷ 73,5...75,0 m	Umplutura
• 73,5...75,0 ÷ 73,0 m	Argila prafoasa la argila plastic vartoasa (lut de Bucuresti)
• 73,0 ÷ 69,0 m ASL:	Nisip cu Pietris (Pietrisul de Colentina in stare de indesare medie)
• 69,0 ÷ 66,0 m ASL:	Argila la Argila Nisipoasa, plastic vartoasa
• 66,0 ÷ 64,0 m ASL:	Nisip Prafos Argilos, indesar
• 64,0 ÷ 62,0 m ASL:	Argila plastic vartoasa
• 62,0 ÷ 60,0 m ASL:	Nisip Fin indesar
• 60,0 ÷ 49,0 m ASL:	Argila plastic vartoasa
• 49,0 ÷ 44,0 m ASL:	Nisip Fin la Nisip Mijlociu indesar
• < 44,0 m ASL	Argila plastic vartoasa la tare cu concretii si calcar degradat
Cota de interceptarea nivelului apei subterane se interpreteaza prin raport cu Studiul Hidrogeologic al zonei in analiza si lucrarile de infrastructura adiacente Pieteii Unirii	

### 1.3. Lucrări de Prospectare Geotehnică efectuate în Amplasamentul Esplanada Site (Noiembrie 2018)

Pentru Amplasamentul Esplanada Site au fost realizate și un număr de 3 Penetrări Dinamice Supergrele DPSH până la adâncimea de 10.3÷11.3m și am fost interpretate Datele Geotehnice (Natură Teren) din 3 Foraje executate în Amplasamentului (foraje cu prelevare continuă de probe tulburate). Poziționarea GPS a lucrărilor de prospectare executate este prezentată în .

Scopul determinărilor de penetrare a fost

- de a verifica Accesul la Terenul de Fundare prin realizarea de Foraje Geotehnice și
- de a obține Date pentru Evaluarea Condițiilor de Fundare (Proiectarea Geotehnică Preliminară) a Structurilor Radier existente în Amplasament.



Tabelul 2: Coordonatele Lucrărilor de Prospectare Geotehnică efectuate în Amplasamentul Esplanada Site (Noiembrie 2018)

Foraj	Latitudine	Longitudine	Adâncime (m)	Cota (mdMN)
F1/ DPSH1	44°25'29.95"N	26°07'01.01"E	12.0/ 10.5	72.0÷73.0 Cote Absolute Preluare Google Earth și Plan Topografic
F2/ DPSH2	44°25'32.24"N	26°06'58.40"E	12.0/ 11.3	
F3/ DPSH3	44°25'30.76"N	26°06'52.91"E	10.0/ 10.3	

Morfologia Antropică indică Suprafață Plană (Beton de Egalizare și Radiere) cota generală în zona Amplasamentului Esplanada Site fiind de ~73.0mdMN.

Nivelul apei freatice a fost interceptat în Forajele de Referință la adâncimea de 3.5÷3.7m (69.3÷69.5mdMN), nivelul apei stabilizându-se în foraje aceiași adâncime (valoare determinată la 24h de la finalizarea lucrării de prospectare geotehnică).







## 2. Considerații Geomorfologice și Geologice Generale

Geomorfologic, amplasamentul se află situat în Câmpia Vlăsiei (a se vedea Figura 4), în zona de graniță între Câmpul Giulești – Floreasca și Câmpul Vergului, în Terasa Victoriei, subunități a Câmpiei Bucureștiului (a se vedea Figura 5). Câmpia Vlăsiei este traversată de la Est la Vest printr-un mic defileu loessic format prin deversarea apelor Râului Ialomița în mici depresiuni clastocarstice.

În același mod a pătruns și Râul Dâmbovița pe actualul traseu și care făcea albie comună cu Râul Argeș într-o vale de tip Păsărea, în Pleistocenul Superior sau în Holocen. Sub aspect litologic și tectonic, Cmpul Vlăsiei reprezintă o continuare a regiunilor piemontane.



Figura 4: Relieful microregiunii București și identificarea zonei de divagare dintre Râurile Argeș și Buzău (preluare din Studiu de Geomorfologie Integrată a Câmpiei Române)

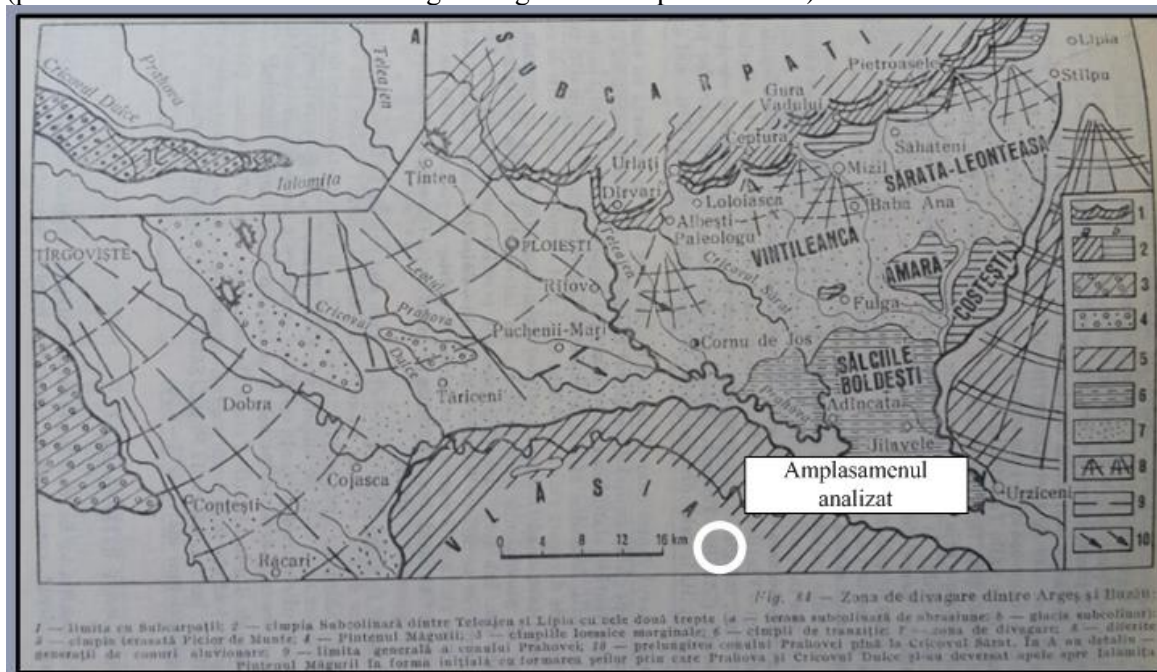
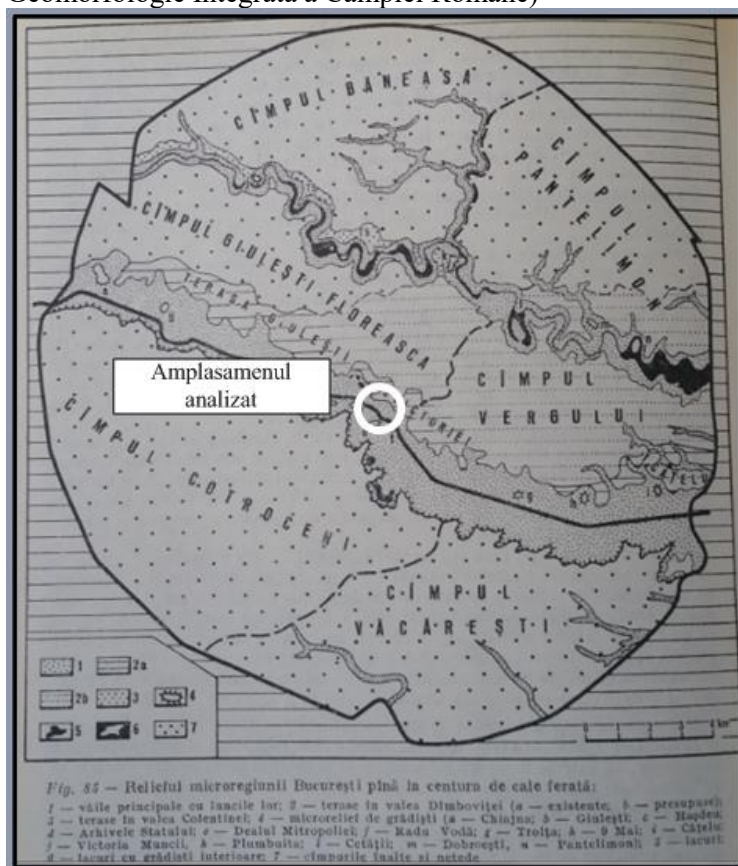


Figura 5: Relieful microregiunii București și identificarea amplasamentului în analiză (preluare din Studiu de Geomorfologie Integrată a Câmpiei Române)



Microregiunea Municipiului București cuprinde 3 complexe litologice și stratigrafice:

- superior (pleistocen superior) cu grosime de 20.0÷30.0m, constituit din alternanțe de loess, pietrișuri și nisipuri;
- mediu format din depozite marno – argiloase cu grosimi de 50.0÷100.0m;
- inferior (pleistocen inferior) cu grosime de 100.0÷170.0m constituit în general din nisipuri și pietrișuri dar separat prin cele două intercalații de marne și argile în trei orizonturi (A, B, C) după care urmează levantinul.

Analiza forajelor adânci executate în ultimii 10÷15 ani (referință Studiu de Geomorfologie Integrată a Câmpiei Române și Geo-Atlasul Municipiului București) indică pentru amplasamentul în analiză următoarele complexe:

- Complexul de Pantelimon (București) constituit din depozite ritmice (loessice în alternanță cu pietrișuri) care aparțin conului de dejecție al Dâmboviței, cu grosimea de 25.0÷30.0m;

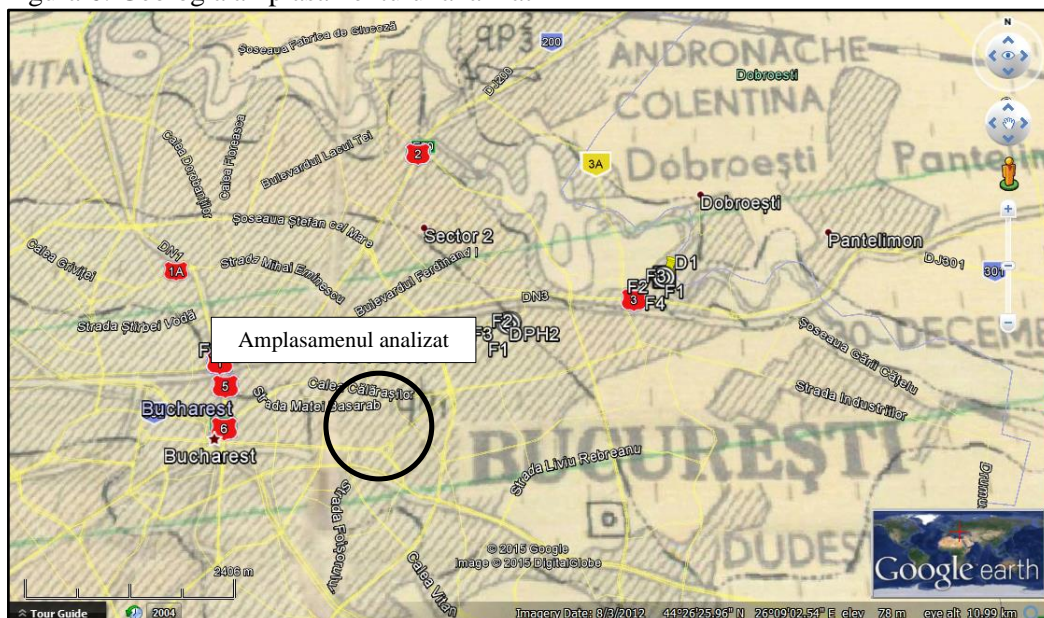
- Complexul de Mostiștea, constituit din nisipuri, argile și marne, care ajunge până la adâncimea de 45.0÷50.0m;

- Complexul de Uzun – mărnos nisipos, ce ajunge la 80.0÷100.0m adâncime, fosilifer și în continuitate de sedimentare cu ultimul complex
- Complexul Stratele de Frățești, psamo psefitic, care depășește 100.0m adâncime ajungând și la 125.0÷130.0m adâncime

Din punct de vedere Geologic (a se vedea Figura 6) la alcătuirea cuverturii sedimentare din structura terenului natural iau parte depozitele cuaternare reprezentate prin cele de vârstă pleistocen superior ( $qp^3_3$ ).

În centru, în zona de sud a Câmpului Vlăsiei și anume Câmpul Pipera, Valea Saulei și unele văiugi afluate îndeosebi Colentinei au împins cumpăna de apă până aproape la 2.0km de valea Pasărea și au fragmentat suprafața Câmpiei în mai multe Câmpuri secundare orientate N–S sau NV–SE; față de acestea; fundul văilor se află aproape în permanență cu 10.0÷15.0m mai jos; malurile Saulei (în aval de Pipera) au pantă până la 45° și încadrează o albie lată de 100.0÷150.0m, ocupată aproape în întregime de iazuri.

Figura 6: Geologia amplasamentului analizat



Succesiunea Pleistocen superior este formată din:

- în bază, nisipuri mărunte, fine, gălbui cu intercalații de concrețiuni calcaroase, având grosimea de 8.0÷20.0m cunoscute în literatură ca „nisipurile de Mostistea” peste acestea se dezvoltă depozitele intermediare formate din argile, argile nisipoase cu aspect loessoid cu grosime de 5.0÷10.0m,
- peste depozitele intermediare apare un orizont cu pietrișuri și nisipuri având grosimea de 4.0÷8.0m denumit „Complexul pietrișurilor de Colentina”, iar deasupra lor depozitele loessoide; aceste depozite sunt alcătuite din prafuri nisipoase, argiloase, gălbui, cu concrețiuni calcaroase, având grosimea de 15.0÷20.0m; în succesiunea acestora se menționează în literatura de specialitate existența unor intercalații de prafuri argiloase, cărămizii – roșcate cu grosimea de 1.0÷5.0m, fără a fi considerate repere stratigrafice.



### 3. Condiții Hidro Geologice și Meteo Climatice Generale

Hidrogeologic zona amplasamentului se află cu dezvoltarea sa pe două subzone: o primă zonă a cărei nivel hidrostatic al acviferului freatic variază în domeniul 5.0÷10.0m, cu dezvoltare în partea de sud și respectiv cealaltă cu nivelul hidrostatic în domeniul 10.0÷15.0m.

Pe baza analizei fondului de date hidrogeologice existente este cunoscut faptul conform căruia complexul pietrișurilor de Colentina nu reprezintă un strat net delimitat și omogen, în succesiunea acestuia existând intercalații permeabile ce comunică hidrodynamic. Caracterul orizontului acvifer al complexului de Colentina este cu nivel liber, dar pot exista zone în care apare sub presiune. Chimismul apelor sale arată agresivitatea slab carbonică asupra betoanelor, în zona Băneasa.

Pentru Proiectarea de Sisteme de Epuismen se vor considera datele prezentate în continuare:

- alcătuirea litologică, caracteristicile geotehnice și hidrogeologice ale terenului de fundare, până la adâncimea maximă investigată de 40.0÷50.0m,
- Structura existentă în Amplasamentul Esplanada Site este fundată în orizontul Slab Coeziv la Necoeziv la cca. 3.5÷3.7m deasupra Nivelul Hidrostatic (NHS) general valabil în zonă (2010÷2018)
- în Amplasament se suprapun 3 complexe nisipoase și anume complexul nisipos din lunca Dâmboviței, orizontul pietrișurilor de Colentina și nisipurile de Mostiștea; orizontul argilos intermediar, dintre pietrișurile de Colentina și nisipurile de Mostiștea, se poate considera cel în care se va încastra incinta.

Din punct de vedere climateric județul Ilfov, aparține sectorului cu climă continentală, fiind situat în partea centrală a ținutului climatic din S și SE. Din punct de vedere al regimului precipitațiilor atmosferice cantitățile medii anuale ale acestora depășesc 600mm. Prima ninsoare cade aproximativ în ultima decadă a lunii noiembrie, iar ultima către sfârșitul lunii martie. Numărul mediu al zilelor cu strat de zăpadă este de cca. 50cm. Atunci când vântul formează troiene, grosimea zăpezii depășește frecvent 50÷60cm. Frecvențele (în procente) și vitezele medii multianuale ale vântului (în metri pe secundă), pe direcții, sunt următoarele: NE: 18% și 3.8m/s, E: 17% și 3.0m/s, SV: 15% și 2.0m/s, V: 12% și 2.0m/s.

### 4. Zonarea seismică

Din punct de vedere seismic (a se vedea Figura 7 și Figura 9), amplasamentul analizat se încadrează în macrozona de intensitate seismică “8<sub>I</sub>” (Conform SR 11100/1/93 “Zonare seismică – Macrozonarea Teritoriului României”).

Conform P100/1-2013 se redă acțiunea seismică pentru proiectare prin hazardul seismic și valoarea perioadei de control: hazardul seismic descris de valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului  $a_g$  determinată pentru intervalul mediu de recurență IMR, corespunzător stării limită ultime (SLU), are valoarea  $a_g=0.30g$ ; valoarea perioadei de control (colț)  $T_c=1.6sec.$  a spectrului de răspuns.

Referință:

<http://www.encipedia.org/articole/proiectare/resurse-utile/harti-de-zonare/harta-de-zonare-seismica-din-p100-1-2013.html>

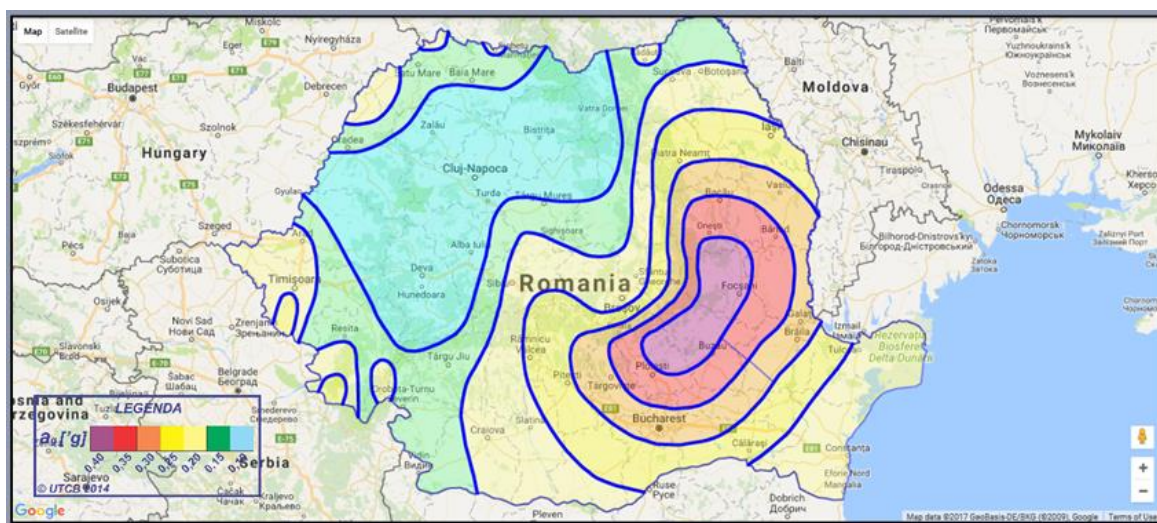


Figura 7: Zonarea teritoriului României în termeni de intensitate seismică conform P100-1/2013 „Cod de proiectare seismică”

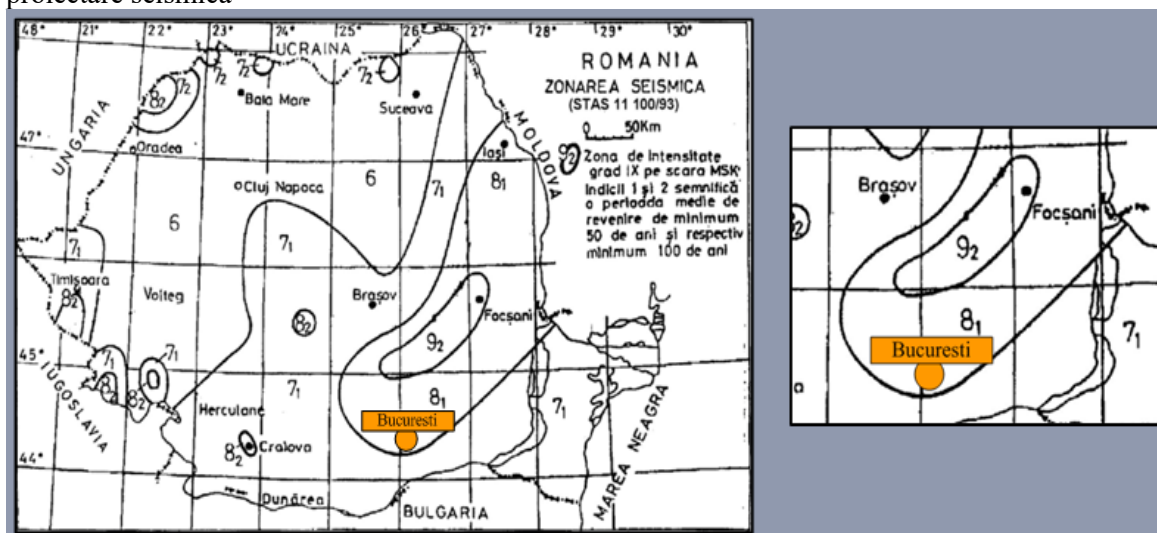


Figura 8: Zonarea teritoriului României în termeni de accelerație maximă,  $a_g$  conform P100-1/2013 „Cod de proiectare seismică”

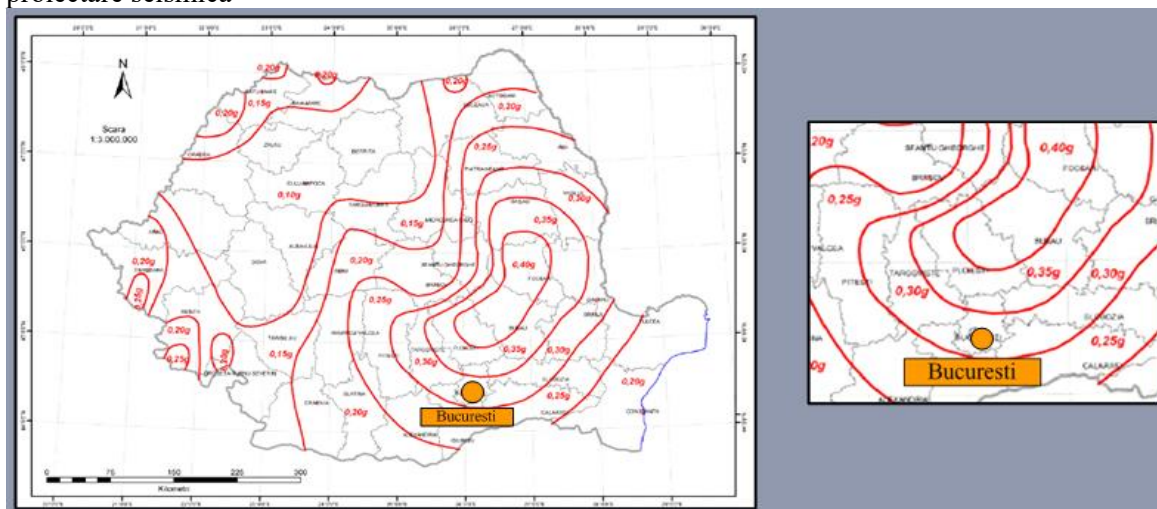
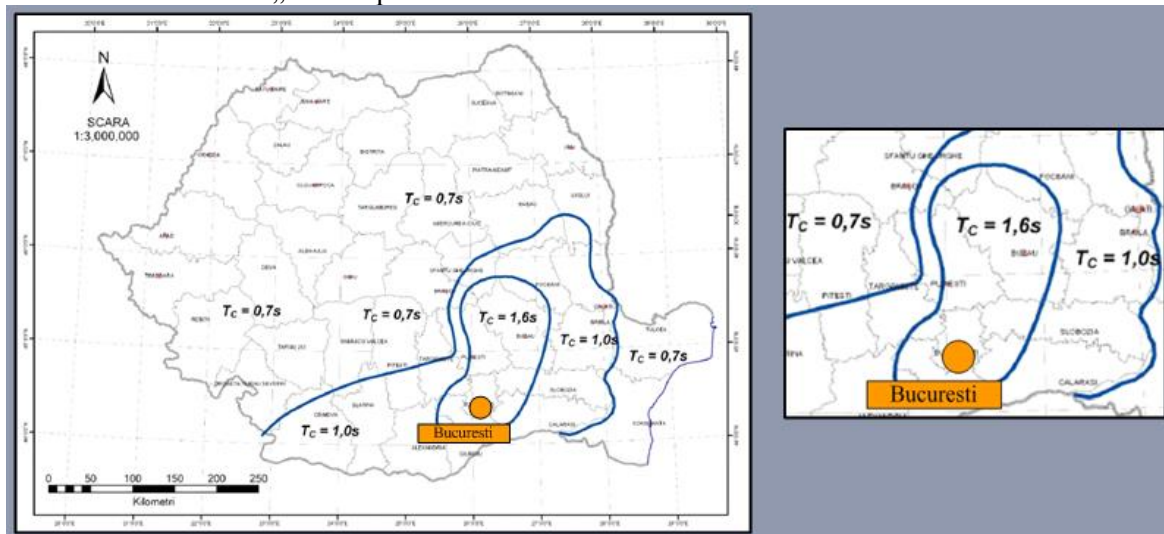




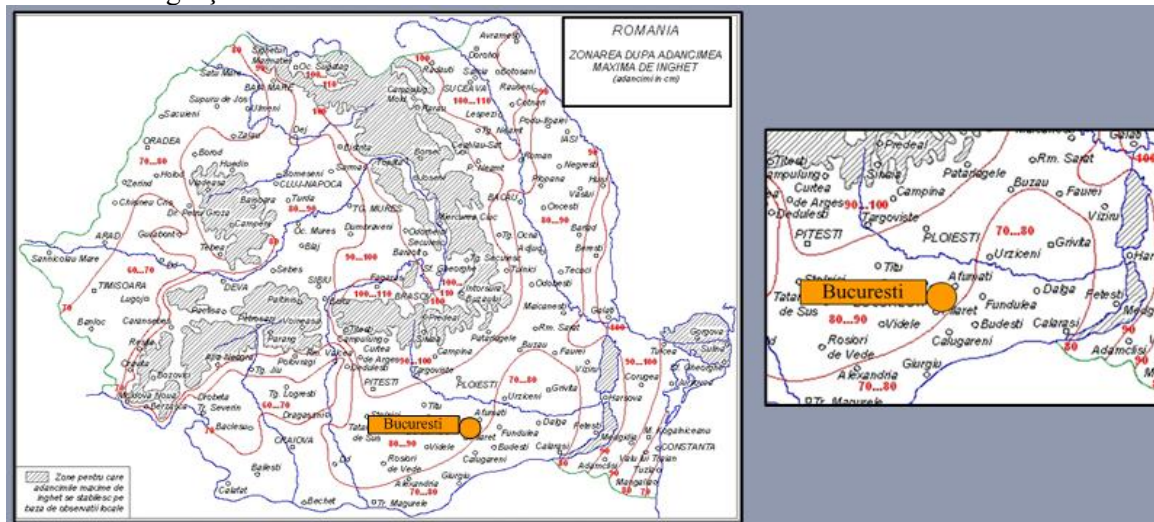
Figura 9: Zonarea teritoriului României în termeni de perioadă de control (colț),  $T_c$  a spectrului de răspuns, conform P100-1/2013 „Cod de proiectare seismică”



## 5. Adâncimea de îngheț

Conform STAS 6054/77 „Teren de fundare – Adâncimi maxime de îngheț– Zonarea Teritoriului României”, în amplasamentul analizat adâncimea maximă de îngheț este de 80÷90cm (a se vedea Figura 10).

Figura 10: Zonarea teritoriului României după adâncimea de îngheț, conform STAS 6054/77 „Adâncimi maxime de îngheț”



## 6. Rezultatele Prospectării Geotehnice 2015 – Referință pentru Amplasamentul Esplanada

### 6.1. Încercări in Situ – Penetrare Dinamică de Tip DPH

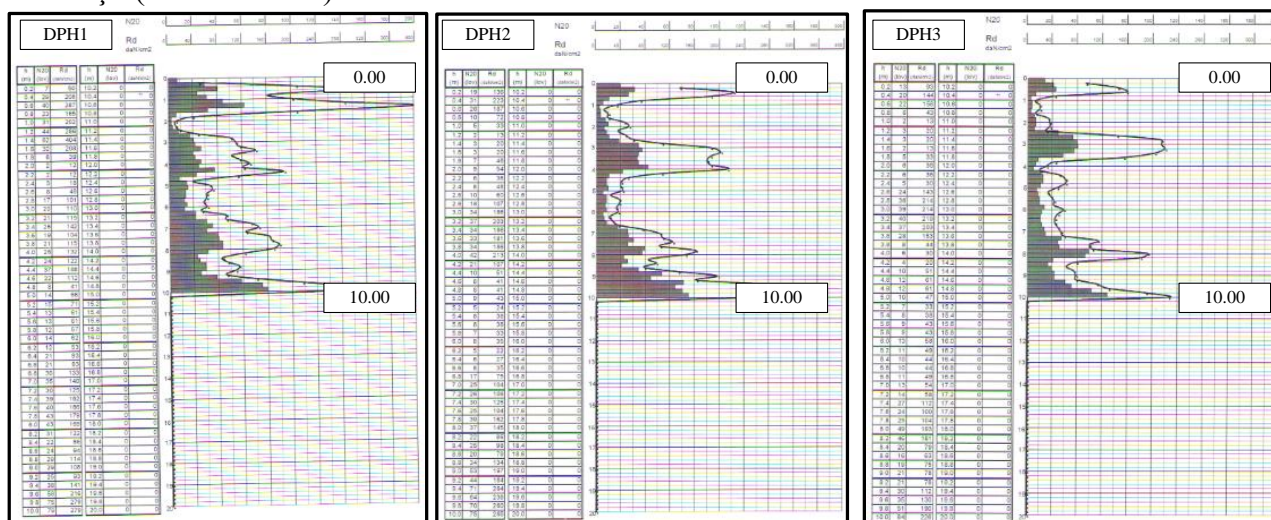
Cercetarea terenului de fundare prin încercări in situ a constat în realizarea testelor DPH (echivalent SPT - Standard Penetration Test) în locațiile identificate pe planul de situație (referință 18 Iunie 2015). Rezultatele încercărilor prelucrate conform standardelor naționale și internaționale (SR EN ISO 22476-3: Cercetări și încercări geotehnice. Încercări de teren. Încercarea de penetrare standard cu corespondență la standardul european EN ISO 22476-3:2005) în vigoare furnizând date privind:



- identificarea naturii terenului la cota de penetrare,
- identificare stării terenului (stare de consistență respectiv stare de îndesare),
- caracteristicile mecanice: compresibilitate și rezistență la forfecare.

Identificarea pământurilor (coeziv „c” și necoeziv „n”) utilizată în prelucrarea rezultatelor din tabelele menționate a fost realizată preliminar, conform normelor tehnice în vigoare și această identificare va fi confirmată de rezultatele încercărilor de laborator geotehnic de realizat pe probele prelevate din forajele geotehnice.

Rezultate determinări de penetrare dinamică de tip DPH efectuate în amplasamentul Mircea Vodă București (18 Iunie 2015)



Prelucrarea datelor determinărilor de penetrare dinamică grea (DPH), continuă, se prezintă în Tabelul 3 și Anexa 6 (referință PDG Mircea Voda Bucuresti 18 Iunie 2015.pdf). Datele prezentate se referă la terenul de fundare aferent condițiilor de stabilitate a incintei, la situația unei stratificații până la adâncimea de 10.0m ca fiind „c – coeziv” respectiv „n – necoeziv”, pentru o cotă de fundare de 9.0m față de cota terenului natural și pentru o presiune netă de contact de 200kPa.

Tabelul 3: Prelucrarea Determinărilor de Penetrare Dinamică DPH/SPTc pentru situația Stratificației Coezive / Necoezive

DPH	1c	1n	2c	2n	3c	3n	Media	-
s	16	16	9	9	23	23	16	mm
$k_s$	1.26E+04	12565	21651	21651	8794	8794	1.43E+04	kN/m <sup>3</sup>
$p_{admisibil}$	355	355	304	304	394	394	351	kPa
$p_{ultim}$	447	447	660	660	347	347	484	kPa
E	30640	30640	22320	22320	19120	19120	24027	kPa
$\phi$	19	19	19	18	19	18	19	°
c	30	0	31	0	31	0	15	kPa

## 6.2. Lucrări de Prospectare Geotehnică prin realizarea de Foraje

Pentru fiecare foraj se prezintă descrierea probelor prelevate, sunt corelate datele cu privire la natura granulometrică (preliminară) pentru prezentarea stratificației de calcul și sunt identificate informațiile necesare acțiunii de Proiectare Geotehnică cu referire la parametrii geotehnici care vor

fi obținuți prin realizarea de încercări de Laborator Geotehnic. Stratificația Terenului de Fundare și Nivelul de Apă Subterană (și regimul acesteia) este prezentată în Tabelul 4 la Tabelul 7

Tabelul 4: Descriere probe prelevate din Forajul F1

Perioadă de realizare foraj: 23÷25 Iunie 2015

44°25'37.31"N, 26°06'41.59"E, H=76.0÷77.0mdMN

Interval de forare Adâncime (m)	Descriere natură pământ (natură granulometrică, culoare stare de consistență / stare de îndesare)	Stratificație De Calcul	Elemente de Proiectare Geotehnică
0.00÷2.20	Umplutură: resturi de cărămidă în matrice coezivă (argilă prăfoasă – argilă), consolidată	Umplutură	-
2.20÷3.10	Argilă prăfoasă, cafenie, slab nisipoasă, cu rar calcar degradat și concreții, plastic vârtoasă la tare	Argilă Prăfoasă la Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin)
3.10÷4.20	Nisip fin, galben, micaceu, cu pietriș mic rulat și rar bolovăniș, îndesat (uscat)		
4.20÷6.70	Argilă nisipoasă la argilă, cafenie cu intercalații cenușii, cu concreții și calcar degradat (păpuși), tare		
6.70÷8.00	Nisip fin, galben, micaceu, în matrice slab coezivă, în stare afânătă	Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin)
8.00÷9.00	Nisip argilos, galben, cu pietriș mic rulat, cu lentile cenușii nisipoase, plastic consistent		
9.00÷9.30	Nisip fin, galben, micaceu, slab coeziv, în stare de îndesare medie		
9.30÷10.70	Argilă nisipoasă prăfoasă, cafenie cu lentile nisipoase cenușii, plastic vârtoasă	Argilă Nisipoasă la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin, Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Directă)
10.70÷11.00	Argilă, cafenie cenușie (vânăță), plastic vârtoasă		
11.00÷11.60	Argilă, cafenie cu lentile nisipoase cenușii, plastic vârtoasă la tare		
11.60÷12.20	Nisip fin la nisip mijlociu, galben, micaceu, în stare de îndesare medie		
12.20÷12.60	Argilă, cafenie vânăță (neagră), plastic consistentă		
12.60÷13.20	Argilă, cenușie, slab nisipoasă, cu rare concreții și calcar degradat, plastic consitentă		
13.20÷14.00	Argilă, cafenie, cu concreții și calcar degradat, cu rare lentile de nisip fin cenușiu, micaceu, plastic vârtoasă	Nisip cu Pietriș (strat de fundare – teren de fundare)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Directă)
14.00÷15.10	Nisip fin, cenușiu, micaceu, cu lentile (centimetrice) de argilă cenușie (mâl), plastic moale		
15.10÷15.80	Nisip fin, cenușiu cafeniu la galben, micaceu, cu rare lentile cenușii, în stare de îndesare medie		
15.80÷16.70	Nisip fin la nisip mijlociu, galben, micaceu, cu pietriș mic rulat, în stare de îndesare medie		
16.70÷17.90	Nisip mijlociu la nisip mare, cenușiu, micaceu, cu pietriș mic rulat, în stare de		

	îndesare medie		
17.90÷18.30	Nisip argilos, galben, cu pietriș mic rulat, îndesat	Argilă nisipoasă la Argilă	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Indirectă și Încăstrare Structură de Sprijin)
18.30÷20.00	Argilă, cafenie cenușie (vânăță) cu rare lentile de nisip fin galben micaceu, plastic vârtoasă		
20.00÷24.80	Argilă, cenușie verzuie, cu concreții și calcar degradat, tare		
24.80÷25.80	Argilă nisipoasă, cenușie cafenie, cu foarte multe concreții și calcar degradat, plastic consistentă la plastic vârtoasă		
25.80÷26.30	Nisip fin, galben, micaceu, cu rare lentile cenușii coezive, în stare de îndesare medie (plastic consistent)	Argilă Nisipoasă la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Indirectă)
26.30÷29.00	Nisip fin la nisip mijlociu, galben, verzui, micaceu, în stare de îndesare medie		
29.00÷33.70	Nisip fin la nisip mijlociu, galben, cenușiu, micaceu, în stare de îndesare medie		
33.70÷35.60	Argilă nisipoasă, cafenie la galbenă, cu concreții și calcar degradat, plastic vârtoasă		
35.60÷36.80	Nisip fin, cenușiu, micaceu, în stare de îndesare medie		
36.80÷39.50	Nisip fin, cenușiu, micaceu, în stare de îndesare medie		
39.50÷39.80	Argilă nisipoasă, cenușie (mâl), plastic consistentă		
39.80÷40.00	Nisip fin, cenușiu, micaceu, în stare de îndesare medie		

NHD=7.20m

NHS=6.90m

Tabelul 5: Descriere probe prelevate din Forajul F2

Perioadă de realizare foraj: 22÷23 Iunie 2015

44°25'36.64"N, 26°06'41.38"E, H=76.0÷77.0mdMN

Interval de forare Adâncime (m)	Descriere natură pământ (natură granulometrică, culoare stare de consistență / stare de îndesare)	Stratificație De Calcul	Elemente de Proiectare Geotehnică
0.00÷0.30	Terasament: umplutură din balast consolidat	Umplutură	-
0.30÷1.60	Umplutură: resturi de cărămidă în matrice coezivă (argilă prăfoasă – argilă), consolidată		
1.60÷2.40	Argilă prăfoasă la praf argilos, galbenă, slab nisipoasă, plastic vârtoasă	Argilă Prăfoasă la Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin)
2.40÷3.60	Nisip fin, galben, micaceu, cu pietriș și rar bolovăniș mic (pietriș mare), îndesat (uscat – comentat)		
3.60÷6.20	Argilă, cafenie, cu foarte multe concreții și păpuși de calcar, plastic vârtoasă la tare		
6.20÷7.10	Argilă nisipoasă, cafenie, cu rare concreții și calcar degradat, plastic		

	consistentă		
7.10÷7.60	Nisip argilos, galben, micaceu, cu rare lentile cenușii nisipoase, plastic consistent		
7.60÷7.80	Nisip argilos, galben, micaceu, afânat, saturat	Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase in matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin)
7.80÷8.30	Nisip argilos la argilă nisipoasă, cafenie, cu pietriș mic rulat, plastic consistent		
8.30÷9.10	Nisip fin la nisip mijlociu, cenușiu cafeniu (gălbenu), cu pietriș mic rulat, în stare de îndesare medie		
9.10÷9.90	Argilă prăfoasă, cenușie, slab nisipoasă, plastic consistentă	Argilă Nisipoasă la Nisip (lentile argiloase in matrice necoezivă)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Directă)
9.90÷11.30	Nisip fin la nisip mijlociu, micaceu, cenușiu, cu rar pietriș mic rulat, în stare de îndesare medie		
11.30÷12.10	Argilă, cafenie, cu rare lentile nisipoase, plastic consistentă		
12.10÷12.60	Argilă, cafenie negricioasă, cu rar calcar degradat, plastic consistentă		
12.60÷13.20	Argilă nisipoasă, cafenie, cu rare concreții și calcar degradat, plastic consistentă		
13.20÷14.05	Nisip fin, galben, micaceu, cu lentile cenușii slab coezive, în stare de îndesare medie	Nisip cu Pietriș (strat de fundare – teren de fundare)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Directă)
14.05÷17.20	Nisip fin la nisip mijlociu, cenușiu, micaceu, cu rar pietriș mic, în stare de îndesare medie		
17.20÷18.10	Argilă prăfoasă, cafenie, cu foarte mult calcar degradat și concreții, plastic vâtoasă	Argilă nisipoasă la Argilă	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Indirectă și încastrare Structură de Sprijin)
18.10÷19.00	Argilă prăfoasă la argilă, cafenie brună, cu rare concreții și calcar degradat, plastic vâtoasă la tare		
19.00÷20.10	Argilă prăfoasă slab nisipoasă, cafenie, cu rare concreții și calcar degradat, plastic vâtoasă		
20.10÷20.60	Argilă, cafenie, cu foarte multe concreții și calcar degradat, tare		
20.60÷25.10	Argilă, cenușie verzuie, cu concreții și calcar degradat, slab nisipoasă, tare		
25.10÷25.40	Nisip fin, cenușiu verzui, micaceu, în stare de îndesare medie	Argilă Nisipoasă la Nisip (lentile argiloase in matrice necoezivă)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Indirectă)
25.40÷25.70	Argilă prăfoasă nisipoasă, cafenie, cu concreții și calcar degradat, plastic vâtoasă		
25.70÷25.90	Argilă nisipoasă, cafenie verzuie, cu concreții și calcar degradat, plastic consistentă la plastic vâtoasă		
25.90÷28.40	Nisip fin, cenușiu verzui, micaceu, în stare de îndesare medie		



28.40÷30.00	Nisip fin, cenușiu albastrui (vânăt), micaceu, îndesat		
-------------	--	--	--

NHD=7.90m

NHS=7.80m

Tabelul 6: Descriere probe prelevate din Forajul F3

Perioadă de realizare foraj: 20÷22 Iunie 2015

44°25'36.79"N, 26°06'42.30"E, H=76.0÷77.0mdMN

Interval de forare Adâncime (m)	Descriere natură pământ (natură granulometrică, culoare stare de consistență / stare de îndesare)	Stratificație De Calcul	Elemente de Proiectare Geotehnică
0.00÷1.80	Umplutură: cărămidă spartă, resturi de zidărie și beton în matrice coezivă (argilă prăfoasă cafenie brună)	Umplură	-
1.80÷3.70	Argilă prăfoasă la praf argilos, galbenă cafenie, cu concreții și calcar degradat, slab nisipoasă, plastic vârtoasă	Argilă Prăfoasă la Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin)
3.70÷5.50	Nisip fin, galben, cu pietriș mic rulat și rar bolovănis (pietriș mare), în stare îndesată		
5.50÷6.00	Argilă prăfoasă la argilă, cafenie, cu concreții și calcar degradat, plastic vârtoasă la tare		
6.00÷6.70	Nisip fin, galben, micaceu, în liant coeziv (prăfos argilos), cu rare concreții și calcar degradat, în stare îndesată	Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin)
6.70÷8.40	Nisip fin la nisip mijlociu, galben, micaceu, în stare afănată		
8.40÷9.10	Nisip argilos, galben, cu lentile cenușii (aluviune) și pietriș mic rulat, plastic consistent		
9.10÷10.40	Nisip mijlociu la nisip mare, cenușiu, micaceu, cu pietriș mic rulat și rar bolovăniș (pietriș mare), în stare de îndesare medie	Argilă Nisipoasă la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Directă)
10.40÷10.80	Argilă, cafenie, cu lentile cenușii (nisip fin), plastic vârtoasă		
10.80÷12.30	Argilă, cafenie brună, cu lentile cenușii (nisip fin), plastic vârtoasă		
12.30÷12.80	Argilă prăfoasă, cafenie brună, nisipoasă, plastic consistentă		
12.80÷13.30	Argilă nisipoasă, cafenie, cu concreții și calcar degradat, plastic consistentă		
13.30÷14.30	Nisip fin, cenușiu verzui, în starea de îndesare medie	Nisip cu Pietriș (strat de fundare – teren de fundare)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Directă)
14.30÷14.60	Nisip fin, cenușiu, micaceu, slab coeziv, în stare de îndesare medie		
14.60÷15.05	Nisip fin, cenușiu cafeniu la galben, micaceu, cu rar pietriș mic rulat, în stare de îndesare medie		
15.05÷15.80	Nisip fin la nisip mijlociu, galben, micaceu, cu rar pietriș mic rulat, în stare îndesată		



15.80÷20.70	Nisip mijlociu la nisip mare, galben cenușiu, cu pietriș mic rulat, în stare de îndesare medie		
20.70÷21.30	Argilă, cafenie, cu concreții și calcar degradat, plastic vârtoasă	Argilă nisipoasă la Argilă	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Indirectă și încastrare Structură de Sprijin)
21.30÷24.60	Argilă, cenușie verzuie, cu concreții și calcar degradat, plastic vârtoasă la tare		
24.60÷25.80	Nisip fin, cenușiu, micaceu, cu concreții și calcar degradat, cu rare lentile argiloase (centimetrice), în stare de îndesare medie	Nisip (strat de fundare – teren de fundare)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Indirectă)
25.80÷26.70	Nisip fin, galben cenușiu, micaceu, în stare de îndesare medie		
26.70÷27.60	Nisip fin, cenușiu, micaceu, cu lentile nisipoase galbene, în stare de îndesare medie		
27.60÷30.00	Nisip fin, cenușiu, micaceu, îndesat		

NHD=7.50m

NHD=6.90m

Tabelul 7: Descriere probe prelevate din Forajul F4

Perioadă de realizare foraj: 19÷20 Iunie 2015

44°25'36.97"N, 26°06'40.71"E, H=76.0÷77.0mdMN

Interval de forare Adâncime (m)	Descriere natură pământ (natură granulometrică, culoare stare de consistență / stare de îndesare)	Stratificație De Calcul	Elemente de Proiectare Geotehnică
0.00÷1.60	Umplutură: argilă prăfoasă, cafenie brună, cu resturi de cărămidă, alicărie, deșeu tehtil, îndesată (consolidată)	Umplutură	-
1.60÷2.40	Argilă prăfoasă, cafenie, cu rare resturi de cărămidă, pietriș mic rulat, plastic vârtoasă la tare (aspect de umplutură)		
2.40÷2.80	Nisip argilos, galben, cu pietriș mic rulat, îndesat (cimentat – tare)	Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase în matrice necoezivă)	(Proiectare Taluz și Structură De Sprijin)
2.80÷3.90	Nisip mijlociu la nisip mare, galben, cu pietriș mic rulat, îndesat		
3.90÷6.10	Argilă nisipoasă, cafenie, plastic vârtoasă		
6.10÷6.90	Nisip fin, galben, micaceu, în matrice coezivă, saturat (nisip prăfos / nisip argilos)		
6.90÷7.70	Nisip fin la nisip mijlociu, galben, micaceu, în stare de îndesare medie		
7.70÷8.00	Nisip argilos la argilă nisipoasă, cafeniu, plastic vârtoasă		
8.00÷9.95	Nisip mijlociu la nisip mare, galben cenușiu, cu pietriș mic rulat, în stare de îndesare medie		

9.95÷10.10	Nisip argilos la argilă nisipoasă, cafeniu, plastic consistent	Argilă nisipoasă la Argilă	
10.10÷10.90	Argilă nisipoasă, cafenie, plastic vârtoasă		
10.90÷11.15	Argilă, cafenie brună, plastic vârtoasă la tare		
11.15÷11.50	Argilă nisipoasă, cafenie, plastic vârtoasă		
11.50÷11.80	Argilă, cafenie brună, plastic vârtoasă la plastic consistentă		
11.80÷12.10	Nisip argilos, galben cenușiu, plastic consistent	Nisip Argilos	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Directă)
12.10÷14.10	Nisip fin, cenușiu, micaceu, în stare de îndesare medie	Nisip cu Pietriș (strat de fundare – teren de fundare)	
14.10÷15.20	Nisip mijlociu la nisip mare, galben, micaceu, cu pietriș mic rulat, în stare îndesată		
15.20÷17.75	Nisip mare, cenușiu cafeniu, cu pietriș mic rulat, în stare de îndesare medie		
17.75÷19.90	Argilă nisipoasă la argilă, cafenie, cu raree lentile cenușii (nisipoase), plastic vârtoasă la tare	Argilă Nisipoasă la Argilă (strat de încastrare structură de sprijin – sigilare acvifer)	(Proiectare La Stări Limită Infrastructură Fundare Indirectă și încastrare Structură de Sprijin)
19.90÷24.60	Argilă, cenușie verzuie, cu rare concreții și calcar degradat, plastic vârtoasă cu zone (pungi) plastic consistente (aspect de mâl – aluviune consolidată)		
24.60÷25.30	Argilă nisipoasă, cafenie, cu concreții și calcar degradat, plastic vârtoasă		
25.30÷26.40	Nisip fin, galben verzui, micaceu, în matrice coezivă (nisip prăfos argilos), în stare de îndesare medie (plastic consistent)	Nisip Argilos la Nisip	
26.40÷30.00	Nisip fin, cenușiu, micaceu, în stare de îndesare medie		

NHD=5.60m

NHS=6.20m

În urma analizei naturii probelor prelevate (conform Eurocode 7 și în baza fotografiilor de detaliu ale probelor), a fișelor de foraj primare întocmite la realizarea forajelor de prospectare geotehnică, a rezultatelor determinărilor DPH, pentru Amplasamentul de Referință se poate identifica următoarea stratificație particulară:

Orizontul 1: Umplutură U; grosimea umpluturii a fost identificată în amplasament la ~1.6÷2.4m această grosime fiind condiționată de poziția de realizare a forajelor (în zona traseelor de utilități și a lucrărilor de terasamente aferente: excavații cu adâncimea de cel puțin 5.0÷6.0m realizate în vederea dispunerii de utilități); grosimea reală a umpluturilor a fost cartată în faza de realizare a lucrărilor de excavații,

Orizontul 2: Coeziv C; Argilă la Argilă Prăfoasă Nisipoasă, cafenie brună la cafenie gălbuie, plastic vârtoasă la plastic consistentă, în bază slab necoezivă; grosimea pachetului de material coeziv este de ~5.0÷6.0m (de sub cota umpluturii până la adâncimea de ~5.0÷6.0m); în stratul de material coeziv, la baza acestuia, se găsesc lentile slab coezive (nisipuri fine medii cu pietriș mic rulat în

matrice prăfoasă) în care este posibil să se intercepteze și stabilizeze nivelul apei subterane; informația preluată din determinările de penetrare dinamică realizate până la adâncimea de 10.0m indică umiditate corespunzătoare saturației începând de la adâncimea de 6.0÷8.0m.

Orizontul 3: Necoeziv N; Nisipuri Prăfoase la Nisipuri Mijlocii cu Pietriș Mic Rulat, cafenii gălbui la cenușii gălbui, caracterizate ca Pachet de Pământuri Necoezive Slab Contaminate cu Frație Fină (de la ~5.0÷6.0m la ~8.0-9.0m),

Orizontul 4: Coeziv C; Argilă Prăfoasă, Nisipoasă, cafeniu gălbuie la cenușie, plastic consistentă la plastic vârtoasă, cu calcar degradat înmuiat; grosimea pachetului de material coeziv este de cel puțin 6.0÷7.0m (de sub cota inferioară a Orizontului 3 și anume ~15.0÷16.0m).

Orizontul 5: Necoeziv N; Nisipuri Fine la Nisipuri Mijlocii, cu alternanțe de lentile coezive argiloase, cenușii, foarte uniforme, în stare de îndesare medie; grosimea pachetului de material coeziv este de cel puțin 5.0÷6.0m (de sub cota inferioară a Orizontului 4).

## **7. Rezultatele Prospectării Geotehnice 2018**

### **7.1. Încercări in Situ – Penetrare Dinamică de Tip DPSH**

Cercetarea terenului de fundare prin Încercări in Situ a constatat în realizarea Testelor de Penetrare Dinamică DPSH 1÷3 adiacente Forajelor. Testele cu adâncimea de 10.3÷11.3m (10.2m în prelucrarea DPSH și respectiv SPTc), au fost realizate conform SR EN 22476/2-2006 cu Penetrometru Pagani (76.5kg, 500mm, 6kg tijă, înregistrare N/20cm și prelucrate Date pentru N/20cm și N/30cm). Datele înregistrate sunt prezentate în Tabelul 8 și Tabelul 9. Interpretarea testelor DPSH este indicată în Anexa 3 iar în Anexa 4 este realizată prelucrarea datelor conform NP122/2010.

Rezultatele încercărilor prelucrate conform standardelor naționale și internaționale (SR EN ISO 22476-3: Cercetări și încercări geotehnice. Încercări de teren. Încercarea de penetrare standard cu corespondență la standardul european EN ISO 22476-3:2005) în vigoare furnizând date privind:

- identificarea Naturii Terenului de Fundare pe adâncimea investigată,
- identificarea Indicilor de Stare ai Terenului de Fundare (Stare de Consistență / Stare de Îndesare),
- identificare Caracteristicilor Mecanice: Deformabilitate / Compresibilitate și Rezistență la Forfecare.

Penetrările Dinamice au fost executate adiacent forajelor de prospectare geotehnică. S-au înregistrat următoarele valori pentru indicii de stare și parametrii geotehnici ( $E$ ,  $\phi$ ,  $c$ ) – a se vedea

Tabelul 10. Notele de calcul consideră drept criterii de referință cota de fundare și presiune efectivă de contact evaluată pe baza regimului de adâncime a structurilor și valorii geometrie în secțiune transversală.

Tabelul 8: Rezultatele Testelor de penetrare dinamică de tip DPSH pentru Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site – Valori N20

Adâncime (m)	DPSH1	DPSH2	DPSH3	Adâncime (m)	DPSH1	DPSH2	DPSH3
0.2	2	2	7	5.2	17	4	15
0.4	2	2	30	5.4	21	3	18
0.6	22	3	23	5.6	14	4	10
0.8	21	4	7	5.8	12	7	7
1.0	8	5	9	6.0	14	7	7
Adâncime (m)	DPSH1	DPSH2	DPSH3	Adâncime (m)	DPSH1	DPSH2	DPSH3
1.2	9	7	10	6.2	18	6	6
1.4	11	10	10	6.4	9	5	11
1.6	9	10	11	6.6	7	8	11
1.8	9	8	7	6.8	6	9	10
2.0	7	7	7	7.0	6	9	18
2.2	6	5	4	7.2	10	9	20
2.4	2	8	10	7.4	12	8	16
2.6	6	5	12	7.6	11	13	17
2.8	9	7	11	7.8	12	15	16
3.0	13	6	13	8.0	16	15	15
3.2	13	5	10	8.2	16	15	15
3.4	13	4	7	8.4	16	12	14
3.6	11	4	10	8.6	14	18	11
3.8	8	5	11	8.8	13	17	26
4.0	9	4	14	9.0	11	18	28
4.2	5	5	14	9.2	29	18	31
4.4	11	5	13	9.4	41	18	34
4.6	12	5	10	9.6	30	24	42
4.8	14	4	16	9.8	32	21	46
5.0	11	4	19	10.0	33	23	50

Tabelul 9: Rezultatele Testelor de penetrare dinamică de tip DPSH pentru Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site – Valori N30

Adâncime (m)	DPSH1	DPSH2	DPSH3	Adâncime (m)	DPSH1	DPSH2	DPSH3
0.3	3	3	22	5.4	30	5	26
0.6	23	4	38	5.7	20	7	13
0.9	25	6	11	6.0	20	11	11
1.2	13	10	15	6.3	22	8	11
1.5	15	15	15	6.6	12	11	17
1.8	14	13	13	6.9	9	13	19
2.1	10	9	9	7.2	13	14	29
2.4	5	11	12	7.5	17	14	24
2.7	10	8	17	7.8	18	22	25
3.0	18	10	19	8.1	24	22	22
3.3	19	7	13	8.4	24	20	22
3.6	18	6	14	8.7	20	26	24

3.9	12	7	18	9.0	18	27	41
4.2	10	7	21	9.3	49	27	47
4.5	17	7	18	9.6	51	33	60
4.8	20	7	21	9.9	48	32	70
5.1	19	6	26	10.2	52	36	81



Tabelul 10. Interpretarea rezultatelor testelor in situ de tip penetrare dinamică continuă DPSH1/SPTc–  
Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site

Adâncime	p <sub>acceptabil</sub>	E <sub>mediu</sub>	I <sub>D</sub> /I <sub>c</sub> mediu	φ <sub>mediu</sub>	C <sub>mediu</sub>
(m)	kPa	kPa	-	°	kPa
0.0÷2.0	532	20232	0.68	35	63
2.0÷4.0	360	13674	0.72	31	-
4.0÷6.0	483	18366	0.77	34	-
6.0÷8.0	214	16243	0.72	33	-
8.0÷10.0	843	27771	0.80	38	-

Legendă – Natură Granulometrică – Orizont în Stratificația de Calcul

Umplutură + Coeziv	Orizontul 1
Necoeziv	Orizontul 2

Tabelul 11. Interpretarea rezultatelor testelor in situ de tip penetrare dinamică continuă DPSH2/SPTc–  
Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site

Adâncime	p <sub>acceptabil</sub>	E <sub>mediu</sub>	I <sub>D</sub> /I <sub>c</sub> mediu	φ <sub>mediu</sub>	C <sub>mediu</sub>
(m)	kPa	kPa	-	°	kPa
0.0÷2.0	259	9848	0.62	27	31
2.0÷4.0	196	7431	0.56	24	-
4.0÷6.0	183	6937	0.57	24	-
6.0÷8.0	172	13074	0.68	31	-
8.0÷10.0	586	18284	0.75	35	-

Legendă – Natură Granulometrică – Orizont în Stratificația de Calcul

Umplutură + Coeziv	Orizontul 1
Necoeziv	Orizontul 2

Tabelul 12. Interpretarea rezultatelor testelor in situ de tip penetrare dinamică continuă DPSH3/SPTc–  
Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site

Adâncime	p <sub>acceptabil</sub>	E <sub>mediu</sub>	I <sub>D</sub> /I <sub>c</sub> mediu	φ <sub>mediu</sub>	C <sub>mediu</sub>
(m)	kPa	kPa	-	°	kPa
0.0÷2.0	352	31056	0.69	38	42
2.0÷4.0	333	18772	0.75	34	-
4.0÷6.0	303	18300	0.74	34	-
6.0÷8.0	129	17264	0.75	33	-
8.0÷10.0	437	33854	0.86	39	-

Legendă – Natură Granulometrică – Orizont în Stratificația de Calcul

Umplutură + Coeziv	Orizontul 1
Necoeziv	Orizontul 2

DPH1÷3 (preluare valori minime)

Adancime	p <sub>acceptabil</sub>	E	I <sub>D</sub> /I <sub>c</sub>	φ	c
(m)	kPa	kPa	-	°	kPa
0.0÷2.0	259	9848	0.62	27	31
2.0÷4.0	196	7431	0.56	24	-
4.0÷6.0	183	6937	0.57	24	-
6.0÷8.0	129	13074	0.68	31	-
8.0÷10.0	437	18284	0.75	35	-

DPH1÷3 (preluare valori medii)

Adancime	p <sub>acceptabil</sub>	E	I <sub>D</sub> /I <sub>c</sub>	φ	c
(m)	kPa	kPa	-	°	kPa
0.0÷2.0	381	20379	0.66	33	45
2.0÷4.0	296	13292	0.67	30	-
4.0÷6.0	323	14534	0.69	30	-
6.0÷8.0	172	15527	0.71	32	-
8.0÷10.0	622	26636	0.80	37	-

DPH1÷3 (preluare valori maxime)

Adancime	p <sub>acceptabil</sub>	E	I <sub>D</sub> /I <sub>c</sub>	φ	c
(m)	kPa	kPa	-	°	kPa
0.0÷2.0	532	31056	0.69	38	63
2.0÷4.0	360	18772	0.75	34	-
4.0÷6.0	483	18366	0.77	34	-
6.0÷8.0	214	17264	0.75	33	-
8.0÷10.0	843	33854	0.86	39	-

Tabelul 13: Prelucrarea determinărilor de penetrare dinamică de tip DPSH realizate în Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site (parametrii versus presiune efectivă pentru cotă de fundare constantă) cu utilizarea interpretării testului SPT

DPSH/SPTc	DPSH/SPTc1	DPSH/SPTc2	DPSH/SPTc3	Media	UM
Parametru	Df=0.5m, B=20.0m, 50kPa				
s	13	24	11	16	mm
k <sub>s</sub>	3.79E+03	2.06E+03	4.76E+03	3.54E+03	kN/m <sup>3</sup>
p <sub>ultim</sub>	439	523	412	458	kPa
p <sub>admisibil</sub>	228	148	268	215	kPa

Tabelul 14: Prelucrarea determinărilor de penetrare dinamică de tip DPSH realizate în Amplasamentul Bulevardul Mircea Vodă, Sector 3, București Esplanada Site (parametrii de deformabilitate și de rezistență la forfecare) cu utilizarea interpretării testului SPT

DPSH/SPTc	DPSH/SPTc1	DPSH/SPTc2	DPSH/SPTc3	Media	UM
E <sub>orizont coeziv</sub>	14000	8450	23400	15283	kPa
c <sub>orizont coeziv</sub>	31	24	37	31	kPa
φ <sub>orizont coeziv</sub>	34	30	40	35	°
E <sub>orizont necoeziv</sub>	15050	10600	23950	16533	kPa
c <sub>orizont necoeziv</sub>	0	0	0	0	kPa
φ <sub>orizont necoeziv</sub>	29	27	31	29	°

**Legendă – Natură Granulometrică – Orizont în Stratificația de Calcul**

Umplutură + Coeziv	Orizontul 1
Necoeziv	Orizontul 2

Parametru	Simbol (UM)	Media	Orizont 1 (m)	2.00
E <sub>orizont coeziv</sub>	E (kPa)	15283	Orizont 2 (m)	8.00
C <sub>orizont coeziv</sub>	c (kPa)	31	E <sub>mediu</sub> (kPa)/10.0ml	16283
φ <sub>orizont coeziv</sub>	φ (°)	35	φ <sub>mediu</sub> (°)/10.0ml	30
E <sub>orizont necoeziv</sub>	E (kPa)	16533	C <sub>mediu</sub> (kPa)/10.0ml	6
C <sub>orizont necoeziv</sub>	c (kPa)	0	Valori medii pentru Calcul (valoare caracteristică)	
φ <sub>orizont necoeziv</sub>	φ (°)	29		

**Legendă – Natură Granulometrică – Orizont în Stratificația de Calcul**

Umplutură + Coeziv	Orizontul 1
Necoeziv	Orizontul 2

Datele prezentate sunt obținute pentru următorul model de calcul structură/terasament: calcul / 20.0ml lățime sistem de fundare, presiune uniform distribuită 50kPa transmisă la terenul de fundare la adâncimea de 0.5m. A fost considerat la cota de fundare pentru infrastructura de referință (Fundatie Radier) un teren de fundare Coeziv la Slab Necoeziv / Necoeziv pe Adâncimea de Investigare prin Forare și Penetrare Dinamică DPSH/SPTc.

## 7.2. Lucrări de Prospectare Geotehnică prin realizarea de Foraje

Pentru fiecare Foraj se prezintă descrierea probelor prelevate, sunt corelate datele cu privire la natura granulometrică (preliminară) pentru prezentarea stratificației de calcul și sunt identificate informațiile necesare acțiunii de Proiectare Geotehnică cu referire la parametrii geotehnici care vor fi obținuți prin realizarea de încercări de Laborator Geotehnic. Stratificația Terenului de Fundare și Nivelul de Apă Subterană (și regimul acesteia) este prezentată în Tabelul 4 la Tabelul 7

Tabelul 15: Descriere probe prelevate din Forajul F1÷F3

Perioadă de realizare foraj: 14÷15 Noiembrie 2018

H=73.0÷74.0mdMN

Interval de forare Adâncime (m)	Descriere natură pământ (natură granulometrică, culoare stare de consistență / stare de îndesare)	Stratificație De Calcul	Elemente de Proiectare Geotehnică
0.0÷4.3/4.6	Nisip fin, galben, micaceu, în matrice slab coezivă, în stare afânată	Nisip Argilos la Nisip (lentile argiloase in matrice necoezivă)	Evaluare Capacitate Portantă
4.3/4.6÷5.0	Lentilă de Nisip argilos / Argilă nisipoasă, galben, cu pietriș mic rulat, cu lentile cenușii nisipoase, plastic consistent		
5.0÷9.0/10.0	Nisip fin, galben, micaceu, slab coeziv, în stare de îndesare medie cu lentile de Argilă nisipoasă prăfoasă, cafenie cu lentile nisipoase cenușii, plastic vârtoasă		
9.0/10.0÷12.00	Nisip argilos la argilă nisipoasă, cafeniu, plastic consistent		

NHS=3.5÷3.7m

În urma analizei naturii probelor prelevate (conform Eurocode 7 și în baza fotografiilor de detaliu ale probelor), a fișelor de foraj primare întocmite la realizarea forajelor de prospectare geotehnică, a

rezultatelor determinărilor DPSH, pentru Amplasamentul în Analiză Esplanada Site se poate identifica următoarea stratificație particulară:

Orizontul 1: Umplutură U; terasamente / „blocaje” utilizate în faza de Preluare Diferențe de Cotă sau de Realizare Platforme Tehnologice pentru Lucrările de Infrastructură de Realizat,

Orizontul 2: Necoeziv slab Coeziv NC; Nisipuri Prăfoase la Nisipuri Mijlocii cu Pietriș Mic Rulat, cafenii gălbui la cenușii gălbui, caracterizate ca Pachet de Pământuri Necoezive Slab Contaminate cu Frație Fină, cu trecere la

Notăție C/CN

si.Cl/sa.Cl la Si.Cl/sa.cl.Si/Cl

Orizontul 3: Necoeziv N; Nisipuri Fine la Nisipuri Mijlocii, cu alternanțe de lentile coezive argiloase, cenușii, foarte uniforme, în stare de îndesare medie.

N/CN

Sa/Sa.Si.Cl.

## 8. Încadrarea amplasamentului analizat conform NP074/2014

Pentru amplasamentul analizat se identifică următoarele aspecte geotehnice:

funcție de condițiile de teren teren mediu de fundare cu referire la condițiile de drenaj și de efecte datorate subpresiunii; teren de fundare constituit din argile cu trecere argile nisipoase, plastic vârtoase, în alternanță cu nisipuri fine, în stare de îndesare medie, saturate în zona de interceptare acvifer	Punctaj 3
funcție de apa subterană Excavațiile de realizat în Amplasament vor înregistra adâncimi care pot să coboare sub nivelul apei subterane interceptat și stabilizat în foraje (sunt necesare epuismențe normale – directe și eventual epuismenț general excepțional); subpresiunea generată de gradientul hidraulic dintre cota de fundare și NHS va condiționa stabilizarea soluției de epuismenț și respectiv de tratarea a stratului necoeziv de la cota de fundare	Punctaj 2÷4
funcție de categoria de importanță a lucrării importanță normală	Punctaj 3
funcție de vecinătăți risc moderat la major - funcție de soluția de consolidare a infrastructurii existente și respectiv a structurii / structurilor de realizat acestea pot influența riscul producerii unor degradări ale rețelelor învecinate Amplasamentului	Punctaj 3÷4
funcție de zona seismică de calcul $a_g=0.30$	Punctaj 3
Total	15÷17

Din punct de vedere al riscului geotehnic amplasamentul se situează la categoria „Risc Geotehnic Major”. Din punct de vedere al categoriei geotehnice amplasamentul se situează la Categoria Geotehnică 3.

Categoria Geotehnică stabilește volumul de investigații geotehnice și metodele de proiectare – cu referire la proiectarea sistemelor de fundare / lucrărilor de consolidare etc. (conform NP074/2014: Investigații geotehnice - investigațiile menționate la Categoria Geotehnică 2 și, în plus, încercări cu caracter special în laborator și pe teren; Metode de Proiectare - Calcule mai complexe, care pot să nu facă parte din reglementările tehnice în vigoare).



## 9. Încercări de Laborator Geotehnic – Bază de Date

Cu referire la Natura Granulometrică

- descrierea probelor și natura granulometrică indică prezența materialelor specifice depozitului argilos prăfos nisipos aluvionar din zona de Sud a Câmpiei Române (a se vedea detaliile geologice și hidrogeologice din amplasament),
- terenul de fundare se constituie din nisipuri prăfoase cu trecere în adâncime la nisipuri mijlocii la mari, cafenii, foarte uniforme; stratificația terenului în zona amplasamentului analizat poate fi considerată ca fiind aproximativ paralelă cu linia terenului natural identificându-se în foraje ușoară anizotropie din punct de vedere a geometriei straturilor de calcul (a se vedea Diagrama Bloc),
- terenul de fundare la cota de fundare estimată (~0.5m față de cota terasamentului din amplasament) poate fi considerat ca fiind alcătuit din pământuri fine, necoezive umede la saturate în adâncime (>3.0m), uniforme la foarte uniforme, în stare de îndesare medie, cu capacitate redusă la medie de îndesare, aflate sub incidența gradientului hidraulic general de acviferul de adâncime sub presiune.

Cu referire la Indicii de Structură

- porozitatea pământului slab coeziv din suprafață este redusă la mare fiind cuprinsă între 35% și 45%; valorile sunt generate de natura Amplasamentului (morfologică și geologică); în adâncime, pentru același strat, valorile porozităților scad ca urmare a efectului generat de efortul geologic,
- pământurile prelevate din suprafață sunt umede la saturate având gradul de saturație  $0.75 \div 1.0$ ,
- pământurile au greutate volumică cuprinsă între  $18.5 \text{ kN/m}^3$  și  $19.5 \text{ kN/m}^3$ ,
- pământurile necoezive se identifică ca uniforme la și ca urmare se poate obține informația cu privire la coeficientul de permeabilitate funcție de valoarea  $d_{50\%}$ .

Cu referire la Indicii de Stare

- starea de consistență a pământurilor slab coezive, în este plastic consistentă la plastic vârtoasă ( $I_c = 0.65 \div 0.90$ ); starea de consistență identificată realizată utilizând determinările de penetrare dinamică de tip DPSH este cu un ordin de mărire (ca domeniu) mai redusă decât rezultatul descrierii de Laborator Geotehnic; această situație indică destructurarea materialului argilos aluvionar (nisipos) din amplasamentului în analiză și necesitatea aplicării de măsuri cel puțin de îmbunătățire mecanică a acestui strat,
- starea de consistență este dependentă de expunerea straturilor coezive superioare la precipitații (lucrări de excavații care permit accesul apelor meteorice la teren); situația poate conduce la fenomene de reducere a capacității portante, tasări de prăbușire, crearea de pâlnii de drenaj ca urmare a naturii necoezive a stratului III și a gradientilor hidraulici,
- plasticitatea pământurilor coezive este redusă la mare; în corelare cu valoarea indicelui de plasticitate / activitate și a valorilor Umflării Libere / Presiunii de Umflare Liberă se confirmă faptul că local terenul de fundare coeziv este sensibil la variații de umiditate cu efecte asupra condițiilor de realizare a lucrărilor de excavare a lucrărilor de infrastructură (panourilor de perete mulat respectiv a piloților în cazul utilizării tehnologiilor fără casing),
- pământurile necoezive se identifică în stare de îndesare medie ( $ID = 0.34 \div 0.66$  funcție de valorile determinărilor de penetrare dinamică); valorile indicilor de structură și rezultatele determinărilor de penetrare dinamică indică pentru materialul necoeziv o capacitate redusă la mare de îndesare.

Cu referire la Parametrii de Deformabilitate

- compresibilitatea pământurilor slab coezive este mare la redusă, referință fiind valorile modulului edometric  $M_{2-3}$  și a deformației specifice axiale  $\varepsilon_2$  și respectiv valorile determinărilor in situ de tip SPT în foraj respectiv SPTc (DPH/DPSH),

- gradul de supraconsolidare al pământurilor coezive este  $RSC < 2$  acestea putând fi considerate normal consolidate („ușor supraconsolidate”); valorile  $RSC > 2$  se înregistrează pentru probele prelevate din suprafața amplasamentului și reprezintă o supraconsolidare generată de lucrările de excavare („descărcarea de efort geologic a terenului”); decompimarea terenului de fundare, la cota de fundare pentru cazul pământurilor slab coezive prin realizarea lucrărilor de excavare coroborate cu imersare conduce la o deformare specifică de liftare de  $1.0 \div 2.0\%$ ,
- în evaluarea deformațiilor terenului de fundare (calcul tasare) se recomandă utilizarea valorilor de moduli de deformare în relație directă cu starea de efort la care probele reprezentative pentru stratul de calcul din terenul de fundare vor fi solicitate; se recomandă utilizarea izotropiei valorilor de moduli ca urmare a gradului de subconsolidare a terenului de fundare și omogenității litologiei amplasamentului,
- la cota de fundare estimată, valoarea coeficientului de reacție  $k_v$  poate fi considerată pentru calcule preliminare în domeniul  $0.5 \div 1.0 \text{ daN/cm}^3$  iar cel pe orizontală  $80 \div 100\% k_v$  (ca urmare a izotropiei indusă de natura necoezivă a Orizontului 2) pentru situația unei fundări directe în stratul de material nisipos; modelarea interacțiunii teren structură se poate evalua considerând coeficienți de reacție / ml de teren de fundare; valorile recomandate pentru coeficientul de reacție sunt favorabile în situația realizării de lucrări de epuismen care să nu modifice în sens negativ indicii de structură a materialului; de asemenea se recomandă realizarea unui preradier prin injectarea materialului necoeziv de sub cota de fundare pe o adâncime cel puțin egală cu grosimea radierului,
- proiectarea lucrării de sprijin se va realiza utilizând valorile modulilor de deformare specifică în corelarea cu starea de efort geologic considerând izotropia valorilor ( $M/E_h$  versus  $M/E_v$ ) valabilă pentru starea de eforturi totale; modelarea interacțiunii teren structură va utiliza valorile coeficienților  $K$  (repaus, activ, pasiv) determinate în funcție de valorile unghiului de frecare internă; pentru modelarea terenului ca Mediu Winkler se va determina valoarea coeficientului  $k$  în funcție de domeniul de eforturi de referință pentru fiecare strat de calcul respectiv cotă de calcul.

Cu referire la Parametrii de Rezistență la Forfecare

- valorile parametrilor de rezistență la forfecare, pentru pământurile coezive, în condiții de solicitare CU și CD (bază de date) impuse în aparatul de forfecare directă cu deformare impusă și efort măsurat au valorile prezentate în Buletinele de Încercări de Referință și respectiv în prelucrarea datelor DPH, DPSH și SPT în Foraje (Bază de Date 2015),
- la valorile rezultate se vor aplica coeficienții de reducere conform normelor de proiectare în vigoare,
- funcție de situația de proiectare analizată se vor utiliza valorile din determinările CU sau CD (calcul la stări limită, calcule de stabilitate, calculul împingerii pământului asupra lucrărilor de sprijin provizorii sau definitive, etc.).

## 10. Recomandări cu privire la valorile parametrilor de deformabilitate de utilizat

Cu privire la parametrii de deformabilitate de utilizat în faza de dimensionare a lucrărilor de infrastructură se indică următoarele:

$G_0 = 10-28 \text{ MPa}$	deformații mici
$G_{ls} = E/2.5$	deformații mari
$G_{ss} = 2E = 5G_{ls}$	deformații mici
Comparație între moduli la deformații mici și mari	
Raport de Deformații	Raport de Rigiditate
$E_{0.01\%}/E_0$	$0.8 \div 0.9$
$E_{0.1\%}/E_0$	$0.4 \div 0.5$
$E_{1.0\%}/E_0$	$0.1 \div 0.2$

Modul Elastic, E	Scurtă Durată	Lungă Durată
Argilă Plastic Vârtoasă	30÷50MPa	15÷25MPa
Modul Elastic (Drenat / Nedrenat) derivat din rezultate SPT		
Argilă	$E' / N = 0.6 \div 0.7 \text{ MPa}$	$E_u / N = 1.0 - 1.2 \text{ MPa}$
Coeficientul lui Poisson, $\nu$		
	Scurtă Durată	Lungă Durată
$I_p < 30\%$	0.45	0.35
$I_p > 30\%$	0.45	0.40
Necoezive	0.27	0.27

Cu privire la parametrii de deformabilitate în condiții statice și dinamice se indică următoarele domenii de valori:

Natură teren	Modul de deformare liniară $E_s$ (kPa)	
	Static $E_s$	Dinamic $E_d$
Argilă vârtosă	8000÷20000 Recomandat 8000kPa	30000÷20000 Recomandat 30000kPa
Nisip Afânat	20000÷30000 Recomandat 2000kPa	40000÷60000 Recomandat 40000kPa
Nisip Îndesat	40000÷80000 Recomandat 40000kPa	120000÷240000 Recomandat 120000kPa
Pietriș	60000÷80000 Recomandat 60000kPa	180000÷240000 Recomandat 180000kPa

Coeficientul împingerii în stare de repaos,  $k_0$  (cazul pământurilor normal consolidate  $k_0 = 1 - \sin \phi'$ )

Coeficientul consolidării pe direcție verticală,  $c_v = k_v / (m_v \times \gamma_w)$

Pentru determinarea valorii coeficientului de consolidare pe direcție verticală se vor utiliza rezultatele încercărilor de compresiune în edometru pe probe prelevate de la cota estimată de fundare în adâncime (estimat >8.0m adâncime).

Pentru valoarea coeficientului de consolidare / permeabilitate pe direcție orizontală se poate considera  $c_h / k_h = (2 \div 10) c_v / k_v$  – se recomandă valoarea medie a domeniului de valori pentru raport.

Indicele de compresie pe direcție verticală,  $C_c$

Pentru determinarea valorii indicelui de compresie pe direcție verticală se recomandă aplicarea următoarelor relații de calcul:

Formula lui Skempton

$C_c = 0.0007 \times (w_L - 10)$  unde  $w_L$  este limita superioară a domeniului de plasticitate exprimată în %.

Formula lui Terzaghi și Peck

$C_c = 0.0009 \times (w_L - 10)$  unde  $w_L$  este limita superioară a domeniului de plasticitate exprimată în %.

Formula lui Azzouz

$C_c = 0.37 \times (e_0 + 0.003 \times w_L + 0.00004 \times w - 0.34)$  unde  $e_0$  este indicele porilor inițial (după decompresia stratului și începerea reîncărcării din structură) iar  $w_L$  este limita superioară a domeniului de plasticitate exprimată în %.

Formula lui Hough

$C_c = 0.3 \times (e_0 - 0.27)$  unde  $e_0$  este indicele porilor inițial.

Pentru calculul sistemului de epuismen se vor folosi datele rezultate din studii hidrogeologice de referință pentru zona analizată și anume

- pentru acviferul superior (Nisipurile și Pietrișurile de Colentina): coeficientul de permeabilitate are valoarea  $6.54 \times 10^{-1} \text{ m/s} \div 7.23 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ , coeficientul mediu de permeabilitate are valoarea  $3.51 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ,

- nivelul apei subterane în acviferul superior depinde de cantitatea de precipitații și de realimentarea din subteran,

- pentru acviferul inferior (Nisipurile de Mostiștea) coeficientul de permeabilitate are valoarea  $7.09 \times 10^{-5} \div 2.91 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ , coeficientul mediu de permeabilitate are valoarea  $1.78 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ; acviferul inferior este sub presiune cota piezometrică fiind ~ egală cu cea a nivelului acviferului de Colentina,

Cu privire la parametrii de deformabilitate (Coeficient / Resort de Rigiditate k) se recomandă

A.

utilizarea formulei (A. Vesic, 1961)

$$k'_s = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

unde

$E_s$  reprezintă modulul de elasticitate al terenului de fundare la cota de fundare în domeniul de eforturi normale în care “lucrează” terenul,

$E_f$  reprezintă modulul de elasticitate al materialului din care este realizată infrastructura,

B reprezintă latura “scurtă” / lățimea infrastructurii (de exemplu a fundației considerate),

$I_f$  reprezintă momentul de inerție al infrastructurii în planul acțiunilor de considerat,

$\mu$  reprezintă coeficientul lui Poisson considerat pentru stratul din stratificația de calcul considerată,

B.

utilizarea prelucrării datelor SPT în foraje și / sau a testelor DPSH – penetrare continuă (prelucrarea rezultatelor se va realiza conform NP122/2010).

Pentru analiza statică se recomandă pentru B/6 zona limitrofă infrastructurii să fie considerat 50% din valoarea k utilizată în modelare interacțiune teren structură. Pentru analiza dinamică se recomandă  $k_c = 2k_s$  (pământ coeziv) iar pentru zona limitrofă B/6 se va considera  $5 \times (2k_{static})$ .

Coeficientul împingerii în stare de repaos,  $k_0$  (cazul pământurilor normal consolidate  $k_0 = 1 - \sin \phi'$ )

- pentru probele prelevate se poate determina valoarea coeficientului  $k_0$  cu referire la valoarea unghiului de frecare internă obținut din încercarea de forfecare directă, rezultatele determinărilor SPTc (DPH), și rezultatele determinărilor TXK0CU (Bază de Date).

O sinteză a Datelor Geotehnice (Indici și Parametrii) de utilizat în Proiectarea Geotehnică cu referire la Interacțiunea Teren Structură este prezentată în continuare.



	Umplutura	Lut de Bucuresti	Nisip cu Pietris	Argila	Nisip Prafos	Argila	Nisip Fin	Argila	Nisip Mijlociu	Argila cu Concretii si Calcar Degradat
$\gamma_{nat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	19.7	20	20	20	20.5	20	20.5	20	20.5
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18.5	20	20.5	20	21	20.5	21	20.5	21	20.5
$E^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	10000	15000	30000	15000	30000	20000	35000	25000	45000	25000
$c^{ref}$ [kPa]	5	15	0	28	0	36	0	75	0	80
$\phi$ (°)	15	19	34	17	33	24	33	18	34	19
$G_0^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	40000	100000	250000	280000	250000	280000	250000	280000	250000	280000

Pentru calculul sistemului de epuismen se vor folosi datele rezultate din studiul hidrogeologic de referință pentru zona analizată (HGN Hydrogeologie GrnBH – Bază de Date). Analiza testelor de pompare realizate a condus la urmatoarele concluzii:

- pentru acviferul superior (Nisipurile și Pietrișurile de Colentina): coeficientul de permeabilitate are valoarea  $6.54 \times 10^{-1} \text{m/s} \div 7.23 \times 10^{-4} \text{m/s}$ , coeficientul mediu de permeabilitate are valoarea  $3.51 \times 10^{-4} \text{m/s}$ , denivelare semnificativă în forajele de monitorizare se observă la o rată de pompare de  $4 \div 5 \text{m}^3/\text{h}$  la o distanta de  $5.0 \div 10.0 \text{m}$ ;

- nivelul apei subterane în acviferul superior depinde de cantitatea de precipitații și de realimentarea din subteran;

- pentru acviferul inferior (Nisipurile de Mostiștea): coeficientul de permeabilitate are valoarea  $7.09 \times 10^{-5} \div 2.91 \times 10^{-4} \text{m/s}$ , coeficientul mediu de permeabilitate are valoarea  $1.78 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ; acviferul inferior este sub presiune cota piezometrica fiind ~ egală cu cea a nivelului acviferului de Colentina;

- ca informație cu caracter general se indică faptul că gradientul hidraulic pentru zona în analiză este de  $0.7 \div 0.8\%$  pentru acviferul superior și  $0.2 \div 0.3\%$  pentru acviferul inferior cu o direcție de curgere S-SV (informația este cu caracter general),

## 11. Concluzii și Recomandări

### 11.1. Adâncimea de fundare și tipul sistemului de fundare

Pentru Structura Existentă în Amplasamentul Esplanada Site se poate considera valoarea de  $0.5 \div 1.0 \text{m}$ . Fundarea este realizată pe Teren Natural Slab Coeziv (cu sau fără terasamente / umplutur „controlate”). Tipul Sistemului de Fundare este Radier.

Stabilirea Adâncimii de fundare pentru Structurile de realizat respectiv lucrările de consolidare / fundare se va realiza în baza criteriilor prezentate în NP112/2014 și anume:

#### 1. Criterii geotehnice, hidrogeologice și climatice

- adâncimea la care apare un strat de pământ cu capacitate portantă adecvată,

- nivelul (nivelurile) apei (apelor) subterane și presiunea apei (apa cu nivel liber, apa sub presiune) în corelare cu problemele care pot apare în timpul execuției sau în exploatare,

- mișcări posibile ale terenului și reduceri ale rezistenței stratului portant provocate de curgerea apei, de efectele climatice sau de lucrările de execuție,
- adâncimea până la care contracția și umflarea pământurilor argiloase datorate variațiilor climatice sezoniere pot induce mișcări apreciable ale fundației,
- adâncimea până la care se pot produce degradări prin îngheț.

2. Criteriul impus de Proiectul de Arhitectură prin care se indică cota utilă (cota  $\pm 0,00$  sau cota ultimului nivel subteran, după caz).

### 3. Criteriul Vecinătăți

- efectele excavațiilor și/sau a epuizamentelor generale asupra fundațiilor și clădirilor învecinate,
- excavații ulterioare prevăzute pentru utilități sau alte construcții.

Pe baza rezultatelor lucrărilor de prospectare geotehnică terenul de fundare în suprafață este reprezentat de pământurile Orizontul 1 de natură slab coezivă, cu trecere la Orizontul 2, în adâncime, reprezentat de pământuri necoezive, în stare de îndesare medie.

## 11.2. Presiune convențională de calcul – presiune acceptabilă

Preliminar valoarea presiunii convenționale de calcul (gruparea fundamentală) pentru fundare directă în Orizontul 1 este de  $\sim 200 \div 220 \text{ kPa}$  (cazul unui material slab coeziv, argilos prăfos, în stare de consistență plastic consistentă la plastic vârtoasă) această valoare fiind indicată de identificarea naturii terenului de fundare.

Din determinările de penetrare dinamică de tip DPSH/SPTc preliminar rezultă pentru condițiile de fundare din amplasament o presiune convențională de calcul de  $200 \div 220 \text{ kPa}$ . Ca urmare a analizării rezultatelor obținute se recomandă considerarea unei presiuni convenționale de calcul de  $215 \text{ kPa}$  (media valorilor obținute din prelucrarea rezultatelor determinărilor in situ și a celor de identificare a naturii granulometrice).

Valorile indicate pentru presiunea convențională de bază corespund unei fundații având lățimea tălpii  $B=1.0 \text{ m}$  și adâncimea de fundare față de nivelul terenului sistematizat  $D_f=2.0 \text{ m}$ . Pentru cazul structurilor de proiectat pentru stabilirea valorii presiunii acceptabile ca presiune convențională finală se vor efectua corecții de adâncime și lățime indicate în NP112/2014.

Modelarea interacțiunii teren – infrastructură se recomandă a se realiza considerând caracteristicile de deformabilitate și de rezistență ale stratului suport (teren de fundare). Notele de calcul vor considera variabilitatea stratificației indicată de Diagrama Bloc astfel încât, cel puțin din condiții geotehnice, să poată fi evaluate tasările diferențiate de referință pentru dimensionarea infrastructurii. Se recomandă modele de calcul care să considere pentru terenul de fundare parametrii  $E_{\text{încărcare}}$ ,  $E_{\text{descărcare}}$ ,  $\phi$ ,  $c$ ,  $v$  ( $K_0=f(\phi)$ ) aferenți forajelor realizate în amplasament.

Indiferent de soluția de Consolidare / Realizare a Infrastructurilor se vor prevedea sisteme de monitorizare a deformațiilor vecinătăților naturale; natura și volumul lucrărilor de monitorizare (instrumentare cu sisteme și etape de monitorizare) se vor stabili prin Proiect de Monitorizare.

### 11.3. Calculul la Stări Limită pentru Terenul de Fundare și Infrastructură

Sistemele de fundare ale structurilor de realizat vor fi verificate la grupările de acțiuni pentru situații de proiectare permanente sau tranzitorii respectiv pentru situațiile de proiectare seismice conform NP112/2014.

Grupările de acțiuni pentru situații de proiectare permanente sau tranzitorii (GF)	Grupările de acțiuni pentru situații de proiectare seismice (GS)
<b>Încărcare centrică (N)</b>	
$p_{\text{efectiv mediu}} = NF/A \leq p_{\text{convențional}}$	$p_{\text{efectiv mediu}} = NS/A \leq 1.2 p_{\text{convențional}}$
NF - încărcarea verticală de calcul din GF A - aria bazei fundației: $A = L \times B$	NS - încărcarea verticală de calcul din GS A - aria bazei fundației: $A = L \times B$
<b>Încărcare excentrică după o direcție (N, M)</b>	
$p_{\text{efectiv maxim}} \leq 1.2 p_{\text{convențional}}$	$p_{\text{efectiv maxim}} \leq 1.4 p_{\text{convențional}}$
$p_{\text{efectiv maxim}}$ se calculează în funcție de: NF; $e = MF/NF$ AC- aria comprimată a bazei fundației	$p_{\text{efectiv maxim}}$ se calculează în funcție de: NS; $e = MS/NS$ AC- aria comprimată a bazei fundației
<b>Încărcare excentrică oblică (N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>)</b>	
$p_{\text{efectiv maxim}} \leq 1.4 p_{\text{convențional}}$	$p_{\text{ef max}} \leq 1.6 p_{\text{convențional}}$
$p_{\text{efectiv maxim}}$ se calculează în funcție de: NF; $e_1 = MF; x/NF; e_2 = MF; y/NF$ AC- aria comprimată a bazei fundației	$p_{\text{efectiv maxim}}$ se calculează în funcție de: NS; $e_1 = MS; x/NS; e_2 = MS; y/NS$ AC- aria comprimată a bazei fundației

Din punct de vedere geotehnic, fundațiile trebuie proiectate, astfel încât să transmită la teren încărcările construcției, inclusiv cele din acțiuni seismice, asigurând îndeplinirea condițiilor privind verificarea terenului de fundare la stări limită ultime (SLU):

UPL	pierderea echilibrului structurii sau terenului provocată de subpresiunea apei (presiunea arhimedică) sau de alte acțiuni verticale.
HYD	cedarea hidraulică a terenului, eroziunea internă și eroziunea regresivă în teren, sub efectul gradientilor hidraulici.
STR	cedare internă sau deformația excesivă a structurii sau elementelor de structură, ca de exemplu fundațiile continue, radierele generale sau pereții de subsol, în care rezistența materialelor structurii contribuie semnificativ la asigurarea rezistenței.
GEO	cedarea sau deformația excesivă a terenului, în care rezistența pământurilor sau a rocilor contribuie în mod semnificativ la asigurarea rezistenței.

Calculul la Starea Limită de Exploatare (SLE) se realizează în baza condiției de verificare (conf. SR EN 1997-1:2004)  $Ed \leq Cd$

unde:

Ed valoarea de calcul a efectului unei acțiuni sau combinațiilor de acțiuni

Cd valoarea de calcul limită a efectului unei acțiuni sau combinațiilor de acțiuni

Valoarea de calcul limită a efectului unei acțiuni, de exemplu o anumită deplasare și/sau deformare a fundației sau a unor părți ale structurii de fundare este acea valoare pentru care se consideră atinsă în structură o stare limită de exploatare normală. Asupra acestei valori limită trebuie să se convină la proiectarea structurii suportate de teren.

Calculul la SLE comportă îndeplinirea condițiilor de verificare a următoarelor criterii principale:

1. Deplasări și/sau deformări: valorile de calcul limită pentru care se consideră atinsă în structură o stare limită de exploatare normală.
2. Încărcarea transmisă la teren: valoarea de calcul limită pentru care în pământ apar zone plastice cu extindere limitată (zona plastică este zona pe conturul și în interiorul căreia se îndeplinește condiția de rupere în pământ). Verificarea criteriului privind deplasările și / sau deformările

$\Delta_s \leq \bar{\Delta}_s$	sau	$\Delta_t \leq \bar{\Delta}_t$
$\Delta_s, \Delta_t$	deplasări sau deformări posibile	
$\bar{\Delta}_s$	valori limită ale deplasărilor fundațiilor și deformărilor structurilor, stabilite de proiectantul structurii	
$\bar{\Delta}_t$	valori limită ale deplasărilor fundațiilor și deformărilor structurilor admise din punct de vedere tehnologic, specificate de proiectantul tehnologic, în cazul construcțiilor cu restricții de deformări în exploatare normală	

Deplasări sau deformări posibile sunt definite în NP112/2014. Calculul tasărilor probabile ale terenului de fundare se efectuează în ipoteza comportării terenului de fundare ca un mediu liniar deformabil.

În calculul tasărilor probabile ale terenului de fundare trebuie luate în considerare:

- influența structurii existente în amplasament,
- supraîncărcarea terenului din imediata vecinătate a infrastructurilor de realizat.

În cazul în care verificările terenului de fundare la stări limită (SLU și SLE) pentru soluția de fundare directă nu sunt îndeplinite, sistemul de fundare va fi de tipul fundație de adâncime pe piloți. Capacitatea portantă a acestor elemente fișate va fi stabilită funcție de stratificația de calcul prezentată anterior și se va verifica prin încercări de probă.

#### 11.4. Condiții de fundare pentru platforme și drumuri

Terenul natural este reprezentat în principal de formațiunile coezive de suprafață constituite din argile prăfoase. Conform STAS 1709/2-90, acestea sunt considerate de tipul “P4/P5” și sunt “foarte sensibile” la acțiunea fenomenului de îngheț – dezgheț.

În cadrul perimetrului cercetat (conform celor menționate anterior) sunt prezente pământuri coezive – argile prăfoase la prafuri argiloase. Aceste tipuri de pământuri, interceptate în forajele geotehnice realizate adiacent traseului analizat, pot fi recomandate ca material de umplutură pentru viitoarele terasamente, încadrându-se (conform STAS 2914-84, nomograma Casagrande) la tipul “4b” care corespunde unor „pământuri coezive anorganice, cu compresibilitate mijlocie, umflare liberă redusă



sau medie, foarte sensibile la îngheț - dezgheț” – ce prezintă o calitate “mediocră” ca material pentru terasamente.

#### Stabilitatea terasamentelor

În conformitate cu prescripțiile STAS 2914-84, stabilitatea terasamentelor proiectate va fi asigurată prin:

- realizarea unui grad de compactare corespunzător, conform STAS 2914-84, tabel 2,
- măsuri de protejare / drenare, conform STAS 10796 / 1-77 și STAS 10796 / 2,3-79,
- realizarea unei capacități portante corespunzătoare și a stabilității terenului de fundare.

Conform STAS 1709/2-90, terenul natural pe care se înscrie amplasamentul prezintă la momentul actual condiții hidrologice “defavorabile”, întrucât scurgerea apelor de pe amplasament nu este asigurată (morfologie de platou) sau are pantă favorabilă producerii de fenomene de transport hidraulic.

Conform STAS 6054-77, harta cu “zonarea după adâncimea maximă de îngheț” precizează că, pentru zona din care face parte perimetrul cercetat, adâncimea de îngheț în terenul natural - “Z” este de 90cm.

Conform STAS 1709/1-90 ce include harta cu “repartiția după indicele de umiditate “Im” a tipurilor climatice” perimetrul cercetat se încadrează în tipul climatic “I” (moderat uscat), caracterizat de un indice de umiditate (Thorntwaite)  $Im < -20 \dots 0$ .

Valoarea indicelui de îngheț în sistemul rutier, reprezentând cele mai aspre 5 ierni dintr-o perioadă de 30 ani (conform STAS 1709/1-90), pentru sisteme rutiere nerigide (SRN), clasele de trafic mediu, ușor și foarte ușor este  $I_{mediu}^{5/30} < 400$  (°C x zile).

Conform STAS 1709/1-90 adâncimea de îngheț “Z” (în complexul rutier) are valoarea 60÷65cm, stabilită în funcție de indicele de îngheț precizat anterior (pentru SRN), tipul climatic “I”, condițiile hidrologice actuale considerate ca “defavorabile” și tipul pământului de fundație P4÷P5 (praf argilos în suprafață <1.2m cu trecere la argilă prăfoasă în adâncime >1.2m).

Sensibilitatea la îngheț a pământurilor conform STAS 1709/2-90, pentru pământurile coezive prăfoase argiloase nisipoase prezente la partea superioară a terenului de fundare și interceptate în foraje până la adâncimea maximă de investigare a acestora, încadrate la pământuri tip “P4 și P5” sunt “foarte sensibile la îngheț”.

Modulul de elasticitate dinamic al terenului de fundare de utilizat pentru dimensionarea sistemelor rutiere conform “Normativului pentru dimensionarea sistemelor rutiere suple și semirigide” (SRN) – PD 177-2001 are valoarea de calcul  $E_p = 70/70$  Mpa în funcție de regimul hidrologic și înălțimea de rambleu sau debleu.

Pentru dimensionarea structurilor rutiere rigide modulul de elasticitate dinamic al terenului de fundare avea valoarea de 46/46 MPa în funcție de regimul hidrologic și înălțimea de rambleu sau debleu.

În vederea utilizării pământurilor din amplasament la realizarea de terasamente, în special în cazul pământurilor coezive, se vor realiza teste de laborator geotehnic care să indice tipul de îmbunătățire de aplicat (liant, tehnologie de compactare, etc.).

Pentru lucrările de terasamente de realizat se vor stabili parametrii corespunzători de compactare (încercarea Proctor Normal sau Modificat) pe probe de materiale care efectiv vor fi folosite. Pe probele compactate la umiditatea optimă se vor determina parametrii mecanici specifici comportării sub efort de compresiune (compresibilitate), de forfecare (rezistență la forfecare) cu considerarea variațiilor de umiditate (sensibilitate la umezire); rezultatele obținute (modul de deformare, coeficient de reacție, presiune de umflare - opțional, permeabilitate, unghi de frecare internă și coeziune) vor fi utilizate în faza de proiectare a terasamentelor.

În vederea realizării unei compactări corespunzătoare se recomandă pentru tipurile uzuale de pământuri folosite în practică în corelare cu cele identificate în amplasament, limitele de încadrare (valori caracteristice) ale parametrilor de compactare pentru încercările Proctor conform STAS 1913 / 13 – 83 și literatură geotehnică de specialitate – baze de date.

Tip de pământ	$\rho_{d \text{ maxim}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$W_{\text{optim}} \text{ (}\%\text{)}$
Nisip argilos	1.85 – 1.90	8.0÷12.0
Nisip	1.80 – 1.85	9.0÷14.0
Argila nisipoasă	1.70 – 1.80	12.0÷18.0

## 11.5. Lucrări de excavații și terasamente

### 11.5.1. Aspecte generale

Săpăturile pentru realizarea excavațiilor (considerate deblee provizorii) se vor executa în uscat, la valori de pantă optime din punct de vedere al stabilității ținând cont de natura straturilor interceptate.

Ținând seama de comportarea taluzului excavației din amplasament panta taluzelor excavațiilor poate fi

- taluz vertical pe cel mult  $4c/\gamma \sim 2.0\text{m}$  pentru un  $F_s=2.0$ ,
- de maxim 2:1 cu considerarea de măsuri de protejare (folie de plastic, torcret).

Dimensionarea pantelor taluzurilor (de debleu / de rambleu) va trebuie să țină seama de

- parametrii rezistenței la forfecare specifici lucrării de dimensionat,
- geometria lucrării cu referire la eforturile verticale,
- efectul de decompresie laterală în cazul taluzurilor de excavații

și nu în ultimul rând de comportarea specială a materialului argilos prăfos din amplasament cu referire la sensibilitatea la variații de umiditate și Drum de Efort.

### 11.5.2. Săpăturile pentru fundații – măsuri tehnice menite să asigure comportarea normală a infrastructurii construcțiilor

Excedentul de pământ rezultat din excavații și mișcări de terasamente va fi îndepărtat din amplasament acesta putând fi utilizat ca material de umplutură în condițiile în care natura granulometrică o poate permite (încadrarea în normele de terasamente). Solul vegetal nu va fi utilizat ca material de umplutură (în terasamente) acestea trebuind să fie evacuat din amplasament.

Săpăturile pentru sistemele de fundare se vor putea efectua în taluz, numai dacă limitele de proprietate și amprenta construcției de realizat permit această soluție, la valori de pantă optime din punct de vedere al stabilității ținând cont de natura terenului interceptat de excavații.

Pentru excavații în taluz vertical se prevăd obligatoriu lucrări de sprijinire a taluzelor. Lucrările de sprijinire vor fi dimensionate în funcție de valoarea împingerii active a pământului (teren natural și suprasarcina la nivelul terenului natural ținând cont de presiune verticală și orizontală transmisă de traficul de șantier și eventual de structurile învecinate existente.

Lucrările de sprijinire / consolidare, în faza de realizare a lucrărilor de terasamente și de infrastructură în amplasament, indiferent de natura acestora, vor trebui monitorizate din punct de vedere al deformațiilor / eforturilor ce apar în acestea.

Tipul de monitorizare utilizat și procedura de monitorizare vor fi stabilite în faza de realizare a proiectelor aferente construcției de realizat (proiect de realizare lucrări de consolidare / drenare, proiect de realizare lucrări de excavații, proiect de epuismen / drenaj – dacă este cazul, etc.) și acestea vor fi incluse în programul de control din cadrul proiectului (faze determinante). Se recomandă implementarea unui Proiect de Monitorizare încă din faza de Proiectare.

La realizarea săpăturilor indiferent de scopul final al acestora sunt indicate a se lua următoarele măsuri:

- neprogramarea lucrărilor de săpături în perioadele de îngheț sau / și de ploi,
- în funcție de cotele reliefului (morfologia terenului viitoarelor platforme) se va organiza scurgerea gravitațională a apelor din precipitații în afara zonei excavate, operațiune care va trebui să fie însoțită de asigurarea unor lucrări auxiliare (canale, rigole, drenuri etc.) prin care să se împiedice afluxul de apă în interiorul săpăturilor,
- terenul de pe taluze și de pe baza săpăturilor va trebui ferit de orice tulburări (mecanice sau datorate factorilor climatici); în cazul unor eventuale înmuieri însemnate, uscări excesive (exfolieri), remanieri prin săpare, îngheț, etc. ale materialului coeziv natural vor trebuie înlăturate părțile afectate și înlocuite cu material local (material coeziv compactat sau chiar și cu beton slab),
- natura și starea terenului de la cota finală de fundare din săpături vor trebui examinate și avizate în comun de către Proiectant, Geotehnician, Constructor și Beneficiar, înainte de continuarea proiectului; în cazuri de neconcordanță se vor reanaliza condițiile de teren.

În graficul de execuției al lucrărilor (grafic din cadrul proiectului) se recomandă ca perioada aferentă lucrărilor de fundații să fie alocată lunilor mai – septembrie cu asigurarea continuității acestora.

Recomandarea va impune analizarea condițiilor meteorologice aferente perioadei estimate de execuție și a riscurilor generate de fenomene meteorologice excepționale de referință pentru zona geografică (schimbări climatice <http://www.meteoromania.ro/anm/>).

#### 11.5.3. Săpăturile pentru fundarea infrastructurilor căilor de comunicație

Săpăturile pentru fundarea drumurilor, platformelor tehnologice, vor necesita în primul rând evacuarea stratului vegetal, cu conținut organic și înlocuirea acestora cu terasament compactat pentru aducerea la cota din proiect.

Adâncimea acestor săpături va depinde de asigurarea înălțimii substratului de rezistență, în funcție de portanța necesară și conform prevederilor din specificațiile de specialitate care se referă la lucrările de drumuri.

La proiectare se va ține seama de adâncimea de îngheț. Suprafața săpăturilor generale se va compacta înainte de a se realiza primul strat rezistent sau înainte de executarea umpluturilor de completare până la nivelul bazei stratului rezistent.

#### 11.5.4. Condiții de realizare a umpluturilor din pământuri

Este recomandat ca toate umpluturile de pe șantier din vecinătatea fundațiilor să fie executate din material corespunzător, compactat în strate succesive de maxim 30cm. Compactarea se va efectua după caz prin compactoare mecanice portabile sau cu tehnologie adecvată. Pentru umpluturile de rezistență va fi necesară în prealabil stabilirea parametrilor corespunzători de compactare (încercarea Proctor modificat) pe probe de materiale care efectiv vor fi folosite pe șantier (balast, piatră spartă, nisip, materiale coezive). La realizarea umpluturilor nu va fi folosit materialul din stratul vegetal.

#### 11.5.5. Verificarea calității lucrărilor de fundații și umpluturi

Pe tot parcursul lucrărilor de săpături și umpluturi vor trebui urmărite și consemnate în scris starea respectiv calitatea terenului de fundare și parametrii referitor la umpluturi conform normelor tehnice în vigoare.

### 11.6. Încadrarea pământurilor în normele de terasamente

În conformitate cu instrucțiunile din “Indicatorul de Norme de Deviz comasate pentru lucrări de terasamente Ts/1995”, straturile de pământ întâlnite în săpături se vor încadra astfel:

Denumirea pământului	Categoriza de teren după modul de comportare la săpat		
	Manual	Mecanic	
	(cu lopată, cazma etc.)	Excavator	Buldozer
Umplutură – cărămidă și resturi vegetale (poziția 43: Pământ amestecat cu bolovani, piatră spartă sau alicărie	Foarte tare	III	II
Praf argilos, cafeniu, cu concreții și puncte manganoase, plastic vârtos (poziția 16: praf argilos - loess)	Mijlociu	II	II
Argilă prăfoasă, cafenie, cu zone nisipoase, plastic vârtosă la tare (poziția 22: argilă prăfoasă nisipoasă - lut)	Tare	I	I
Nisip fin la nisip mijlociu, cafeniu cenușiu la cafeniu gălbui, uniform la foarte uniform (nisip: poziția 24)	Tare	III	III

La verificarea calității execuției infrastructurii se va ține seama și de prevederile următoarelor reglementări tehnice:

- Normativ C169-88, pct. 5.10÷5.12 (Normativ pentru executarea lucrărilor de terasamente pentru realizarea fundațiilor construcțiilor civile și industriale),
- Normativ C56-85, caiet II , cap. 1, pct. 1.4÷1.6 (Normativ pentru verificarea calității și recepția lucrărilor de construcții și instalații aferente),
- Ghid GE 026-97 publicat în BC 5/1998 (Ghid pentru execuția compactării în plan orizontal și în plan înclinat),
- STAS 2914-84 – Lucrări de drumuri. Terasamente. Condiții tehnice generale de calitate,



- STAS 9850-89, tabel 2 (Verificarea compactării terasamentelor).

La atingerea cotei de fundare va fi solicitat Inginerul Geolog / Inginerul Geotehnician în vederea întocmirii Proceselor Verbale de Natură Teren la Cotă de Fundare respectiv a Proceselor Verbale de Lucrări Ascunse. Este recomandabil ca Lucrările de Infrastructură să fie executate sub Asistență Tehnică asigurată prin Colectiv de Inginerie Geotehnică (pentru Emitere PVR Natură Teren, PVR Lucrări Ascunse, Emitere Rapoarte Tehnice de Adaptarea Teren de Fundare la Structura de realizat) și de Unitate Specializată în Lucrări de Terasamente și Fundații Speciale.

Prezentul Raport Tehnic este valabil numai pentru Amplasamentul situat în Municipiul București, Sector 3, Bulevardul Mircea Vodă – Site Espalnada.

Colectiv de Elaborare Raport Tehnic,  
Conf. univ. dr. ing. Andrei Constantin Olteanu

Verificator Af,  
Conf. univ. dr. ing. Ernest Olinic

Ing. Cristina Tomșa, MSc.  
Evaluare Condiții HidroGeologice și Geotehnice  
Evaluare Risc Geotehnic Asociat

Andrei Vișan,  
Determinări in Situ și de Laborator Geotehnic  
(Foraje Geotehnice și Determinări de Penetrare Dinamică DPSH)

Sandu Panțuru,  
Determinări de Laborator Geotehnic  
(Evaluarea Natură Granulometrică și Indici de Stare și Structură)

București, 07 Decembrie 2018

## 12. Referințe

Harta Geologică 1:200000, nr. 42, Comitetul de Stat al Geologiei, Institutul Geologic, București, 1967.

Norme orientative de consumuri de resurse pe articole de deviz pentru lucrări de terasamente, "Ts", Matrix Rom București, 1995.

Colecție de standarde, Construcții, vol. II și III, Institutul Român de Standardizare și Editura Tehnică, 1996.

Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții, NP074/2014, Ministerul Dezvoltării, Lucrărilor Publice și Locuinței.

Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă NP 112/2011

Normativ pentru proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți NP 123/2011

Ghid privind modul de întocmire și verificare a documentațiilor geotehnice pentru construcții, GT 035/2002, Ministerul Lucrărilor Publice, Transporturilor și Locuinței, 2002.

SR EN ISO 14688-1, 2

Cercetări și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor. Partea 1: Identificare și descriere

Cercetări și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor. Partea 2: Principii pentru o clasificare