

Optimizarea soluțiilor și tehnologiilor folosite pentru execuția clădirilor înalte în condiții de apă freatică ridicată

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea Politehnica Timișoara
în domeniul Inginerie Civilă și Instalații
de către

Ing. Anda CRISTESCU (căs. KISS)

Președintele comisiei:
Conducător științific:
Referenți științifici:

prof.univ.dr.ing. Raul ZAHARIA
prof.univ.dr.ing. Teodor Eugen MAN
prof.univ.dr.ing. Marcela-Florina PRADA
prof.dr.ing. Ichinur OMER
prof.dr.ing. Marin MARIN

Ziua susținerii tezei: 27.10.2022

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|---|---|
| 1. Automatică | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 2. Chimie | 12. Ingineria Sistemelor |
| 3. Energetică | 13. Inginerie Energetică |
| 4. Inginerie Chimică | 14. Calculatoare și Tehnologia Informației |
| 5. Inginerie Civilă | 15. Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | 16. Inginerie și Management |
| 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații | 17. Arhitectură |
| 8. Inginerie Industrială | 18. Inginerie Civilă și Instalații |
| 9. Inginerie mecanică | 19. Inginerie Electronică, Telecomunicații și Tehnologii Informaționale |
| 10. Știința Calculatoarelor | |

Universitatea Politehnica Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul Școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2022

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității Politehnica Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300223 Timișoara, Bd. Vasile Pârvan 2B
Tel./fax 0256 404677
e-mail: editura@upt.ro

Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele la Departamentul de Hidrotehnică al Facultății de Construcții din cadrul Universității Politehnica Timișoara.

Țin să mulțumesc conducătorului de doctorat prof.univ.emerit dr.ing. Man Teodor Eugen pentru activitatea de coordonare a lucrării, pentru sfaturile acordate pe întreaga perioadă de elaborare a tezei, cât și pentru indicațiile referitoare la problemele abordate în diverse faze ale tezei.

De asemenea, mulțumiri se cuvin Comisiei de îndrumare formată din: prof. univ. dr. ing. Adrian CIUTINĂ, șef lucrări dr. ing. Robert BEILICCI, șef lucrări dr. ing. Octavian ROMAN și celor care m-au ajutat științific pe parcursul realizării tezei de doctorat.

Mulțumiri deosebite se cuvin soțului și părinților pentru înțelegerea, susținerea, sprijinul și încrederea acordate în toți anii de cercetare, fără încurajările cărora finalizarea acestei lucrări nu ar fi fost posibilă.

Mulțumesc de asemenea Comisiei de doctorat compusă din: prof.univ.dr.ing. Marcela-Florina PRADA, prof.dr.ing. Ichinur OMER pentru aprecierea tezei de doctorat și în mod special prof.dr.ing. Marin MARIN pentru îndrumarea și suportul tehnic pe care mi le-a acordat în perioadă de cercetare necesară finalizării tezei.

În final, mulțumesc echipei de pe șantierul ISHO cu care am colaborat zilnic pe perioada desfășurării lucrărilor de execuție și de la care am avut posibilitatea de a mă dezvolta pe plan profesional.

Timișoara, 10 2022

Ing. Anda CRISTESCU (KISS)

CRISTESCU (KISS), Anda

Optimizarea soluțiilor și tehnologiilor folosite pentru execuția clădirilor înalte în condiții de apă freatică ridicată

Teze de doctorat ale UPT, Seria X, Nr. YY, Editura Politehnica, 2022, 317 pagini, 237 figuri, 41 tabele

ISSN:

ISBN:

Cuvinte cheie: clădiri înalte, optimizare, fundații, piloți, epuziment, apă freatică, hidroizolații, drum, instalații

Rezumat: Datorită creșterii densității populației în marile orașe, specialiștii au fost nevoiți să rezolve problema aglomerărilor urbane prin găsirea soluțiilor care să permită ridicarea unor clădiri tot mai înalte și sigure, pe o suprafață construită la sol cât mai mică. În contextul actual, Uniunea Europeană pune accentul pe suprafețele verzi create, singura rezolvare posibilă fiind ridicarea pe verticală a construcțiilor. De aceea a apărut și necesitatea execuției blocurilor din ce în ce mai înalte și în marile orașe cum este Timișoara, o provocare atât pentru proiectanți, cât și pentru forța de muncă nevoită să se adapteze. Din acest motiv, lucrarea abordează tehnologia folosită pentru execuția primului bloc de 20 etaje din Timișoara, cea mai înaltă clădire de locuințe din oraș în acest moment. Soluția acestuia de fundare a fost comparată cu cea folosită la cea mai înaltă clădire din lume (Burj Khalifa), respectiv din România (Sky Tower). O particularitate deosebită în cazul blocului de 20 de etaje a reprezentat-o faptul că nivelul apei freactice a fost unul ridicat, blocul fiind realizat pe malul Begăi, motiv pentru care a fost obligatorie găsirea unei soluții de fundare viabile, cu costuri rezonabile. Aceasta a ținut cont de caracteristicile terenului de fundare. Studiul comparativ privind soluțiile tehnice de fundare care puteau fi folosite în cazul blocului de 20 de etaje, precum și calculul economic întocmit au confirmat faptul că execuția fundației în soluția propusă prin studiul geotehnic și implementată în șantier a reprezentat varianta optimă de fundare. S-a avut în vedere evacuarea apei printr-un sistem de epuziment pentru a realiza săpăturile în condiții de siguranță și nu s-a omis nici importanța hidroizolării elementelor de infrastructură. Elaborarea modelării hidraulice folosind aplicația PMWIN în urma căreia s-au studiat posibilitățile de amplasare a forajelor, numărul acestora, precum și debitele necesare a permis selectarea celei mai bune variante din punct de vedere tehnic și economic a sistemului de epuziment. Rezultatele obținute (care au reprodus condițiile de curgere a apelor subterane în concordanță cu studiile avute la dispoziție) au coincis cu cele din măsurătorile realizate în teren. Astfel s-a confirmat necesitatea utilizării unei modelări hidraulice pentru a optimiza un sistem de epuziment încă din momentul proiectării. O clădire cu un număr mare de locuitori implică și necesitatea rezolvării problemelor de circulație dintr-un oraș în continuă dezvoltare. În acest context, s-a prezentat soluția tehnică de realizare a porțiunii de drum din Inelul II de circulație al Timișoarei de lângă dezvoltarea ISHO, drum al cărui obiectiv a fost decongestionarea traficului din zonă, inclusiv pe cel de pe drumul european cu care se racordează. Conform normativelor în vigoare, orice clădire înaltă trebuie prevăzută cu un sistem automat de stingere a incendiului. Spre deosebire de alte situații, prezența Begăi în proximitate a avut un aport pozitiv, fiind o sursă inepuizabilă pe apă, motiv pentru care s-a găsit o soluție aparte pentru a rezolva acest aspect cât mai eficient. Astfel, prezenta teză ilustrează faptul că odată cu tendința în plină ascensiune de execuție a clădirilor înalte, a apărut și necesitatea optimizărilor pentru a obține clădiri funcționale pe întreaga lor durată de viață.

CUPRINS

Notații, abrevieri, acronime.....	12
Lista de tabele.....	14
Lista de figuri.....	16
1. Introducere și considerații generale.....	23
1.1. Evoluția regimului de înălțime al clădirilor.....	23
1.2. Cele mai înalte clădiri din lume.....	25
1.3. Cele mai înalte clădiri din România.....	31
1.4. Evoluția clădirilor în Timișoara.....	35
1.5. Obiectivele tezei.....	40
1.6. Concluzii parțiale.....	41
2. Aspecte generale referitoare la construcții, clădiri și structuri.....	42
2.1. Clasificarea construcțiilor; categorii de clădiri.....	42
2.1.1. Structura de rezistență a construcțiilor.....	42
2.1.2. Clasificarea construcțiilor.....	42
2.1.3. Categorii de clădiri și părțile lor componente.....	43
2.2. Sisteme structurale pentru clădiri înalte.....	44
2.2.1. Dezvoltarea sistemelor structurale.....	44
2.2.2. Scurt istoric.....	45
2.2.3. Tipuri de sisteme structurale.....	45
2.2.4. Clasificarea sistemelor structurale.....	47
2.3. Sistem structural caz particular ISHO.....	50
2.3.1. Indicatori globali ai investiției.....	50
2.3.2. Structura de rezistență.....	50
2.4. Etapele de turnare a elementelor din beton armat.....	51
2.4.1. Pregătirea lucrărilor.....	52
2.4.2. Montarea armăturilor.....	52
2.4.3. Verificarea și recepția lucrărilor de armare.....	53
2.4.4. Pregătirea turnării betonului	54
2.4.5. Stația de betoane.....	54
2.4.6. Prepararea și transportul betonului.....	54
2.4.7. Punerea în operă a betonului.....	55
2.4.8. Vibrarea betonului.....	56
2.4.9. Protejarea betonului după turnare.....	56
2.4.10. Rosturi de turnare.....	57
2.4.11. Examinarea și recepția lucrărilor din beton.....	57
3. Analiza amplasamentului ISHO și prezentarea sintetică a studiilor geotehnice.....	58
3.1. Studiu geotehnic caz particular ISHO.....	58
3.1.1. Introducere.....	58
3.1.2. Date generale.....	59
3.1.3. Cercetarea terenului, stratificația, caracteristici fizico-mecanice și fizice.....	60

3.1.4.	Apa subterană.....	80
3.1.5.	Concluzii și recomandări.....	81
3.2.	Studiu geotehnic de detaliu caz particular ISHO.....	83
3.2.1	Informații generale.....	83
3.2.2.	Date hidrogeologice, geologice și geomorfologice generale.....	84
3.2.3.	Condiții geotehnice de amplasament.....	85
3.2.3.1.	Adâncimea de îngheț.....	85
3.2.3.2.	Zonarea seismică.....	85
3.2.4.	Categoria geotehnică a amplasamentului analizat.....	87
3.2.5.	Investigațiile geotehnice realizate pentru întocmirea prezentului studiu geotehnic de detaliu.....	88
3.2.5.1.	Sondaje de penetrare statică cu con (CPT)..	88
3.2.5.2.	Încercări cu dilatometrul plat Marchetti echipat cu modulul seismic (SDMT).....	88
3.2.5.3.	Încercări cu dilatometrul plat Marchetti (DMT).....	89
3.2.6.	Rezultatele investigațiilor geotehnice realizate.....	90
3.2.6.1.	Descrierea stratificației.....	90
3.2.6.2.	Parametrii caracteristici ai terenului de fundare.....	91
3.2.7.	Recomandări și concluzii	92
3.2.8.	Considerații și observații finale.....	93
4.	Utilizarea sistemelor de epuizment pentru realizarea construcțiilor în terenuri cu nivel freatic ridicat - cazuri generale și caz particular ISHO.....	94
4.1.	Aspecte teoretice privind stabilirea soluției de epuizment.....	94
4.2.	Consecințele proiectării și executării incorecte a unui sistem de epuizment.....	95
4.3.	Conținutul unui proiect de epuizment.....	96
4.3.1.	Conținutul unui studiu hidrogeologic.....	97
4.3.2.	Conținutul unui studiu geotehnic.....	98
4.4.	Studiul de caz privind sistemul de epuizment realizat cu succes pentru proiectul ISHO Living din Timișoara.....	99
4.4.1.	Studiul hidrogeologic.....	99
4.4.1.1.	Caracteristicile hidrostructurii.....	100
4.4.1.2.	Testarea hidrodinamică.....	100
4.4.1.3.	Parametrii hidrogeologici.....	100
4.4.1.4.	Scheme de drenaj.....	101
4.4.2.	Studiul geotehnic.....	101
4.4.3.	Modelarea hidraulică a acviferului în zona de amplasament a fundațiilor clădirilor din complexul ISHO.....	101
4.4.3.1.	Aspecte teoretice.....	101
4.4.3.2.	Studiu de caz folosind programul PMWIN....	102
4.4.3.3.	Concluzii.....	114
4.4.4.	Amplasarea și execuția forajelor.....	115

4.4.5. Procedura de monitorizare și exploatare a epuizmentelor post execuție.....	117
4.4.5.1. Echipamentul folosit.....	117
4.4.5.2. Modul de supraveghere și control.....	120
4.4.5.3. Personal responsabil și procedura în caz de avarie.....	121
4.4.5.4. Amplasarea și reutilizarea forajelor.....	121
4.4.6. Fotografii din timpul montării epuizmentelor.....	121
4.4.7. Măsurători realizate (urmărirea nivelului apei subterane).....	126
5. Realizarea excavațiilor adânci în zone urbane.....	127
5.1. Factori de risc asociați cu execuția excavațiilor adânci.....	127
5.1.1. Factori de risc generați de terenul de fundare	127
5.1.2. Factori de risc generați de caracteristicile geometrice ale excavațiilor adânci.....	128
5.2. Influența excavației adânci asupra construcțiilor învecinate.....	128
5.3. Etapele de realizare a unei excavații adânci în zone urbane.....	128
5.4. Proiectarea excavației adânci – studiu de caz ISHO.....	129
5.4.1. Stabilirea adâncimii și a dimensiunilor excavației.....	129
5.4.1.1. Stabilirea adâncimii excavației.....	129
5.4.1.2. Stabilirea dimensiunilor în plan.....	129
5.4.2. Date referitoare la rețelele de utilități subterane.....	130
5.4.3. Stabilirea soluției de excavare.....	130
5.4.3.1. Excavații taluzate (nesprijinite).....	131
5.4.3.2. Excavații verticale (sprijinite).....	131
5.4.4. Stabilirea susținerilor.....	134
5.4.4.1. Susțineri exterioare cu ajutorul ancorajelor în teren.....	134
5.4.4.2. Susțineri interioare prin intermediul planșeelor din beton armat.....	134
5.4.4.3. Susțineri interioare prin șpraițuire.....	134
5.4.5. Procedee, tehnologii și materiale utilizate la stabilizarea terenurilor de fundare.....	135
5.5. Execuția excavației adânci – aspecte teoretice și prezentare studiu de caz ISHO.....	135
5.5.1. Execuția excavațiilor adânci.....	135
5.5.1.1. Concepte de bază	135
5.5.1.2. Amenajarea terenului.....	136
5.5.1.3. Lucrări pregătitoare începerii efective a lucrărilor.....	136
5.5.1.4. Trasarea pe teren.....	137
5.5.1.5. Execuția lucrărilor de săpătură.....	137
5.5.1.6. Depozitare, manipulare și transport.....	138
5.5.1.7. Execuția lucrărilor de terasamente pe timp friguros sau nefavorabil.....	138
5.5.2. Studiu de caz ISHO.....	138

5.5.2.1. Soluțiile adoptate pentru protejarea malurilor.....	138
5.5.2.2. Etapele excavației.....	139
5.5.2.3. Documentație fotografică.....	140
5.6. Lucrări de monitorizare ale excavației.....	141
6. Fundații.....	142
6.1. Noțiuni generale despre fundații.....	142
6.1.1. Sistemul structural.....	142
6.1.1.1. Descrierea sistemului structural.....	142
6.1.1.2. Cerințe privind proiectarea fundațiilor.....	143
6.1.1.3. Cerințe privind proiectarea substructurilor..	143
6.1.2. Caracteristicile terenului de fundare.....	143
6.1.3. Stabilirea tipului de fundație.....	144
6.1.3.1. Factorii care influențează stabilirea tipului de fundație.....	144
6.1.3.2. Reguli pentru stabilirea adâncimii de fundare minime.....	145
6.1.4. Materiale utilizate pentru fundații.....	146
6.1.5. Clasificarea fundațiilor.....	146
6.1.6. Solicitări transmise infrastructurilor.....	153
6.1.7. Stabilirea dimensiunilor bazei fundației.....	153
6.2. Caz particular ISHO – interacțiunea teren-structură și proiectare piloți.....	153
6.2.1. Interacțiunea teren-structură a sistemului de fundare	153
6.2.2. Sprijinirea berlineză. Deformații și eforturi.....	153
6.2.2.1. Condiții statice de solicitare.....	153
6.2.2.2. Condiții dinamice de solicitare.....	156
6.2.3. Decomprimarea terenului sub baza excavației generale.....	159
6.2.4. Excavația în taluz. Verificarea de stabilitate.....	159
6.2.5. Sistemul de fundare. Deformații și eforturi.....	161
6.2.6. Rigidități ale sistemului de fundare.....	163
6.2.7. Optimizarea soluției de fundare.....	165
6.3. Caz particular ISHO – execuție piloți.....	169
6.3.1. Materiale.....	169
6.3.2. Execuția piloților foraj de fundare de diametru mare..	170
6.3.2.1. Prevederi generale.....	170
6.3.2.2. Etapele tehnologice de execuție a piloților ..	172
6.3.3. Abateri limită față de cotele și dimensiunile indicate în proiect.....	174
6.4. Caz particular ISHO – documentație fotografică cu etapele de execuție a piloților.....	175
6.5. Caz particular ISHO – pilot de proba (raport de testare a integrității acestuia).....	189
6.5.1. Date generale.....	190

6.5.2.	Tema pentru încărcări.....	190
6.5.3.	Efectuarea încercărilor.....	190
6.5.3.1.	Lucrări preliminare încărcărilor de probă.....	190
6.5.3.2.	Execuția pilotului de probă și a piloților de ancoraj.....	191
6.5.3.3.	Realizarea încercării.....	191
6.5.4.	Mărci tensometrice.....	198
6.5.5.	Concluzii privind mărcile tensometrice.....	199
6.5.6.	Test pe pilotul de probă.....	202
6.5.7.	Plan armare pilot de probă.....	203
6.5.8.	Documentație fotografică realizare probă.....	205
6.6.	Caz particular ISHO – radier din beton armat.....	208
6.6.1.	Prezentarea lucrărilor premergătoare turnării radiatorului din beton armat.....	208
6.6.2.	Regulile respectate la betonarea radiatorului.....	210
6.6.3.	Resurse: materiale și utilaje.....	212
6.6.4.	Prescripții de calitate.....	213
6.6.5.	Plan armare radier.....	213
6.6.6.	Documentație fotografică.....	215
6.7.	Soluțiile de fundare a celor mai reprezentative clădiri înalte.....	230
6.7.1.	Studiu de caz Burj Khalifa	230
6.7.1.1.	Localizare și date generale.....	230
6.7.1.2.	Soluția de fundare adoptată.....	231
6.7.2.	Studiu de caz Sky Tower	232
6.7.2.1.	Localizare și date generale.....	232
6.7.2.2.	Soluția de fundare adoptată.....	232
6.8.	Concluzii privind sistemul de fundare al clădirilor înalte.....	235
7.	Importanța realizării lucrărilor de hidroizolații.....	236
7.1.	Hidroizolații pe elementele de infrastructură.....	236
7.1.1.	Hidroizolații la pardoseli, socluri, fundații.....	236
7.1.2.	Hidroizolații la subsoluri.....	236
7.2.	Hidroizolații pe elementele de suprastructură.....	237
7.3.	Prevederi și cerințe pentru hidroizolații.....	237
7.4.	Specificații particulare infrastructură.....	237
7.5.	Hidroizolații contra umidității pământului.....	238
7.5.1.	Hidroizolații contra apelor cu presiune.....	239
7.5.2.	Hidroizolații contra apelor fără presiune.....	239
7.6.	Hidroizolații la construcții subterane.....	239
7.7.	Condiții de execuție.....	240
7.8.	Verificări privind calitatea lucrărilor de hidroizolații.....	240
7.9.	Lucrări de întreținere a hidroizolațiilor.....	241
7.10.	Prevederi privind exploatarea	242
7.10.1.	Verificări periodice.....	242
7.10.2.	Lucrări de întreținere.....	242

7.11. Urmărirea comportării hidroizolației în timp.....	242
7.12. Caz particular ISHO: tipuri de hidroizolații utilizate la subsolul clădirii înaintea realizării umpluturilor.....	243
7.12.1. Hidroizolații temporare la elemente verticale.....	243
7.12.2. Hidroizolații permanente Armodillo la elemente verticale.....	244
7.12.3. Hidroizolații pentru fundații (radier) cu membrane VOLTEX.....	246
8. Descrierea inelului de incendiu exterior necesar funcționării clădirii A ISHO.....	251
8.1. Componenta sistemului de incendiu exterior.....	251
8.1.1. Priza de captare și conducta de transport apă din Bega la stația de pompare.....	251
8.1.2. Stația de pompare incendiu exterior	252
8.2. Săpături	252
8.2.1. Săpături cu pereți verticali sprijiniți.....	252
8.2.2. Săpături sub nivelul apei subterane.....	253
8.3. Epuizmente	253
8.3.1. Epuizmente directe.....	253
8.3.2. Epuizmente indirecte.....	253
8.4. Sprijiniri cu palplanșe metalice.....	254
8.4.1. Prevederi generale - palplanșe din oțel.....	254
8.4.2. Faze de execuție.....	254
8.4.3. Sudarea și tăierea elementelor din oțel.....	254
8.4.4. Înfingerea palplanșelor.....	255
8.4.5. Extragerea palplanșelor.....	256
8.4.6. Toleranța la instalare și verticalitate.....	256
8.4.7. Ancoraje, filate și spraițuri.....	257
8.4.8. Excavare, rableere, drenaj și epuizment.....	257
8.4.9. Manipularea și depozitarea palplanșelor.....	257
8.4.10. Etanșarea la apă a joantelor.....	257
8.4.11. Supraveghere și control	258
8.5. Reprezentare schematică.....	259
8.6. Documentație fotografică privind casa pompelor	263
9. Amenajări urbanistice pentru asigurarea funcționalității dezvoltării ISHO.....	268
9.1. Analiza amplasamentului.....	268
9.1.1. Date generale.....	268
9.1.2. Localizarea amplasamentului.....	269
9.1.3. Situația existentă.....	270
9.1.4. Clima și fenomenele specifice zonei.....	271
9.1.5. Geologia și hidrologia zonei.....	271
9.2. Analiza de trafic.....	273
9.3. Categoria de importanță a construcției.....	280
9.4. Lucrări rutiere.....	281

9.4.1. Lucrările rutiere realizate.....	281
9.4.2. Traseul proiectat plan.....	282
9.4.3. Traseul proiectat în profil longitudinal.....	285
9.4.4. Profilul transversal tip.....	286
9.4.5. Structura rutieră.....	286
9.5. Concept pod peste Bega.....	289
9.6. Concluzii.....	292
10. Monitorizarea geotehnică a construcției nou proiectate și a vecinătăților	294
10.1.Scopul urmăririi în timp a construcțiilor.....	294
10.2.Construcțiile învecinate.....	295
10.3.Categoria urmăririi comportării construcției în timp.....	295
10.3.1. Urmărirea curentă a construcției.....	295
10.3.2. Inspectare extinsă a construcției.....	296
10.4.Urmărirea efectivă a comportării construcției.....	296
10.4.1. Generalități.....	296
10.4.2. Urmărirea tasării construcției cu ajutorul metodelor topografice.....	296
10.4.2.1. Reperele de referință.....	297
10.4.2.2. Mărcile de tasare.....	297
10.4.3. Măsuratori înclinometrice.....	298
10.4.4. Urmărirea deformațiilor terenului de fundare cu ajutorul tasometrelor.....	298
10.4.5. Monitorizarea nivelului apei subterane.....	298
10.4.6. Efectuarea măsurărilor.....	299
10.4.6.1. Măsurători pe perioada de execuție a excavațiilor adânci și a structurii noii construcții	299
10.4.6.2. Monitorizarea eventualelor fisuri.....	300
10.4.6.3. Înregistrarea și prelucrarea observațiilor.....	301
10.5.Schiță amplasare lucrări de monitorizare geotehnică.....	301
10.6.Concluzii.....	302
11. Concluzii și contribuții personale.....	303
11.1.Concluzii generale.....	303
11.2.Contribuții personale.....	309
11.3.Propuneri de cercetări viitoare.....	313
Bibliografie.....	314

NOTAȚII, ABREVIERI, ACRONIME

LEED	Leadership in Energy and Environmental Design
PUCM	Pământuri cu umflări și contracții mari
CTA	Cota terenului amenajat
CTN	Cota terenului natural
P	Parter
E	Etaj
Er	Etaj retras
ag	Accelezația terenului pentru proiectare
Tc	Perioadă de control a spectrului de răspuns elastic pentru componenta orizontală a accelezației terenului
P.T.	Proiect tehnic
D.E	Detalii de execuție
PUZ	Plan urbanistic zonal
MLPTL	Ministrului lucrărilor publice, transporturilor și locuinței
PSI	Prevenirea și stingerea incendiilor
Af	Domeniul de atestare tehnico-profesională privind rezistența mecanică și stabilitatea masivelor de pământ
CTS	Cota terenului sistematizat
CTM	Cota Mării Negre
rMN	Cota raportată la nivelul Mării Negre
mdMN	Metri deasupra Mării Negre
mc	Metru cub
OB	Oțel beton
XC	Clasa de expunere a betonului pentru riscul de coroziune prin carbonatare
XF	Clasa de expunere a betonului pentru atacul din îngheț-dezghet
C25/30 , C30/37, C35/45	Clasa de rezistență la compresiune a betonului
S2	Clasa de consistență / tasare a betonului
P8	Gradul de impermeabilitate al betonului
Cl0.2	Conținutul de cloruri al unui beton
CEM	Tipul de ciment
A/C	Raport apă-ciment
DN300 mm	Diametrul nominal al conductei de 300 mm
SN	Clasa de rigiditate a conductei
D	Diametrul
l/s	Litru pe secundă

L	Lungime
I	Lățime
H	Înălțime
Ø	Diametru
dmax	Diametru maxim
REI	Rezistența la foc exprimată în minute
w	Umiditate naturală
IP	Indicele de plasticitate
IC	Indicele de consistență
Z	Adâncimea de îngheț în terenul de fundare
PP	Polipropilenă
$A_b^{\Phi 108}$	Aria de beton pentru pilotul cu diametrul de 108 cm
$A_b^{\Phi 90}$	Aria de beton pentru pilotul cu diametrul de 90 cm
$V_b^{\Phi 108}$	Volumul de beton pentru pilotul cu diametrul de 108 cm
$V_b^{\Phi 90}$	Volumul de beton pentru pilotul cu diametrul de 90 cm
$p \div$	Procentul de armare al pilotului
$N^{\Phi 108}$	Forța axială a pilotului cu diametrul de 108 cm
$N^{\Phi 90}$	Forța axială a pilotului cu diametrul de 90 cm

LISTA DE TABELE

Capitolul 1

Tabelul 1.1. Detalii tehnice Burj Khalifa (Emiratele Arabe Unite, Dubai) – 828 m

Capitolul 2

Tabelul 2.1. Clasele de importanță ale construcțiilor

Tabelul 2.2. Clasificarea clădirilor înalte pe regiuni în anul 1980

Tabelul 2.3. Structuri metalice folosite ca sisteme laterale pentru clădiri înalte

Tabelul 2.4. Abateri limită pentru diametre armătură

Capitolul 3

Tabelul 3.1. Stabilirea categoriei geotehnice

Tabelul 3.2. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F19

Tabelul 3.3. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F20

Tabelul 3.4. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F21

Tabelul 3.5. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F22

Tabelul 3.6. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHP1

Tabelul 3.7. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO2

Tabelul 3.8. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHP3

Tabelul 3.9. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO4

Tabelul 3.10. Clasificare PUCM

Tabelul 3.11. Adâncimea de prelevare a probelor de mediu (de pământ)

Tabelul 3.12. Adâncimi de prelevare a probelor de mediu (de apă)

Tabelul 3.13. Stabilirea categoriei geotehnice

Tabelul 3.14. Încercări de penetrare statică cu con (CPT)

Tabelul 3.15. Încercări cu dilatometrul plat Marchetti echipat cu modulul seismic (SDMT)

Tabelul 3.16. Încercări cu dilatometrul plat Marchetti (DMT)

Tabelul 3.17. Stratificația terenului

Tabelul 3.18. Valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici pentru o stratificație sintetică

Capitolul 4

Tabelul 4.1. Caracteristici foraje epuzizmente

Tabelul 4.2. Nivel hidrodinamic foraje – măsuratori personale

Capitolul 5

-

Capitolul 6

- Tabelul 6.1. Coordonatele piloților raportate la punctul 0 (0,0)
- Tabelul 6.2. Tabel înregistrări primare la încercare de compresiune – pilot test
Φ1080 mm nr. PP1
- Tabelul 6.3. Datele înregistrate de mărcile tensometrice
- Tabelul 6.4. Extras armare pilot de proba Φ1080

Capitolul 7

-

Capitolul 8

-

Capitolul 9

- Tabelul 9.1. Caracteristicile terenului de fundare zona ISHO
- Tabelul 9.2. Recensământ de trafic spre P-ța Ionel I. C. Brătianu
- Tabelul 9.3. Recensământ de trafic spre P-Badea Cârțan
- Tabelul 9.4. Recensământ de trafic spre str.Acad. Dimitrie Gusti
- Tabelul 9.5. Recensământ de trafic spre Râul Bega
- Tabelul 9.6. Recensământ de trafic spre str.Protopop Meletie Draghici
- Tabelul 9.7. Nivelul apreciat al influenței criteriului
- Tabelul 9.8. Bareme punctaj stabilire categorie de importanță
- Tabelul 9.9. Determinarea categoriei de importanță
- Tabelul 9.10. Coordonatele de trasare ale pichetiilor axei pe sectorul ISHO
- Tabelul 9.11. Trasarea elementelor proiectate în profil longitudinal
- Tabelul 9.12. Componența structurii rutiere

Capitolul 10

-

LISTA DE FIGURI

Capitolul 1

- Figura 1.1. Tendința de creștere în înălțime a clădirilor în lume
- Figura 1.2. Burj Khalifa, Dubai
- Figura 1.3. Shanghai Tower, China
- Figura 1.4. Abraj Al-Bait Clock Tower, Mecca
- Figura 1.5. Ping An Finance Centre, China
- Figura 1.6. Lotte World Tower, Coreea de Sud
- Figura 1.7. One World Trade Center, Statele Unite
- Figura 1.8. Guangzhou Chow Tai Fook Finance Centre, China
- Figura 1.9. Sky Tower, București
- Figura 1.10. Catedrala Mântuirii Neamului, București
- Figura 1.11. Turnul IFMA, București
- Figura 1.12. Complexul „Casa Scânteii”, București
- Figura 1.13. Palatul Parlamentului, București
- Figura 1.14. Catedrala Mitropolitană, Timișoara
- Figura 1.15. Complexul ISHO, Timișoara
- Figura 1.16. Riverside bloc D (proiect ISHO Living Timișoara)
- Figura 1.17. United Business Center 0, Timișoara
- Figura 1.18. Biserica Millennium, Timișoara
- Figura 1.19. Hotel Continental, Timișoara
- Figura 1.20. Ansamblul Openville, Timișoara

Capitolul 2

- Figura 2.1. Sistemul structural cu pereți din zidărie portantă
- Figura 2.2. Sistemul structural cu pereți de beton armat
- Figura 2.3. Sistemul structural în cadre
- Figura 2.4. Clasificarea sistemelor structurale pentru clădiri înalte (de Fazlur Khan)
– structuri metalice
- Figura 2.5. Clasificarea sistemelor structurale pentru clădiri înalte (de Fazlur Khan)
– structuri de beton armat
- Figura 2.6. Structuri exterioare
- Figura 2.7. Structuri interioare
- Figura 2.8. Sistem structural bloc 20 etaje

Capitolul 3

- Figura 3.1. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F19
- Figura 3.2. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F20
- Figura 3.3. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F21
- Figura 3.4. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F22
- Figura 3.5. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHP1
- Figura 3.6. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO2
- Figura 3.7. Stratificația amplasamentului din forajul I 4220-FHP3
- Figura 3.8. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO4
- Figura 3.9. Diagrama acviferului freatic

- Figura 3.10. Proportia pachetelor coezive și a orizonturilor nisipoase pentru cele 8 foraje executate
- Figura 3.11. Schiță de ansamblu și amplasarea investigațiilor geotehnice
- Figura 3.12. Adâncimi maxime de îngheț conform STAS 6054/77 pe teritoriul României
- Figura 3.13. Zonarea cutremurelor pe teritoriul României pentru intervalul mediu de recurență $IMR=225$ ani, cu valorile de vârf ale accelerației terenului, ag
- Figura 3.14. Zonarea spectrului de răspuns în termeni de perioadă de colț, TC, pe teritoriul României

Capitolul 4

- Figura 4.1. Studiul hidrogeologic
- Figura 4.2. Planul modelat al dezvoltării ISHO
- Figura 4.3. Curbele de nivel conform ridicării topografice
- Figura 4.4. Modelul discretizat
- Figura 4.5. Hidroizoipse – etapa inițială
- Figura 4.6. Modelul discretizat etapa de epuizment varianta 1
- Figura 4.7. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 1
- Figura 4.8. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 1
- Figura 4.9. Modelul discretizat etapa de epuizment varianta 2
- Figura 4.10. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 2
- Figura 4.11. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 2
- Figura 4.12. Modelul discretizat etapa de epuizment varianta 3
- Figura 4.13. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 3
- Figura 4.14. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 3
- Figura 4.15. Grafic calcul economic
- Figura 4.16. Diagrama de corelații între valorile modelate și cele măsurate în teren
- Figura 4.17. Amplasare foraje
- Figura 4.18. Ridicarea puțurilor pentru epuzimente
- Figura 4.19. Raza de acțiune a epuzimentelor
- Figura 4.20. Debitmetru cu precizie maximă $0,0001 \text{ m}^3$
- Figura 4.21. Pompa de apă murdară
- Figura 4.22. Filtrul de reținere a particulelor de nisip
- Figura 4.23. Con etalon de sedimentare a particulelor fine din apa extrasă
- Figura 4.24. Conul de sedimentare - Valoare 1,00 ml. - 1,80 gr.
- Figura 4.25. Tablou sistem de alarmă, tablouri electrice secundare
- Figura 4.26. Nivel freatic interceptat la cota -4.00
- Figura 4.27. Nivel freatic interceptat la cota -4.10
- Figura 4.28. Nivel freatic interceptat la cota -4.10
- Figura 4.29. Nivel freatic interceptat la cota -4.30
- Figura 4.30. Pregătirea realizării epuzimentelor
- Figura 4.31. Realizarea forajelor
- Figura 4.32. Introducerea tubulaturii din foraje
- Figura 4.33. Echiparea cu pompe
- Figura 4.34. Pomparea apei din epuziment

Capitolul 5

- Figura 5.1. Plan subsol
- Figura 5.2. Sprijinire berlineză, vedere în elevație
- Figura 5.3. Secțiune berlineză
- Figura 5.4. Plan excavație și trasare piloți clădirea A (cap 4.5)
- Figura 5.5. Sprijinire mal cu ajutorul berlinezei
- Figura 5.6. Realizare taluz cu pantă 1:1, protejat cu folie
- Figura 5.7. Turnarea betonului de egalizare după finalizarea protejării malurilor

Capitolul 6

- Figura 6.1. Componentele sistemului structural
- Figura 6.2. Pereții mulați
- Figura 6.3. Utilaj folosit pentru executia peretilor mulari
- Figura 6.4. Exemplu perete mulat finalizat
- Figura 6.5. Deplasarea orizontală a sprijinirii berlineze după turnarea plouturilor de beton de egalizare
- Figura 6.6. Diagrama înfășurătoare de momente încovoietoare (kNm/m) a profilelor HEA180 situate la interax 1,5 m ale sprijinirii berlineze după turnarea ploturilor de beton de egalizare
- Figura 6.7. Diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare (kN/m) a profilelor HEA180 situate la interax 1,5 m ale sprijinirii berlineze după turnarea ploturilor de beton de egalizare
- Figura 6.8. Diagrama de momente încovoietoare (kNm/m) rezultată în urma calculului pseudo-static a profilelor HEA180 pentru sprijinirea berlineză, situate la interax de 1,5 m
- Figura 6.9. Diagrama de forțe tăietoare (kN/m) a profilelor HEA180 situate la interax 1,5 m ale sprijinirii berlineze rezultată în urma calculului pseudo-static
- Figura 6.10. Deplasări verticale (decomprimare teren) în urma excavării la cota finală
- Figura 6.11. Suprafața potențială de pierdere a stabilității pentru taluzul cu pantă aproximativ 1:1
- Figura 6.12. Suprafața potențială de pierdere a stabilității pentru taluzul cu pantă aproximativ 1:1 în condiții seismice
- Figura 6.13. Tasarea terenului de fundare al radierului general sub încărcările din gruparea de lungă durată pentru structura Corpului A
- Figura 6.14. Presiunea efectivă transmisă terenului de către radierul general, rezultată din încărcările din gruparea de lungă durată pentru structura Corpului A
- Figura 6.15. Diagramele de eforturi axiale în piloții de fundare corespunzători structurii S+P+20E în gruparea de lungă durată
- Figura 6.16. Diagramele de eforturi axiale în piloții de fundare corespunzători structurii S+P+20E în gruparea fundamentală
- Figura 6.17. Plan excavație și trasare piloți
- Figura 6.18. Începerea lucrărilor de forare a piloților
- Figura 6.19. Forarea piloților
- Figura 6.20. Forarea piloților
- Figura 6.21. Finalizarea forării piloților
- Figura 6.22. Armături pregătite pentru sudare

- Figura 6.23. Îmbinarea carcaselor de armătură
- Figura 6.24. Sudarea carcaselor de armătură
- Figura 6.25. Introducerea Copex-ului pe armături pentru protejarea lor în momentul spargerii betonului contaminat
- Figura 6.26. Pregătirea introducerii carcaselor de armătură în foraj
- Figura 6.27. Introducerea carcaselor de armătură în foraj
- Figura 6.28. Carcasa de armătură introdusa în foraj
- Figura 6.29. Pregătirea turnării betonului în piloți
- Figura 6.30. Turnarea betonului în piloți
- Figura 6.31. Turnarea betonului în piloți
- Figura 6.32. Turnarea betonului în piloți
- Figura 6.33. Pregătirea suprafeței din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare
- Figura 6.34. Pregătirea suprafeței din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare
- Figura 6.35. Pregătirea suprafeței din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare
- Figura 6.36. Turnarea betonului de egalizare
- Figura 6.37. Turnarea betonului de egalizare
- Figura 6.38. Spargerea betonului contaminat
- Figura 6.39. Spargerea betonului contaminat
- Figura 6.40. Spargerea betonului contaminat
- Figura 6.41. Armătura rămasă după spargerea betonului contaminat
- Figura 6.42. Înălțurarea betonul spart de la capetele piloților
- Figura 6.43. Înălțurarea betonul spart de la capetele piloților
- Figura 6.44. Mustățile de armătură rămase după spargerea betonului contaminat al piloților
- Figura 6.45. Mustățile de armătură rămase după spargerea betonului contaminat al piloților
- Figura 6.46. Începerea armării radierului
- Figura 6.47. Evoluția în timp a sarcinii de încărcare Compresiune - Pilot test $\Phi 1080$ mm PP1
- Figura 6.48. Relația sarcină – tasare medie la compresiune (Pilot test $\Phi 1080$ mm PP1)
- Figura 6.49. Sarcină la compresiune – citiri comparatoare (Pilot test $\Phi 1080$ mm PP1)
- Figura 6.50. Vedere de sus ansamblu pilot – dispozitive de încercare
- Figura 6.51. Secțiune verticală ansamblu pilot – dispozitive de încercare
- Figura 6.52. Plan forare, armare și betonare pilot de probă
- Figura 6.53. Aducerea în șantier a probelor pentru realizarea testelor
- Figura 6.54. Sudarea virolelor pentru realizarea probelor
- Figura 6.55. Mărcile tensometrice
- Figura 6.56. Aplicarea tensiunii
- Figura 6.57. Aplicarea tensiunii
- Figura 6.58. Mărcile tensometrice
- Figura 6.59. Realizarea probelor
- Figura 6.60. Realizarea probelor

- Figura 6.61. Realizarea probelor
- Figura 6.62. Trepte turnare beton
- Figura 6.63. Plan armare radier
- Figura 6.64. Detaliu general armare radier
- Figura 6.65. Aplicare hidroizolație Voltex
- Figura 6.66. Aplicare hidroizolație Voltex
- Figura 6.67. Montarea armăturii inferioare a radierului pe o direcție
- Figura 6.68. Montarea armăturii inferioare a radierului și pe cea de-a doua direcție
- Figura 6.69. Legarea barelor independente de armătură pentru plasa superioară
- Figura 6.70. Legarea barelor independente de armătură pentru plasa superioară
- Figura 6.71. Legarea barelor independente de armătură pentru plasa superioară
- Figura 6.72. Finalizarea armaturii primului plot de radier
- Figura 6.73. Grosimea radierului pe zona S+4E+Er
- Figura 6.74. Rost de turnare
- Figura 6.75. Armarea plotului 2 de radier
- Figura 6.76. Armarea baselor
- Figura 6.77. Armarea baselor
- Figura 6.78. Armarea baselor
- Figura 6.79. Realizare verificări armătură
- Figura 6.80. Montarea instalațiilor în radier
- Figura 6.81. Montarea instalațiilor în radier
- Figura 6.82. Montarea elementelor verticale care ies din radier
- Figura 6.83. Montarea elementelor verticale care ies din radier
- Figura 6.84. Turnarea radierului – începerea turnării
- Figura 6.85. Turnarea radierului + pompa calată
- Figura 6.86. Turnarea radierului
- Figura 6.87. Turnarea și elicopterizarea radierului
- Figura 6.88. Placă turnată cu mustățile lăsate pentru elementele verticale de la subsol
- Figura 6.89. Placă turnată cu mustățile lăsate pentru elementele verticale de la subsol
- Figura 6.90. Placă turnată cu mustățile lăsate pentru elementele verticale de la subsol
- Figura 6.91. Montarea elementelor verticale de la subsol prin legarea carcaselor de armătură de mustățile lăsate din placă
- Figura 6.92. Montarea elementelor verticale de la subsol prin legarea carcaselor de armătură de mustățile lăsate din placă
- Figura 6.93. Elementele verticale de la subsol
- Figura 6.94. Cofrare și turnarea elemente verticale de la subsol și continuarea lucrărilor pe verticală
- Figura 6.95. Localizare clădire Burj Khalifa
- Figura 6.96. Plan fundație Burj Khalifa
- Figura 6.97. Detaliu fundație Burj Khalifa
- Figura 6.98. Localizare Sky Tower
- Figura 6.99. Fundație Sky Tower
- Figura 6.100. Sistemul top- down
- Figura 6.101. Execuția forajului
- Figura 6.102. Introducerea ancorei și injectare
- Figura 6.103. Tensionare

Capitolul 7

- Figura 7.1. Hidroizolație temporară
- Figura 7.2. Hidroizolație temporară
- Figura 7.3. Membrana Armodillo
- Figura 7.4. Montaj membrană Armodillo
- Figura 7.5. Realizare umpluturi perimetrare subsolului
- Figura 7.6. Compactare umpluturi lângă hidroizolație
- Figura 7.7. Pământul compactat de lângă subsol
- Figura 7.8. Instalarea membranei VOLTEX
- Figura 7.9. Impermeabilizarea pasivă vs activă
- Figura 7.10. Hidroizolație montată pe berlineză
- Figura 7.11. Finalizare montaj hidroizolație berlineză
- Figura 7.12. Hidroizolație radier
- Figura 7.13. Hidroizolație aplicată pe întreaga suprafață a radierului
- Figura 7.14. Aplicare hidroizolație radier casa pompelor
- Figura 7.15. Aplicare armătură peste hidroizolație
- Figura 7.16. Hidroizolarea piloților foraj

Capitolul 8

- Figura 8.1. Casa pompelor – marcată cu verde, alipită de clădirea A
- Figura 8.2. Vedere de sus
- Figura 8.3. Vedere în plan instalare echipamente
- Figura 8.4. Instalare echipamente secțiunea 1-1
- Figura 8.5. Secțiunea 1-1 și detaliul A
- Figura 8.6. Secțiunea 2-2
- Figura 8.7. Detaliul B și C
- Figura 8.8. Secțiunea 3-3
- Figura 8.9. Batere palplanșe pentru priza de captare
- Figura 8.10. Batere palplanșe pentru priza de captare
- Figura 8.11. Armare priză de captare
- Figura 8.12. Betonare priză de captare
- Figura 8.13. Subtraversare priză de captare – stație de pompare
- Figura 8.14. Batere palplanșe pentru stația de pompare
- Figura 8.15. Cofrare stație de pompe
- Figura 8.16. Armare+betonare stație de pompe
- Figura 8.17. Stația de pompe alipită clădirii A

Capitolul 9

- Figura 9.1. Plan încadrare Inell II de circulație in Municipiul Timișoara
- Figura 9.2. Plan de încadrare
- Figura 9.3. Studiu de circulație – PUZ
- Figura 9.4. PUZ propus
- Figura 9.5. Variația orară a traficului pe Bd. Take Ionescu
- Figura 9.6. Compoziția traficului pe tipuri de vehicule pe Bd. Take Ionescu
- Figura 9.7. Mobilitate propusă
- Figura 9.8. Marcare zone de record carosabil
- Figura 9.9. Profil Transversal Tip - zona ISHO
- Figura 9.10. Plan general

Figura 9.11. Pasarelă pentru pietoni și bicicliști

Figura 9.12. Structura rutieră pod propusă

Figura 9.13. Propunere configurație pod

Figura 9.14. Lucrări rutiere pod propuse

Figura 9.15. Elemente componente ale podului

Figura 9.16. Sistemalizare propusă

Figura 9.17. Direcții majore de circulație

Capitolul 10

Figura 10.1. Schiță amplasare lucrări de monitorizare geotehnică

1. INTRODUCERE ȘI CONSIDERAȚII GENERALE

1.1. Evoluția regimului de înălțime al clădirilor

În decursul istoriei au fost ridicate construcții care au rezistat trecerii timpului și care impresionează până în zilele noastre prin frumusețe și grandoare. Piramidele din Egipt sau Templul din Kailasa, India sunt doar câteva exemple de construcții ale căror dimensiuni și tehnici de realizare nu au fost descifrate în întregime nici în prezent.

Odată cu înflorirea economică și creșterea densității populației a apărut necesitatea utilizării cât mai eficiente a terenului existent. Apariția clădirilor înalte este rezultatul dezvoltării așezărilor urbane. Arhitecții au căutat soluții pentru a rezolva problema aglomerației, iar una dintre acestea a fost proiectarea clădirilor cu multe etaje, cu încadrarea în planul urbanistic al zonei și în contextul socio-cultural. Nu există o definiție unitară a conceptului de clădire înaltă. Un factor definitoriu în caracterizarea unei clădiri ca fiind înaltă este contextul urban: într-o așezare de mici dimensiuni, o clădire este înaltă și impozantă în raport cu construcțiile înconjurătoare, dar aceeași clădire este de înălțime medie dacă ar fi situată într-o localitate în care predomină construcțiile înalte. De asemenea, forma și proporțiile au un rol important în clasificarea unei clădiri. În acest moment, cele mai înalte clădiri sunt zgârie-norii, care se împart în superînalți - peste 300 de metri și mega înalți - peste 600 de metri. [4] Cu cei 830 m pe care îi măsoară, Burj Khalifa din Dubai este considerată cea mai înaltă clădire și ocupă locul întâi în lume.

Între cele două războaie mondiale (1918-1939) a apărut pentru prima dată ideea construirii blocului modern. Distrugerile masive datorate bombardamentelor au dus la necesitatea reconstruirii eficiente și rapide a orașelor, astfel încât viața socio-economică să revină la normal în cel mai scurt timp.

Francezul Charles-Édouard Jeanneret este considerat părintele blocului modern. Arhitect și urbanist, acesta a studiat ani de zile tehnicile de construcție ale clădirilor înalte și în anul 1947, la solicitarea oficialităților orașului Marsillia din sudul Franței, a realizat proiectul primului bloc modern cu o înălțime mai mare de zece etaje. Blocul este dispus pe 12 etaje cu 300 de apartamente identice, parterul are în componență o policlinică, o sală de sport, instituții de învățământ și spații pentru magazine, iar deasupra clădirii este o terasă cu grădină. Construcția a început în anul 1947, s-a finalizat în anul 1952 și reprezintă primul bloc modern cu o înălțime mai mare de zece etaje.

Tot între cele două războaie mondiale, pe continentul american, începe construcția clădirilor foarte înalte, care au fost denumite zgârie-nori. Dezvoltarea rapidă a orașului New York a dus la o creștere accelerată a preșurilor terenurilor, mai ales în zona centrală, și astfel, a apărut necesitatea dezvoltării pe verticală.

Progresele științei au făcut posibile dezvoltările în masă ale producțiilor de fier și oțel. Această revoluție tehnologică a permis ridicarea unor construcții cu structuri de rezistență formate din materiale foarte rezistente cum ar fi betonul armat, fierul și oțelul. La construcțiile realizate cu materialul clasic, zidăria trebuia să fie tot mai groasă cu fiecare nivel ridicat, ceea ce ducea la limitarea înălțimii. Apariția unor noi tehnici de fabricație (procesul Bessemer) a dus la producerea pe scară industrială a oțelului, care a înlocuit fierul deoarece era mai ușor, mai puternic și a permis

construirea unor clădiri foarte înalte. Utilizarea structurilor metalice în locul zidăriei clasice a reprezentat o transformare radicală în domeniul construcțiilor. [1]

Înălțimea medie a primelor o sută de clădiri din lume a crescut între anul 2000 și anul 2010 de la 297 m la 349 m, ajungând să depășească astăzi, la construcțiile finalizate, 800 m (figura 1.1.). O clădire înaltă înseamnă costuri uriașe și un volum foarte mare de munca. Un rol decisiv îl are proiectarea, care are obligația de a rezolva toate probleme arhitecturale și structurale întrucât viitoarea construcție trebuie să reziste la vânt puternic, cutremure și incendii. Totodată, designul clădirii trebuie să asigure eficiența maximă, să se încadreze în mod armonios în peisajul înconjurător și să fie reprezentativ pentru localitatea în care este ridicată. Clădirile înalte sunt un simbol al prosperității și dezvoltării socio-economice ale unei așezări urbane, un motiv de mândrie pentru locuitorii acesteia și în același timp o atracție turistică.

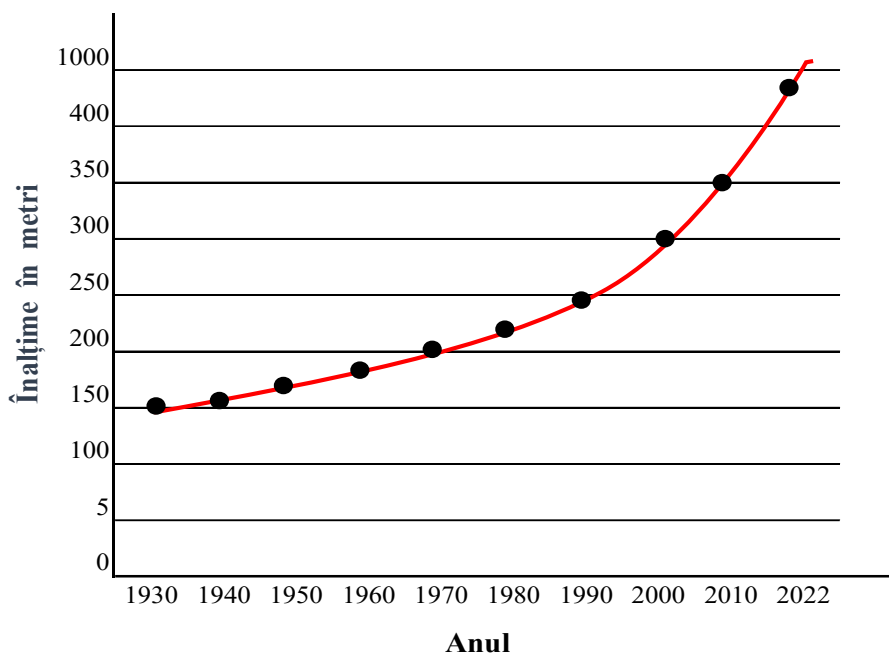


Figura 1.1. Tendința de creștere în înălțime a clădirilor în lume

Realizarea acestor structuri supraînalte a dus la necesitatea rezolvării deplasării în clădire deoarece scările nu mai reprezentau o tehnică viabilă. Simultan extinderii pe verticală s-au dezvoltat și tehnologiile pentru lifturi. Primul ascensor de persoane a fost instalat în Haughwout Departament Store din New York în anul 1857 și odată cu creșterea în înălțime a clădirilor, a apărut și nevoia de ascensoare din ce în ce mai performante. [9] Datorită numărului mare de niveluri, lifturile au ajuns să reprezinte una dintre cele importante părți din designul unei clădiri întrucât mai multe etaje înseamnă un procent mai mare de ocupare și pentru a scurta timpii de așteptare, este necesară o corelare a numărului de etaje cu numărul de lifturi.

Pe lângă stabilitatea structurală, arhitecții trebuiau să acorde o deosebită atenție și confortului și siguranței ocupanților. Apariția unor noi materiale de construcții rezistente la foc au rezolvat această problemă; astăzi clădirile sunt dotate

cu sisteme anti incendiu inteligente, care nu permit propagarea focului și limitează pagubele. În clădirile de birouri, confortul este creat cu ajutorul design-ului de interior întrucât sunt respectate principiile ergonomice care asigură o eficiență sporită și o atmosferă destinsă. Sunt construite inclusiv zone liniștite cu grădini interioare, care sunt amplasate în partea opusă a birourilor.

La clădirile cu funcționalitate mixtă, care sunt structurate în birouri și spații de locuit, parterul este întotdeauna public și este locul de legătură între persoane și clădire. Locuințele pot fi prevăzute doar până la un anumit etaj deoarece, odată cu avansarea în înălțime, construcția devine tot mai etanșă și locuirea devine incomodă.

În paralel cu apariția acestor construcții de gabarit impresionant s-au dezvoltat și alte componente tehnice: sticla termoizolantă, pompele de apă și aerul condiționat. De regulă, fațadele sunt realizate din sticla reflectantă, care protejează interiorul clădirii de acțiunea razelor soarelui și ajută la integrarea construcției în peisaj, oglindind și amplificând clădirile din vecinătate, cerul și alte elemente înconjurătoare.

Edificiul care își adjudecă primul loc în topul clădirilor construite cu metoda clasică de zidărie este Philadelphia's City Hall, clădirea primăriei din Philadelphia, Pennsylvania. Ea a fost proiectată de arhitectul scoțian John Mc Arthur Jr și ridicată în perioada 1871 - 1901. Clădirea are 167 metri și este susținută de o fundație de granit solid. Până în anul 1908, a fost considerată clădirea cea mai înaltă locuibilă din lume. În prezent, ea a rămas clădirea cu structura de zidărie cea mai înaltă din lume fără vreun cadru de oțel.

Tot în contextul armonizării zgârie-norilor cu mediul, compania japoneză Sumitomo a anunțat că va ridica în centrul orașului Tokyo cea mai înaltă clădire executată aproape în întregime din lemn. Construcția va avea o înălțime de 350 de metri și urmărește demararea unui proiect de anvergură care să conducă la execuția unor clădiri înalte făcute din lemn, ce au ca scop realizarea unui oraș ecologic și „transformarea urbei într-o pădure”. Este vorba despre un bloc de 70 de etaje executat din oțel și lemn, la care lemnul va reprezenta 90% din material. Proiectul pentru aceasta clădire a fost întocmit în Laboratorul de cercetare Tsukuba și urmărește rezolvarea tuturor problemelor pe care le presupune o zonă seismică. Construcția este prevăzută cu o structura tubulară care să asigure rezistența la cutremure și vânturi puternice. Va avea balcoane largi, o grădină pe acoperiș și spații deschise. În interior vor funcționa magazine, birouri, un hotel și unități rezidențiale. La final, edificiul va deveni clădirea cea mai înaltă din Japonia, cu structura din lemn cea mai înaltă la nivel mondial, detronând-o pe Brock Commons Tallwood House care are 60 de metri înălțime. [32]

1.2. Cele mai înalte clădiri din lume

Topul cu cele mai înalte clădiri din lume în momentul actual este:

1. Burj Khalifa (Emiratele Arabe Unite, Dubai) – 828 metri

Burj Khalifa (figura 1.2.) este considerată în acest moment cea mai înaltă clădire din lume. Situată în orașul Dubai, campionul construcțiilor înalte și scumpe, turnul a fost ridicat în 15 etape între anii 2004-2009, iar inaugurarea a avut loc în data de 4 ianuarie 2010. Costurile s-au ridicat la un miliard și jumătate de dolari, care se vor amortiza prin închirierea spațiilor la prețuri în concordanță cu investițiile. Cu 828 metri înălțime, depășește cu mai mult de 200 metri Abraj Al-Bait Clock Tower (Arabia Saudită, Mecca). Clădirea are în componență sedii de firme și locuințe rezidențiale, având 163 de etaje. Aceasta găzduiește inclusiv hotelul Armani; etajele

156-159 sunt alocate sistemelor de telecomunicații, iar la etajul 148 există o punte de observație. Cele 24.348 de ferestre sunt spălate cu ajutorul unor instalații montate în exterior deoarece curățarea manuală ar dura luni de zile. Detalii tehnice sunt ilustrate în tabelul 1.1. [3]



Figura 1.2. Burj Khalifa, Dubai

Tabelul 1.1. Detalii tehnice Burj Khalifa (Emiratele Arabe Unite, Dubai) – 828 metri

DETALII TEHNICE	
Inaltime	828.00 m
Inaltime la varf	830.00 m
Etaje	162
Subsoluri	2
Ascensoare	57
Aria construita	464.511 m ²
Locuri parcare	3000
Apartmente	900
Camere hotel	144
Durata constructiei	47 luni
Valoarea investitiei	663.163.000 €
Dezvoltator	<i>Emaar</i>
Arhitect	<i>Skidmore Owings & Merrill</i>
Structura	<i>Skidmore Owings & Merrill</i>
Instalatii	<i>ETA M&E</i>
Antreprenor general	<i>Samsung Engineering and Construction Arabtec Besix</i>
Sistemul structural	- nucleu hexagonal sprijinit de 3 contraforti dispusi la 120°, constituiti din peretii culoarelor - stalpi marginali antrenati printr-un sistem de 5 centuri dispuse in dreptul etajelor tehnice - retrageri care se fac "in spirala" si maresc rezistenta la vant
Plansee	- placi de beton armate pe doua directii cu grosimi intre 225 mm si 300 mm si deschideri de circa 9 m
Fundatia	- radier din beton armat de 3,7 m grosime, asezat pe 192 de piloti forati cu 1,5 m diametru si 43 m lungime.

O capodoperă a talentului arhitectural, este cea mai spectaculoasă clădire ridicată până în prezent, atât prin design, cât și prin tehnologiile utilizate în realizarea ei.

Burj Khalifa este un simbol, un mod de promovare al orașului, care va atrage în viitor și alte investiții în zona. Odată cu construirea Burj Khalifa a luat naștere o nouă categorie de clădiri, numite de arhitecți, superscraper (super zgârie-nori). La construcția fundației s-au utilizat amestecuri speciale de beton care să facă față presiunilor create de greutatea uriașei clădiri. Datorită condițiilor climaterice, cu temperaturi de peste 50 grade Celsius, turnarea s-a efectuat preponderent în timpul nopții.

2. Shanghai Tower (China, Shanghai) – 632 metri

Situată în districtul Pudong din Shanghai, clădirea *Shanghai Tower* (figura 1.3.) este un centru financiar și comercial internațional. Construcția a fost începută în 2008 și a devenit complet funcțională în 2017. Cele 128 de etaje sunt ocupate de birouri, camere de hotel, săli de conferințe și mall-uri.

Clădirea Shanghai Tower dispune de 5 etaje de subsol. Ea a fost construită pe un radier cu o grosime de 6 metri și o suprafață de 8945 metri pătrați. Acest radier reazemă pe 955 de piloți cu diametrul de 1 metru, împărțiți în 4 zone (zona A, B, C și D), dispuși la o distanță de 3 metri între ei. Piloții din zona A au fost executați cu o lungime de 56 metri, în timp ce în celelalte zone, aceștia au măsurat 52 metri. [27]

Turnul are o forma trapezoidală spre vârf și este dotat cu o caracteristică de control a aerului numită volum variabil de aer (VAV). Proiectat de firma americana de arhitectura Gensler, deține cea mai mare punte de observație din lume și este proprietatea orașului Shanghai.



Figura 1.3. Shanghai Tower, China

3. Abraj Al-Bait Clock Tower (Arabia Saudită, Mecca) – 601 metri

Clădirea Abraj Al-Bait Clock Tower (figura 1.4.) are 120 de etaje, la ultimul etaj funcționează un hotel și a fost inaugurată în anul 2012. Este renumită datorită locului în care este amplasată deoarece Mecca este cunoscută în întreaga lume drept locul nașterii lui Mohamed. Clădirea are cea mai mare amprentă la sol dintre zgârie-norii din lume, întinzându-se pe o suprafață de 34.794 m².

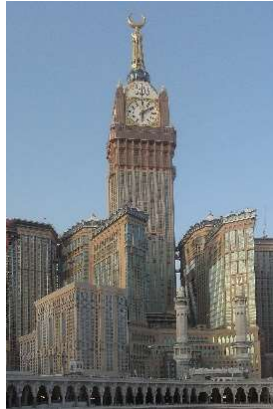


Figura 1.4. Abraj Al-Bait Clock Tower, Mecca

4. Ping An Finance Centre (China, Shenzhen) – 599 metri

Lucrările la această construcție au demarat în anul 2010 și s-au finalizat în 2017. Datorită unor neconformități, execuția a fost sistată în anul 2013 și reluată după rezolvarea acestora.

Inițial, proiectul prevedea montarea unei antene de 60 metri pe clădire din dorința de a depăși Shanghai Tower, dar s-a renunțat deoarece s-a ajuns la concluzia că ar obstrucționa transportul aerian. Turnul (figura 1.5.) are 116 etaje care găzduiesc spații de birouri, hoteluri, un centru comercial, un observator public la ultimul nivel și aparține Ping An Life Insurance.



Figura 1.5. Ping An Finance Centre, China

5. Lotte World Tower (Coreea de Sud, Seoul) – 555 metri

Pregătirile pentru ridicarea acestui turn (figura 1.6.) au durat treisprezece ani. Abia în anul 2010 autoritățile și-au dat acordul final pentru începerea lucrărilor, care s-au încheiat în decembrie 2016. Deschiderea oficială din aprilie 2017 a fost sărbătorită cu focuri de artificii.



Figura 1.6. Lotte World Tower, Coreea de Sud

Această clădire este formată din 123 de etaje supraterane și 6 etaje subterane. Situată în apropierea râului Han, ea are o funcționalitate mixta, spațiile fiind ocupate de magazine, birouri, locuințe, un hotel de lux și o punte de observație destinată publicului. Construcția are forma unui con cu laturi convexe, ușor curbate și este îmbrăcată în sticlă de culoarea ceramicii coreene. Acoperișul a fost proiectat astfel încât să reziste cutremurelor cu o magnitudine de până la 9^o pe scara Richter și unui vânt de până la 80 m/s.

Pentru a construi clădirea Lotte World Tower s-au folosit 108 piloți (cu diametrul de 1 metru și lungime de 30 de metri) și un radier cu o grosime de 6,5 metri și o lungime de 71,7 metri, menite să susțină sarcina verticală a turnului de 750.000 t. În fundație s-au folosit 4.200 tone de armatură și 80.000 tone de beton (5.300 de camioane cu beton gata preparat au fost turnate neîntrerupt timp de 30 de ore). [36]

6. One World Trade Center (Statele Unite ale Americii, New York) – 541metri

One World Trade Center (figura 1.7.) este amplasată pe locul turnurilor gemene World Trade Center care au fost doborâte în urma atacurilor teroriste din 11 septembrie 2001.



Figura 1.7. One World Trade Center, Statele Unite

Construcția a fost ridicată în perioada 2006-2014 și are 104 etaje. Nivelurile sunt ocupate de birouri ale diferitelor firme, iar etajele 91- 104 sunt etaje tehnice care adăpostesc instalații și echipamente electrice și mecanice. Pentru fundație s-au utilizat 310 m³ de beton, transportați cu aproximativ 40 de camioane. În vara anului 2006 s-a început pregătirea terenului pentru fundație, care a fost curățat prin detonare de explozibili, operație care a durat două luni. [6]

7. Tianjin CTF Finance Centre (China, Tianjin) – 530 metri

Început în 2013, turnul a fost inaugurat în 2019. Are o suprafață construită de 390.000 m², 97 de etaje, 4 etaje subterane și 81 de lifturi. Găzduiește birouri, apartamente de lux și un hotel. Clădirea a fost proiectată astfel încât să fie minimizată suprafața expusă la vânt, soare și umiditate. Fundația este alcătuită din radier și piloți. Fiecare pilot are o lungime de 71,2 metri și a fost proiectat ca să reziste la o capacitate portantă la compresie pe verticală de 12.700 kN. [37]

8. Guangzhou Chow Tai Fook Finance Centre (China, Guangzhou) – 530 metri

Cunoscută și sub numele de East Tower (figura 1.8.), face parte din complexul Guangzhou Twin Towers și a fost proiectată de firma WilkinsonEyre din Londra. Înaltă de 530 de metri, având 111 etaje, dispune de un mall "K11 Art Mall", 355 apartamente, 251 camere de hotel și 1705 de locuri în parcare subterană. Pentru deplasare sunt utilizate 95 de lifturi considerate cele mai rapide din lume. Clădirea a fost inaugurată în octombrie 2016 și aparține Chow Tai Fook Enterprises.



Figura 1.8. Guangzhou Chow Tai Fook Finance Centre, China

9. CITIC Tower (China, Beijing) – 528 metri

Turnul este un super zgârie-nori structurat în 108 etaje supraterane și 7 etaje subterane. Design-ul clădirii este inspirat de forma unui străvechi vas de vin chinezesc, ceea ce i-a și adus porecla de China Zun. Început în 2011 și finalizat în 2018, turnul are o funcționalitate mixtă: 60 de etaje spații de birouri, 20 de etaje apartamente de lux, 20 de etaje hotel, iar pe acoperiș este amenajată o grădină. Adâncimea gropii de fundație a Turnului Beijing CITIC a fost de 38 de metri, în unele locuri ajungând la 40 de metri, cu o placa de fundație măsurând 84 de metri lățime de la nord la sud și 136 de metri lungime de la est la vest. Pentru ca turnarea să se realizeze neîntrerupt, au fost folosite 200 de cisterne de beton și au fost organizați peste 2.000 de constructori să lucreze împreună. [20]

10. Taipei 101 (Taiwan, Taipei) – 509 metri

Apartine companiei Taipei Financial Center Corporation și este o clădire reprezentativă a Taiwanului. Așa cum reiese și din denumire, turnul are 101 etaje și este o îmbinare arhitecturală a tradiției asiatice cu progresul tehnologic. Are o destinație preponderent publică, conține un mall extins pe mai multe nivele, restaurante și birouri. Clădirea este sprijinită pe 380 de piloți îngropați la 78,85 metri, cu diametrul de 1,5 metri și au fost proiectați să suporte o sarcină de 1100-1450 de tone. [13]

Aspirațiile arhitecților de ridicare a clădirilor pe verticala sunt de nestăvilit. Concurența și ambiția constructorilor, a investitorilor, duc la apariția de noi zgârie-nori pe întreg mapamondul și implicit, la modificarea ierarhiilor. În Wuhan, capitala provinciei Hubei, China, se dorește construirea celei mai înalte clădiri din lume care va măsura un kilometru altitudine și va depăși recordul deținut de Burj Khalifa. Turnul va avea un "frate geamăn", mai mic în înălțime. Proiectul este realizat de o firmă americană și va trebui să îmbine tradiția chineză cu atenția față de mediu astfel încât, la final, să rezulte o construcție reprezentativă pentru Wuhan. Cele două clădiri numite Phoenix, vor avea culoarea roz, mai multe grădini suspendate și boilere pentru reciclarea gunoierului. Pe suprafața exterioară vor fi integrate sisteme pentru absorbția poluării. Turnurile vor adăposti cel mai înalt caleidoscop din lume alimentat de o turbină eoliană.

Într-un alt colț al lumii se profilează o nouă clădire care va ocupa locul întâi în concurența pentru supremație. Este vorba de turnul care se ridică în orașul saudit Jeddah și care va avea un kilometru în înălțime, cu 170 de metri mai mult decât rivalul Burj Khalifa. Cu o arhitectură aerodinamică în trei laturi, acoperite de 32 de mii de panouri de sticlă, Jeddah Tower va avea 252 de etaje și va găzdui apartamente rezidențiale, birouri și camere de hotel. Investiția totală se va ridica la 1,4 miliarde de dolari și se prognozează că va fi finalizată în anul 2030. Clădirea se dorește a fi un catalizator al investițiilor în zona. Până în prezent au fost terminate 26 de etaje. [39]

Turnul Merdeka 118, numit și Merdeka PNB 118 este situat în Kuala Lumpur, Malaezia. Cu o înălțime de 678,9 metri și 118 etaje, după finalizarea programată în acest an, va ocupa locul doi în topul celor mai înalte clădiri din lume. Arhitectura clădirii a fost concepută ca o recunoștință față de prim-ministrul Tunku Abdul Rahman, considerat părintele fondator al Malaeziei. S-a dorit imortalizarea gestului făcut de acesta în momentul proclamării independenței. Fațada are o formă unică, de diamant cu mai multe fațete. Specialiștii au utilizat un beton unic de înaltă performanță care a dus la scăderea substanțială a consumului de oțel, ceea ce a implicat reducerea costurilor și în același timp, a redus impactul asupra mediului. [30]

1.3. Cele mai înalte clădiri din România

În România, majoritatea clădirilor înalte au fost ridicare în perioada comunistă. Cultul personalității și grandomania au dus la apariția unor clădiri mamut, dar, în același timp, au demonstrat geniul arhitecților și inginerilor care au contribuit la realizarea lor.

După revoluție au apărut noi clădiri de birouri și lăcașe de cult, unele apreciate, altele contestate, dar toate au impresionat prin design și aspect.

Cele mai înalte construcții civile din țara noastră sunt prezentate în continuare. [35]

1. Sky Tower (București) - 137 metri

Floreasca City Center, complex situat în București (figura 1.9.) are în componența sa cea mai înaltă clădire din România, Sky Tower. Este destinată birourilor, având înălțimea de 137 metri și 37 de etaje și a fost inaugurată în anul 2012. Clădirea aparține Raiffeisen Property International, care a investit 100 milioane euro pentru ridicarea ei. Pentru a găsi disiparea optimă a elementelor de fundație, cu scopul de a minimiza deplasările verticale, s-a realizat modelarea numerică avansată a interacțiunii sol-structură. [38]



Figura 1.9. Sky Tower, București

2. Catedrala Mântuirii Neamului (București) - 120 metri

Catedrala Mântuirii Neamului (figura 1.10.) este considerată una între cele mai mari biserici ortodoxe din lume. Amplasată în București pe un teren situat pe Dealul Arsenalului, este a 2-a clădire cea mai înaltă din România. Aria construită la sol este de 13.668,5 metri pătrați, înălțimea este de 120 metri până la baza crucii de pe turla principală, iar stilul arhitectural este neobizantin. Pentru realizarea fundației s-a executat un radier cu o grosime de 4 metri, în zona grinzilor de fundare ajungând până la 6 metri, la care s-au folosit aproximativ 5000 tone de armătură și 25000 metri cubi de beton. Construcția a început în anul 2010. Până în acest moment a costat peste 110 milioane de euro, 80% fiind suportați de bugetul de stat. [31]



Figura 1.10. Catedrala Mântuirii Neamului, București

3. Turnul IFMA (București) - 114 metri (demolat)

Următoarea ca înălțime, Turnul IFMA (figura 1.11.) a măsurat 114 m. Situată tot în București, aceasta a dat din perioada comunistă, fiind dată în folosință în anul 1988.

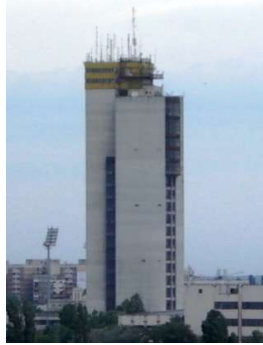


Figura 1.11. Turnul IFMA, București

A fost cea mai înaltă construcție industrială din Europa. Construită la directivele lui Nicolae Ceausescu, urma să fie utilizată pentru verificarea funcționării lifturilor care ar fi fost instalate în Casa Poporului. [34] Clădirea a fost demolată în anul 2020.

4. Bucharest Tower Center (București) - 106,3 metri

Bucharest Tower Center este o clădire de birouri cu o înălțime de 106,3 metri, amplasată în Piața Victoriei și care ocupa în prezent locul trei în ierarhia celor mai înalte clădiri din România. Construcția are 26 de etaje, a costat 56 milioane dolari și a fost proiectată de compania Westfourth Architecture. A fost inaugurată în anul 2007.

5. Complexul „Casa Scânteii” (București) - 104 metri

Complexul „Casa Scânteii” (figura 1.12.), cunoscut astăzi sub numele de Casa Presei Libere, a fost ridicat în perioada comunistă, între anii 1952 și 1957, după proiectul Universității Lomonosov din Moscova și modificat cu elemente de arta românească. Construcția este așezată pe o fundație de 72800 metri pătrați, beneficiază de 320000 metri pătrați suprafață construită și are o înălțime de 104 metri, fiind mult timp un simbol reprezentativ al Bucureștiului.



Figura 1.12. Complexul „Casa Scânteii”, București

6. Palatul Administrativ (Satu Mare) - 97 metri

Palatul Administrativ este o construcție în stil arhitectural brutalist, ridicată între 1972 și 1984, creație a arhitectului ieșean Nicolae Porumbescu. Are o înălțime totală de 97 m. Ea este alcătuită dintr-un turn principal și trei turnuri mai mici și reprezintă o clădire simbol; turnul principal este puntea de legătura dintre turnurile secundare și simbolizează cele trei grupuri etnice din Satu Mare: românii, ungurii și germanii. După stabilirea locației, constructorii s-au lovit de numeroase probleme deoarece terenul era nisipos și a trebuit consolidat. Abia după rezolvarea tuturor impedimentelor a început ridicarea construcției.

7. Complexul rezidențial Asmita Gardens (București) - 92 metri

Complexul rezidențial Asmita Gardens din București a fost inaugurat în anul 2009, este format din șapte blocuri-turn având în componență spații comerciale, spații de relaxare, locuințe și a costat 120 milioane euro. Turnurile au între 17 și 25 nivele, cu înălțimi între 66 și 92 de metri. Blocul T3 este cel mai înalt, la ultimul etaj al acestuia situându-se un apartament achiziționat cu 372000 euro, considerat apartamentul poziționat la cea mai mare înălțime din România. În vederea realizării acestor blocuri s-au folosit fundații tip radier din beton armat, cu grosimi între 1,5 – 2,0 metri, dispuse pe 225-277 piloți forajați din beton armat, cu adâncimi de aproximativ 18 m și diametru de 88-118 cm, în funcție de înălțimea clădirii. [29]

8. Catedrala Mitropolitană (Timișoara) - 90,5 metri

Catedrala Mitropolitană din Timișoara (un simbolul reprezentativ al orașului) este cel mai înalt edificiu religios după Catedrala Mântuirii Neamului și aparține Mitropoliei Banatului. A fost ridicată între anii 1936 – 1941, are o înălțime totală de 90,5 metri și este declarată monument de artă. Stilul arhitectural unic care îmbină arhitectura bizantină și moldovenească cu tradiția religioasă romană este opera arhitectului Ioan Traianescu. Catedrala are 11 turle, cel mai înalt având o înălțime de 83,7 metri, șapte clopote însumând 8000 kg confecționate dintr-un material adus din insulele Borneo și Sumatra, o lățime de 32 m și o lungime de 63 m. Datorită solului mlăștinos și a dimensiunilor construcției, lucrările de fundare au impus găsirea unor soluții tehnice speciale; fundația este formată dintr-o placă de dimensiuni impresionante din beton armat, care se sprijină pe 1000 piloți de beton armat, fixați la o adâncime de 20 metri în pământ. [28]

9. BRD Tower (București) - 87 metri

BRD Tower situat în Piața Victoriei București a fost dat în folosință în anul 2004; are înălțimea de 87 metri repartizați pe 19 etaje. Subsolul se desfășoară pe trei niveluri, prevăzute cu locuri de parcare. Proiectul aparține grupului francez VINCI și costurile totale s-au ridicat la 68 milioane dolari. Până la apariția în 2007 a Bucharest Tower Center, BRD Tower a fost în București cea mai înaltă clădire de birouri.

10. Palatul Parlamentului (București) - 86 metri

Casa Poporului sau Palatul Parlamentului (figura 1.13.) cum a fost numită inițial, este considerată clădirea administrativă cea mai mare pentru uz civil din lume. Având 330.000 metri pătrați suprafața desfășurată și o suprafața construită la sol de 66.000 metri pătrați, este a doua din lume după Pentagon și prima din Europa. Dimensiunile construcției sunt 270 metri x 240 metri, la suprafață are 86 metri înălțime distribuiți pe 9 nivele, iar subteran coboară 92 metri, tot pe 9 nivele. Stilul arhitectural este realist socialist.



Figura 1.13. Palatul Parlamentului din București

Pentru realizarea proiectului s-a organizat un concurs derulat pe mai mulți ani care a fost câștigat de arhitecta Anca Petrescu care, în calitate de arhitect șef, a coordonat o echipa formată din 700 de arhitecți. Șantierul a demarat în anul 1980. Clădirea a fost dată în folosință în 1997, dar nu este finalizată nici până astăzi. În decursul timpului au fost aduse o serie de modificări, mai ales în subteran, modificări care nu nici o legătură cu planul original. Costul final a fost estimat la 3 miliarde de euro.

11. Bucharest Financial Plaza (București) - 83 metri

Bucharest Financial Plaza are trei niveluri subterane utilizate ca parcare, 30000 metri pătrați suprafața, 18 etaje și o înălțime de 83 metri. Lucrările de construcție s-au derulat în perioada 1994-1997, sub îndrumarea francezului Bouyques și au totalizat un cost de 30 milioane euro. Cu exteriorul alcătuit din sticlă și granit, este prima construcție care găzduiește birouri de asemenea dimensiuni ridicată după revoluție.

1.4. Evoluția clădirilor în Timișoara

Situată la răscrucea drumurilor comerciale și militare, Castrum (Cetatea) Temesiense (1212) a fost obiectivul principal al luptelor dintre turci și austrieci. Timișoara s-a dezvoltat urbanistic începând cu sec. al XVIII-lea în jurul nucleului fortificat. Primul Plan Urbanistic a fost întocmit de arhitectul Ybl în anul 1895; atunci, cetatea devenea centrul orașului printr-un inel de circulație în jurul Cetății, legat de cartierele Fabric și Iosefin prin bulevarde largi. Trama stradală specifică Timișoarei are o structura radial - inelară. Bazându-se pe datele arhitectului Ybl, în anul 1913 a fost elaborat de serviciul tehnic al orașului un nou Plan Urbanistic, care a trasat trama stradală între cartierele mărginașe Mehala, Fabric și Iosefin și Cetate.

Realizarea primelor ridicări topografice utilizând metode moderne pentru cartierele Cetate și Iosefin au fost între anii 1901 - 1903, iar pentru cartierul Mehala, în anul 1911. Mai târziu, în perioada 1942 - 1946, ridicările topografice au fost refăcute pentru toate cartierele.

Între 1960 și 1989 au apărut primele clădiri de locuit înalte, sub forma unor ansambluri, situate în zone cu puține construcții. Structura urbană s-a creat în timp, ca rezultat al dezvoltării orașului. Punctul central a fost cetatea, în jurul căreia s-au format celelalte cartiere.

Astăzi, Timișoara, oraș european în plină dezvoltare, urmează tendința de expansiune pe verticala a marilor centre urbane, ca răspuns la problemele generate de aflusul crescut de persoane. Arhitectura orașului este o îmbinare a superbelor

clădiri istorice cu noile ansambluri, care se ridică datorită investitorilor privați și care aduc un plus de modernism locurilor.

1. Catedrala Mitropolitană - 90,5 metri

Catedrala Mitropolitană din Timișoara (figura 1.14.) este în acest moment cea mai înaltă construcție din Timișoara, măsurând 90,5 m. Până la ridicarea Catedralei Mântuirii în București, a fost cea mai înaltă biserică ortodoxă din România.

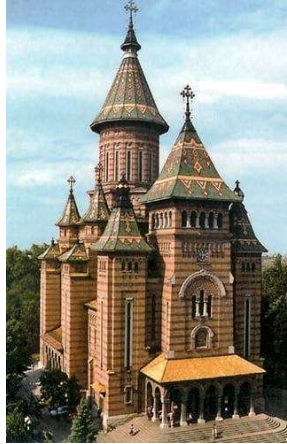


Figura 1.14. Catedrala Mitropolitana din Timișoara

2. ISHO Timișoara - 70 metri

ISHO (figura 1.15.) este un proiect complex în derulare, care propune o dezvoltare pe două părți: [65]

- O zona de office formată din clădiri de birouri (realizate în 3 etape), o parcare supraetajată și un hotel sub brandul Radisson Blu.
- O zona rezidențială, denumita ISHO Living, formată din 6 blocuri

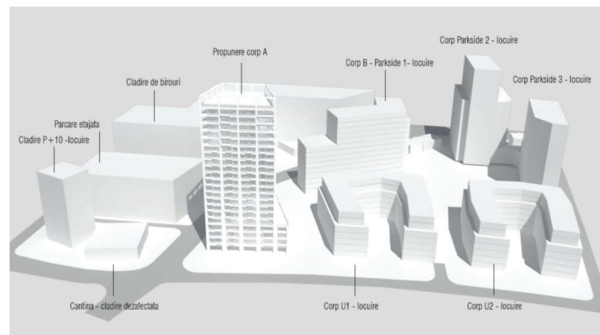


Figura 1.15. Complexul ISHO Timișoara

Desfășurat pe o suprafață de 5 hectare între bulevardul Take Ionescu și malul Begăi, în locul fostelor hale ale fabricii de textile ILSA, ansamblul va cuprinde în final o zona rezidențială cu 1200 de apartamente (cu 1-4 camere), primul hotel

internațional de top din Timișoara și birouri ultramoderne pe 50.000 de metri pătrați închiriabili în zona de office. Totodată, vor exista o varietate de funcțiuni conexe: spații comerciale, restaurante, cafenele, grădiniță, servicii medicale, zone de agrement (parc, piscina și sala de sport), inclusiv un spațiu cultural pentru evenimente și expoziții.

Ansamblul rezidențial are în componență șase blocuri cu următoarele regimuri de înălțime:

- două blocuri: S+P+ 6 etaje
- două blocuri: S+P+15 etaje
- două blocuri: S+P+20 etaje.

Întregul complex este conceput ca un tot unitar, iar după finalizarea în prima etapă a clădirilor menționate mai sus, există posibilitatea de a se mai ridica încă cel puțin două blocuri în vecinătate.

ISHO Riverside A, blocul de 20 de etaje situat pe malul Begăi, este în momentul de față cea mai înaltă clădire de locuit finalizată din Timișoara, având o înălțime totală de 70 metri (65 metri înălțimea maximă a clădirii la care se adaugă echipamentele și instalațiile de pe acoperișul tip terasă necirculabilă). [64] Totodată, clădirea deține cel mai înalt etaj practicabil.

Clădirea Riverside bloc D (figura 1.16.) cu o înălțime de S+P+20E, se întinde pe o suprafață construită de 1.549 metri pătrați și are o înălțime maximă la cornișă de +65,18 metri. Imobilul adăpostește la parter 4 spații de închiriat pentru comerț și servicii (cea mai mare suprafață ocupând-o magazinul Mega Image), iar la etajele superioare se află apartamente de locuit cu diferite suprafețe și dimensiuni. Clădirea este dotată cu o parcare subterană care are 106 locuri de parcare și boxe, 2 lifturi, 2 scări de evacuare în caz de incendiu. Ea a fost proiectată să respecte normativele în vigoare: suprafața minimă a camerelor de locuit 12 metri pătrați, suprafața minimă a bucătărilor închise 5 metri pătrați și înălțimea minimă etaj de 2,6 metri.



Figura 1.16. Riverside bloc D (proiect ISHO Living Timișoara)

3. United Business Center 3 – 68 metri

United Business Center 3 face parte din ansamblul Openville Timișoara și a fost finalizată în anul 2019. Are o înălțime de 68 metri, se desfășoară pe 15 niveluri și este cea mai modernă clădire de birouri din Timișoara. Construcția impresionează prin dimensiuni și design: fațadele sunt în totalitate de sticlă, ceea ce duce la valorificarea maximă a luminii naturale. Dotările tehnice sunt de ultima generație și urmăresc optimizarea funcționării, economisirea resurselor și a costurilor. În acest sens, a fost implementat sistemul Building Management System, care monitorizează echipamentele mecanice și electrice - echipamente de ventilație, iluminare, sistemele de energie, sistemele de incendiu și de securitate. Clădirea a obținut cea

mai înaltă certificare LEED - Platinum. În interior au fost amenajate spații verzi, în continuarea parcului Iulius Town care se întinde în proximitatea clădirii. Pentru angajații care utilizează ca mijloc de transport bicicleta, există băi dotate cu dușuri și au fost montate suporturi pentru a putea parca în siguranță biciclete. Acestea au fost realizate pentru a încuraja grija față de mediu, dar și pentru a descongestia traficul infernal de la orele de vârf.

În prezent se desfășoară lucrările de construcție pentru ridicarea United Business Center 0 (figura 1.17.), care va fi clădirea cea mai înaltă din România. Cu cei 155 metri înălțime și 27 de etaje, se dorește a fi cea mai modernă construcție din țara noastră. Demisolul și parterul vor găzdui magazine și restaurante, primul etaj va fi alocat sălilor de conferință, iar restul clădirii va adăposti birouri de firme. Spațiile sunt generoase, luminoase, fără coloane interioare, dotate cu tehnologii ultramoderne și soluții eficiente din punct de vedere energetic. Fațada integral din sticlă va oferi o priveliște spectaculoasă asupra orașului. Dimensiunile impresionante ale clădirii și structura mlăștinoasă specifică zonei au necesitat consolidarea terenului cu peste 280 de piloți forajați.

Concurența regimului de înălțime vine de la clădirea de birouri United Business Center 0 din cadrul Openville, care în momentul finalizării, va fi singura clădire mai înaltă decât ISHO Riverside A.



Figura 1.17. United Business Center 0, Timișoara

4. Biserica Millennium - 65,7 metri

Biserica Millennium (figura 1.18.) este un edificiu religios. Ea a fost ridicată în perioada 1896-1901 și este creația arhitectului maghiar Lajos János Mihály Ybl.



Figura 1.18. Biserica Millennium, Timișoara

Are două turnuri de 65 metri, o cupolă de 45 metri și o înălțime totală de 65,7 metri. Stilul arhitectural este neoroman. Construcția a fost sfințită în anul 1901. [33]

5. Hotelul Continental – 59 metri

Hotelul Continental (figura 1.19.) este o clădire simbol a orașului. Finalizată în 1971, este opera arhitectului Gheorghe Gârleanu și s-a dorit a fi un reper urban al zonei. Clădirea are o înălțime de 59 metri, un regim de înălțime S+P+M+12+Er, iar stilul arhitectural este modernist purist. În anul 1975 a avut loc o lucrare de extindere în care au fost incluse și curtea pentru aprovizionare și terasa din spate (care ulterior, datorita nevoii de spațiu, a fost închisă). La începutul anilor 2000, clădirea a fost supusă unor ample procese de reabilitare care au implicat modificări substanțiale ale design-ului interior.



Figura 1.19. Hotel Continental, Timișoara

Următoarele construcții, în ordinea înălțimii, fac parte din ansamblul Openville Timișoara. Complexul Openville (figura 1.20.) este cel mai mare complex office din această parte a țării și cuprinde clădiri care găzduiesc magazine, săli de conferințe, locuri de agrement, birouri și înglobează actualul Iulius Mall. Clădirile de birouri sunt reunite sub brandul United Business Center (UBC). Întregul ansamblu este susținut de Atterbury Europe și compania Iulius și depășește 220 milioane euro.



Figura 1.20. Ansamblul Openville Timișoara

6. United Business Center 2 - 54 metri

United Business Center 2 este prima construcție finalizată la începutul anului 2017. Are o înălțime de 54 metri și 12 etaj.

7. United Business Center 1 - 52 metri

A doua clădire, United Business Center 1, care se înscrie în parametrii arhitecturali și tehnici ce caracterizează întregul complex, a fost finalizată în anul 2017. Cu o înălțime de 52 metri și 12 etaje, construcția a fost ridicată cu respectarea principiilor pentru clădiri verzi și beneficiază de certificare LEED. Forma triunghiulară îi conferă unicitate și o evidențiază în peisajul complexului.

8. Fructus Plaza – 50 metri

Fructus Plaza este o clădire cu funcționalitate mixtă, care are în componență birouri, spații comerciale și locuințe. La ridicarea construcției au fost folosite materiale de ultimă generație. S-a acordat o deosebită atenție izolării termice și fonice. Clădirea are 50 de metri înălțime, 14 etaje, 102 locuri auto situate în cele două etaje subterane și cinci ascensoare. Costurile s-au ridicat la 25 milioane de euro și a fost inaugurată în anul 2012.

1.5. Obiectivele tezei

Lucrarea dorește să trateze problemele actuale apărute ca urmare a creșterii densității populației și necesitatea unei locuințe, respectiv a unui spațiu de lucru, în contextul aglomerărilor urbane. Spațiul limitat din zonele urbane spre care migrează din ce în ce mai mult populația a ambiționat arhitecții și totodată structuriștii să găsească soluții pentru a maximiza suprafețele create pe o amprenta la sol cât mai mică. Realizarea clădirilor din ce în ce mai înalte, fiind un domeniu nou care se dezvoltă continuu, necesită găsirea unor soluții particulare și extreme pentru realizarea fundațiilor și a scheletului clădirii, soluții care diferă în funcție de condițiile de teren. Cea mai mare provocare a inginerilor o reprezintă găsirea unor soluții de fundare optime și sigure, cu costuri care să se încadreze în buget.

Lucrarea de cercetare abordează soluția de fundare a clădirii de 20 de etaje din ansamblul de locuințe ISHO Living din Timișoara, cea mai înaltă clădire rezidențială în momentul actual din Timișoara. Găsirea unei soluții optime de fundare pentru această clădire a necesitat o atenție deosebită întrucât se află pe malul Begăi, iar nivelul apei subterane este unul ridicat. S-a ținut cont ca lucrările să fie realizate în condiții de siguranță, nivelul freatic fiind permanent monitorizat și controlat cu ajutorul epuizmentelor. Lucrarea de cercetare are următoarele obiective: prezentarea evoluției clădirilor înalte din lume și din România, analiza amplasamentului prin studii de teren (descrierea rezultatelor investigațiilor geotehnice realizate în situ), prezentarea necesității utilizării sistemelor de epuizment și modul în care se poate optimiza un sistem, descrierea etapelor de realizare a excavațiilor adânci, identificarea tipurilor de fundații existente, analizarea soluției de fundare a blocului de 20 de etaje din Timișoara împreună cu tehnologia de execuție, prezentarea importanței realizării lucrărilor de hidroizolații, tipurile și aplicabilitatea lor, identificarea sistemelor structurale folosite în prezent în construcții și la blocul de 20 de etaje, descrierea soluției utilizate în execuția inelului de incendiu obligatoriu a fi realizat pentru darea în folosință a blocului A, explicarea

necesității realizării porțiunii din drumul Inel II aflat lângă dezvoltarea ISHO, precum și prezentarea urmăririi în timp a construcției, acțiune obligatorie pentru a asigura funcționarea acesteia.

1.6. Concluzii parțiale

Construcția clădirilor înalte a crescut exponențial în ultimele decenii. Problemele tehnice întâmpinate pentru a ridica aceste mega-structuri au obligat arhitecții și inginerii să descopere soluții inovative, care să rezolve toate problemele apărute în derularea proiectelor de o asemenea anvergură.

După continentul american, care a fost pionierul zgârie-norilor, Asia și Golfii au trecut pe primul loc în ridicarea acestor clădiri, ca urmare a investițiilor create în zona.

Modul în care sunt concepute și realizate clădirile înalte în zilele noastre s-a modificat semnificativ; în acest moment, se ține cont în mod primordial de impactul lor față de oraș, față de vecinătăți și de atragerea de investiții în zona. Specialiștii urmăresc eficientizarea la maxim a acestor tipuri de construcții astfel încât să fie cât mai sustenabile din punct de vedere economic și să fie funcționale.

Cele mai înalte 3 clădiri din lume în acest moment sunt:

- Burj Khalifa (Emiratele Arabe Unite, Dubai) - 828 metri (2010)
- Shanghai Tower (China, Shanghai) - 632 metri (2015)
- Abraj Al-Bait Clock Tower (Arabia Saudită, Mecca) - 601 metri (2012)

Cele mai înalte 3 clădiri din România în acest moment sunt:

- Sky Tower (București) - 137 metri (2012)
- Catedrala Mântuirii Neamului (București) - 120 metri (2018)
- Bucharest Tower Center (București) - 106,3 metri (2007)

Cele mai înalte 3 clădiri din Timișoara finalizate în acest moment sunt:

- Catedrala Mitropolitană - 90,5 metri (1941)
- ISHO Riverside A - 70 metri (2021)
- United Business Center 3 - 68 metri (2019)

Tehnologiile și materialele inovative rezultate în urma cercetărilor științifice întreprinse pe plan mondial au dus la o accelerare a dinamicii clădirilor înalte. Acesta este motivul pentru care toate ierarhiile, odată cu finalizarea construcțiilor, se modifică în permanentă.

În țara noastră, creșterea densității populației în zonele urbane a condus la necesitatea dezvoltării pe verticală. Odată cu dezvoltarea economică, arhitecții din marile orașe au fost obligați să găsească soluții pentru a rezolva, măcar parțial, problema aglomerației care afectează în mod negativ activitățile cotidiene. Un rol determinant în acest sens îl au investițiile private, motorul dezvoltării acestui sector, care aduc beneficii uriașe întregii economii așa cum este și cazul dezvoltării ISHO Riverside A.

2. ASPECTE GENERALE REFERITOARE LA CONSTRUCȚII, CLĂDIRI ȘI STRUCTURI

2.1. Clasificarea construcțiilor; categorii de clădiri

2.1.1. Structura de rezistență a construcțiilor

Structura de rezistență constituie componenta principală a unei construcții (întrucât aceasta asigură rezistența și stabilitatea de ansamblu a acesteia). Principalele componente ale structurii de rezistență sunt infrastructura, respectiv suprastructura.

Alegerea unui tip de structură pentru construcțiile civile este un proces complex, influențat de următorii factori: regimul de înălțime al clădirilor, destinație, condițiile de amplasament, tehnologia de execuție, materialele utilizate, indicatorii tehnico-economici.

2.1.2. Clasificarea construcțiilor

Durabilitatea se caracterizează prin durata în timp de funcționare a principalelor elemente de construcții în condiții normale, în care nu își pierde calitatea necesară exploatării optime. Aceasta poate fi [12]:

- peste 100 de ani: de gradul I - ridicată;
- între 50 și 100 de ani: de gradul II - mijlocie;
- între 20 și 50 de ani: de gradul III - normală sau obișnuită.
⇒ sunt considerate construcții cu caracter temporar cele care au o perioadă de viață (de funcționare) mai mică de 20 de ani.

Conform P100-92/96, construcțiile se clasifică în următoarele clase de importanță (tabelul 2.1.) [54]:

Tabelul 2.1. Clasele de importanță ale construcțiilor

CLASELE DE IMPORTANȚĂ A CONSTRUCȚIILOR			
Clasa I	Clasa II	Clasa III	Clasa IV
Construcții de importanță vitală pentru societate a căror funcționalitate în timpul cutremurului și imediat după cutremur trebuie să se asigure integral	Construcții de importanță deosebită la care se impune limitarea avariilor avându-se în vedere consecințele acestora	Construcții de importanță normală (construcții care nu fac parte din clasele I și II)	Construcții de importanță redusă

2.1.3. Categorii de clădiri și părțile lor componente

Construcțiile sunt lucrări care se obțin utilizând materiale, forțe de muncă și utilaje pentru a realiza un anumit obiect, cum ar fi: locuințe, fabrici, școli, clădiri de birouri, depozite, silozuri, poduri, drumuri, baraje. Dintre acestea, clădirile sunt cea mai importantă categorie de construcții (la care în cea mai mare măsură se folosesc lucrările de zidărie).

Clădirile sunt construcții care delimitează un spațiu închis, având ca funcție principală adăpostirea oamenilor sau a altor viețuitoare, a bunurilor materiale și a proceselor tehnologice împotriva acțiunilor defavorabile ale mediului înconjurător.

În funcție de tipul structurii de rezistență, clădirile se clasifică astfel [17]:

- clădiri cu schelet portant (acestea au o deformabilitate mare la acțiuni orizontale): clădiri pe cadre din beton armat sau realizate din elemente metalice;
- clădiri cu pereți portanți (acestea au o rigiditate ridicată): clădiri cu diafragme de beton armat monolit sau prefabricat (panouri mari), respectiv clădiri cu pereți de rezistență din zidărie;
- clădiri cu structuri mixte, formate din cadre și diafragme ;
- clădiri cu structuri speciale cum sunt arcele, sistemele suspendate, plăcile curbe subțiri.

Clădirile din beton armat se clasifică după modul de comportare la acțiuni seismice astfel [54]:

- sistem de tip cadre;
- sistem dual;
- sistem pendul inversat;
- sistem tip pereți;
- sistem flexibil la torsiune.

După forma în plan a clădirii distingem:

- structuri cu formă ordonată în plan;
- structuri cu formă neordonată în plan.

După forma în elevație, întâlnim:

- structuri cu înălțime constantă;
- structuri cu înălțime variabilă (în trepte).

Orice clădire are în componența sa:

- elemente de rezistență (fundațiile, pereții de subsol, pereții portanți / diafragmele verticale, stâlpii, planșeele, șarpanta, scările);
- elemente neportante.

După poziție întâlnim:

- elemente verticale: pereți autoportanți (care nu preiau încărcări de la alte elemente) sau neporanți (cu rol de umplutură);
- elemente orizontale (planșee);
- elemente înclinate (acoperișuri).

Clădirile se împart în următoarele categorii [17]:

- clădiri social-culturale (creșe, școli, teatre, spitale, cluburi)
- clădiri de locuit (blocuri, apartamente, case, case de vacanță)
- clădiri agricole (grajduri, ateliere pentru utilaje agricole)
- clădiri industriale (depozite, ateliere, uzine, mori)

Compartimentarea pe înălțime a clădirilor raportat la niveluri se realizează astfel:

- Subsolul (S) / demisolul.
- Parterul (P)

- Etajele (I, II...,n), mezanin
- Pod / mansarda.

La fiecare nivel (parter sau etaj) există încăperi care în funcție de destinație, poartă diferite denumiri: camere de dormit sau de zi, bucătărie, baie, etc. Mai multe încăperi care sunt utilizate pentru o singură gospodărie formează un apartament (locuință).

Elementele de finisaj și protecție întâlnite în mod curent sunt: tencuielile și placajele (interioare și exterioare), tâmplăriile, învelitorile, izolațiile, pardoselile, zugrăvelile și vopsitoriile, elementele secundare (brâie, ancadrame, lacrimare etc.)

Există mai multe categorii de lucrări de instalații. Acestea se împart în: instalații de încălzire, instalații sanitare, instalații electrice și instalații de ventilare.

2.2. Sisteme structurale pentru clădiri înalte

2.2.1. Dezvoltarea sistemelor structurale

Primele clădiri înalte au apărut în Statele Unite ale Americii la finalul secolului XIX. Atunci, acestea erau denumite "clădiri de tip american". În ziua de astăzi, clădiri înalte întâlnim și în țări din Asia precum Japonia, China, Coreea de Sud și Malaesia.

Statisticile din anul 1980 arătau că în America de Nord se aflau 49% dintre clădirile înalte (tabelul 2.2). În prezent, topul clădirilor înalte s-a schimbat radical în întreaga lume întrucât Asia deține cele mai multe clădiri înalte: 32 %, iar America de Nord a rămas cu doar 24%.

Tabelul 2.2. Clasificarea clădirilor înalte pe regiuni în anul 1980

Regiune	Țări	Procentaj	Clădiri
America de Nord	4	48.90%	1701
Europa	35	21.30%	742
Asia	35	20.20%	702
America de Sud	13	5.20%	181
Australia	2	1.60%	54
Orientul Apropiat	15	1.50%	51
Africa	41	1.30%	47
America Centrală	20	0.10%	4
TOTAL	165		3482

Inițial, clădirile care aveau mai mult de 30 de etaje și erau considerate înalte au fost proiectate cu destinația de birouri. Acestea au început în ultima perioadă să fie utilizate și cu scop rezidențial sau hotelier. O oarecare rezervă în construirea clădirilor înalte a început să existe după 11 septembrie 2001, dar acestea continuă să se construiască și în prezent pentru a utiliza la maxim spațiul urban care devine din ce în ce mai dens locuit, dar și pentru a aduce un beneficiu economic.

Construcția civilă a cărei pardoseli de la ultimul nivel utilizat se află la înălțimea de minim 45 m este considerată o clădire foarte înaltă. O clădire de locuit este apreciată ca fiind înaltă doar dacă are mai mult de P+11 etaje. [17]

Revoluția structurală s-a produs odată cu începerea execuției scheletelor de oțel, respectiv a sistemelor de pereți cortină din sticlă care au apărut în Chicago și care au condus la posibilitatea de realizare a zgârie-norilor din zilele noastre.

Astfel, sistemele structurale sunt într-un proces continuu de evoluție.

2.2.2. Scurt istoric

La finalul secolului XIX, expansiunea clădirilor înalte a urmărit beneficiul economic: suprapunerea pe verticala a spațiilor de birouri pentru a mări suprafața de închiriat și a maximiza astfel prețul chiriei, dar și pentru a favoriza intrarea pe cât mai mult posibil a luminii naturale. Din acest motiv, la pereții de zidărie cu deschideri mici, au fost căutate tehnologii noi care să crească capacitatea portantă a acestora. S-a găsit și o soluție cu structuri în cadre de oțel care a prezentat avantajul unor lățimi și grosimii minimize pentru elementele structurale amplasate pe perimetrul clădirii. Structurile de oțel / fier au fost acoperite cu materiale solide de tipul teracotă sau cărămidă, iar deschiderile mari au fost umplute cu suprafețe de sticlă. Față de zidăriile portante tradiționale, aceste placări (denumite și *cladding*) nu suportau încărcările rigide din clădiri, doar greutatea proprie și presiunea laterală a vântului. Odată cu apariția noilor sisteme structurale, s-a dezvoltat și un concept nou de placare (*cladding*), denumit în prezent "pereți cortina".

Competiția zgârie-norilor a debutat în anul 1899 când la New York s-a finalizat clădirea de 30 de etaje Row Building Park și a culminat în 1931 odată cu apariția Empire State Building, înalta de 102 etaje.

Cele mai multe clădiri înalte s-au construit la începutul secolului XX pe structuri în cadre de oțel rigide, contravântuite. Înălțimile enorme din acea vreme s-au realizat prin utilizarea excesivă a materialelor structurale, nu printr-o evoluție tehnologică (lipsa tehnicilor avansate de analiză structurală a condus la calcule de proiectare foarte laborioase).

Printre cele mai noi evoluții în anii 1960 se numărau sistemele structurale inovatoare care implicau *tuburi* denumite *super-cadre (megaframes)*, sistemele mixte de oțel-beton, *sistemele cu nucleu și sisteme de amortizare artificială*. [18]

Proiectantul Fazlur Khan, inginerul structurist a celor mai însemnate clădiri din Chicago (*John Hancock Building, Sears Tower*), susținea că deplasarea laterală devine factorul dominant la clădiri cu înălțimi de peste 10 etaje și din aceasta cauză, costul crește mult cu numărul de etaje.

2.2.3. Tipuri de sisteme structurale

A. SISTEMUL MIXT

- este alcătuit din cadre de beton armat și pereți structurali. În cazul sistemului structural mixt cu pereți și cadre din beton armat, pereții interiori și exteriori de zidărie au rol nestructural, în timp ce la sistemul mixt cu pereți de zidărie și cadre de beton armat, pereții exteriori au rol structural (preiau încărcările orizontale și verticale).

B. SISTEMUL CU PEREȚI STRUCTURALI

Acesta există în două variante:

B.1. SISTEMUL STRUCTURAL CU PEREȚI DIN ZIDĂRIE PORTANTĂ (figura 2.1.)

- este un sistem des utilizat în prezent. Acesta se realizează din pereți de zidărie cu sâmburi din beton armat la intersecțiile pereților, iar acolo unde este necesar, se pun suplimentar pe capul spațiilor de zidărie și centuri perimetrice. Odată cu placa de beton armat se toarnă și centurile de beton armat (peste spațiile executate anterior).



Figura 2.1. Sistemul structural cu pereți din zidărie portanta

B.2. SISTEMUL STRUCTURAL CU PEREȚI DE BETON ARMAT

(figura 2.2.)

- este alcătuit din pereți structurali, grinzi și plăci din beton armat. [85] Aceste elemente preiau încărcările verticale și laterale pe toată durata de viață a construcției. La utilizarea acestui tip de sistem structural sau la cel în cadre, pereții interiori de compartimentare și cei exteriori de închidere sunt realizați după executarea structurii din blocuri de zidărie și au rol nestructural (nu preiau încărcările care se exercită asupra clădirii).

Acest sistem este folosit în cazul clădirilor înalte, în care încărcările din forțele gravitaționale și seism sunt foarte mari și nu pot fi preluate de cadrele de beton armat în mod eficient, dar și la construcțiile care necesită o rigiditate mare.

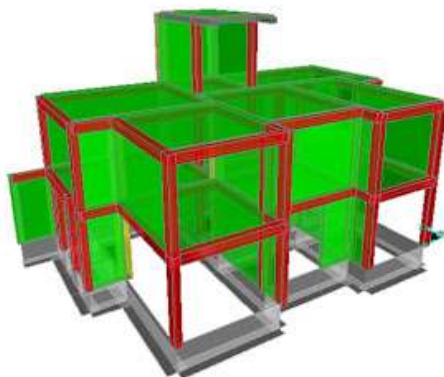


Figura 2.2. Sistemul structural cu pereți de beton armat

C. SISTEMUL STRUCTURAL ÎN CADRE (figura 2.3.)

Din punct de vedere al comportării la seism, acest tip de sistem structural este cel mai des utilizat și cel mai cunoscut. În componența sa intră: stâlpii, grinzi și plăcile de beton armat. [85] Scopul acestor elemente este de a prelua toate încărcările ce pot apărea pe perioada de viață a unei construcții.

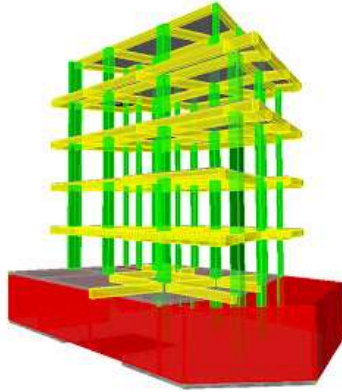


Figura 2.3. Sistemul structural în cadre

2.2.4. Clasificarea sistemelor structurale

Categoriile de sisteme structurale care se pot folosi pentru clădirile înalte sunt: *structuri exterioare*, respectiv *structuri interioare*.

Când pe perimetrul clădirilor sunt amplasate cele mai mari părți ale sistemelor rezistențe la sarcini laterale, se consideră că sistemele au *structuri exterioare*. Atunci când în interiorul clădirilor sunt situate cele mai mari părți ale sistemului care preiau încărcările laterale, acestea sunt clasificate ca având *structuri interioare*.

Clasificarea sistemelor structurale pentru clădiri înalte realizate pe structuri metalice în funcție de numărul de etaje este prezentată în figura 2.4., iar pentru sistemele structurale realizate din beton armat este ilustrată în figura 2.5.

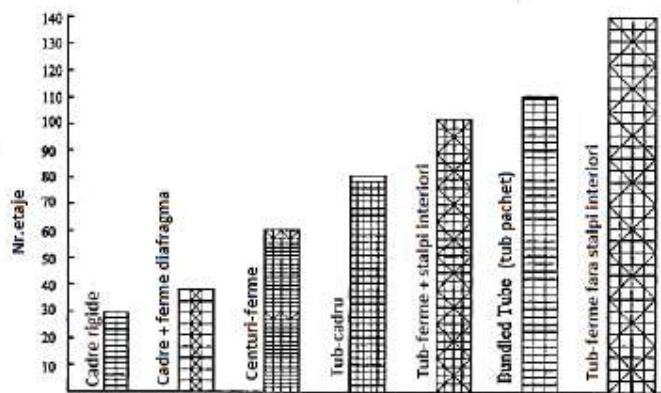


Figura 2.4. Clasificarea sistemelor structurale pentru clădiri înalte (de Fazlur Khan) – structuri metalice

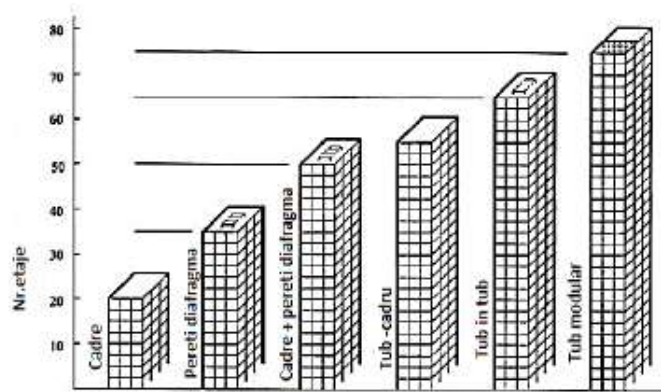


Figura 2.5. Clasificarea sistemelor structurale pentru clădiri înalte (de Fazlur Khan) – structuri de beton armat

I. Structuri exterioare (figura 2.6.)

La clădirile înalte, datorită vulnerabilității mari la forțele laterale (în special la vânt), natura perimetrelor construcțiilor prezintă o importanță mai mare din punct de vedere structural decât în cazul altor tipuri de clădiri. De aceea este esențial să se amplaseze pe perimetrul clădirilor înalte majoritatea elementelor structurale care preiau încărcările laterale (pentru a crește rezistența la sarcini laterale și totodată, tăria structurală).

În funcție de numărul de etaje, se pot folosi următoarele tipuri de structuri exterioare (figura 2.6.):

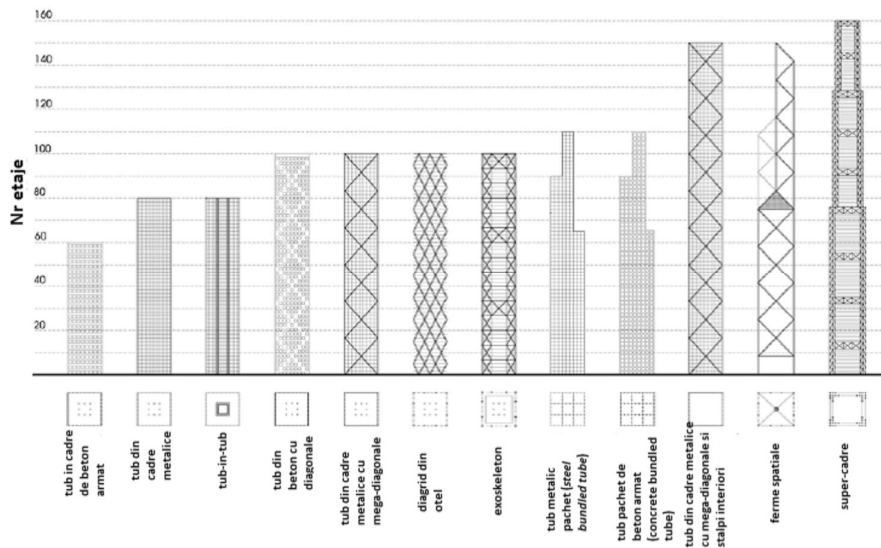


Figura 2.6. Structuri exterioare

În prezent întâlnim următoarele structuri metalice care pot fi folosite ca sisteme laterale pentru clădirile înalte (tabelul 2.3.): [12]

Tabelul 2.3. Structuri metalice folosite ca sisteme laterale pentru clădiri înalte

Structuri metalice folosite ca sisteme laterale
cadre semirigide cu articulații elastice
cadre rigide (rezistente la moment încovoietor)
cadre contravântuite – centric (CBF) sau excentric (EBF)
cadre rigide + contravântuiri
cadre cu centuri zăbrele și sisteme de outrigger
tub în cadre cu forme regulate
tub în cadre cu forme neregulate
tub cu mega-diagonale exterioare cu formă regulată
tub cu mega-diagonale exterioare cu formă neregulată
tub-în-tub
structuri celulare din tuburi
super-cadre (sau mega-structuri).

II. Structuri interioare

Rezistența la încărcări laterale poate fi asigurată utilizând, după caz, unul dintre următoarele 2 sisteme structurale principale: pereți / ferme diafragma, respectiv cadre rigide (Moment Resistent Frames – MRF). [54] Cele 2 sisteme pot fi utilizate împreună astfel încât acestea să interacționeze sau pot fi proiectate ca ansambluri plane pe 2 direcții principale ortogonale. Un alt sistem des folosit în prezent pentru clădirile super înalte este și structura *outrigger*.

Tipurile de structuri interioare folosite pentru execuția clădirilor înalte sunt prezentate în figura 2.7.

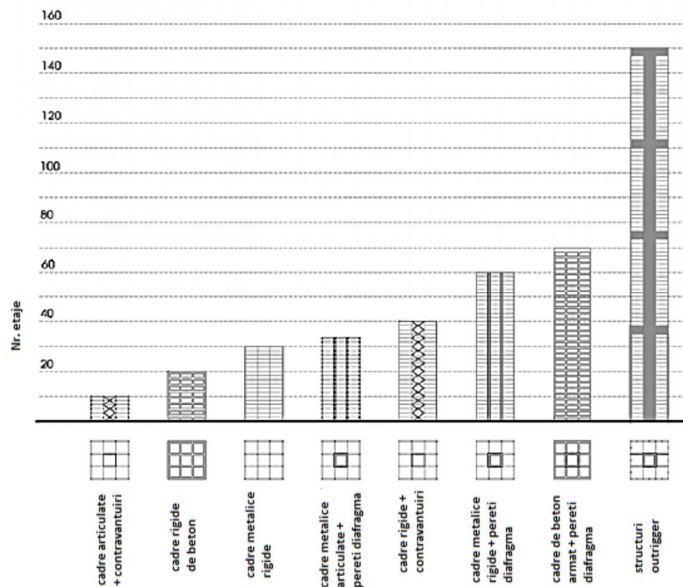


Figura 2.7. Structuri interioare

2.3. Sistem structural caz particular ISHO

Sistemul structural folosit pentru blocul de 20 de etaje este prezentat în figura 2.8.

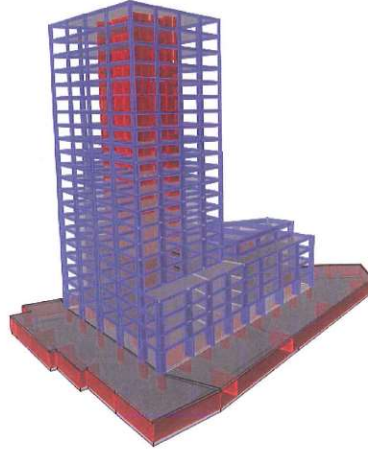


Figura 2.8. Sistem structural bloc 20 etaje

2.3.1. Indicatori globali ai investiției

Conform proiectului întocmit pentru realizarea blocului de 20 de etaje, au fost stabiliți următorii indicatori: [64]

- Regimul de înălțime: S+P+20E
- Categoria de importanță: C
- Clasa de importanță: I
- Zona seismică: $T_c=0,7$ s și $a_g=0,20$ g
- Cerința de verificare aferentă structurii portante: A1, Af

2.3.2. Structura de rezistență

Sistemul structural executat a fost un sistem dual realizat din cadre perimetrice alcătuite din grinzile de închidere și stâlpii fațadei, respectiv din pereții structurali din beton armat ai nucleului central.

Planșeele suprastructurii au fost proiectate în funcție de necesitatea obținerii unei flexibilități de compartimentare interioară astfel [69]:

- Planșeele nivelelor 16-20 au fost proiectate ca planșee de tip dală groasă cu grosimea de 25 cm. Din acest motiv nu au fost necesare grinzi interioare, păstrându-se doar grinzile exterioare perimetrice care au avut și rol de grinzi de cadru.
- Planșeele nivelelor P-15 în zona turnului au fost alcătuite ca planșee cu grinzi. Grosimea planșeelor este de 18 cm și au fost proiectate astfel încât să se rezeme pe grinzile perimetrice, pe pereții nucleului central și pe grinzile interioare. Pentru limitarea deformațiilor planșeelor, grinzile interioare au fost prevăzute sub pereții din zidărie de compartimentare dintre apartamente.

- Planșeele extensiei (zona cu 4 etaje) s-au realizat astfel: planșeele peste parter, etajele 1 și 2 au fost alcătuite ca planșee dală cu grosimea de 30 cm, planșeul peste etajul 3 (acolo unde este înglobată și piscina semiadâncită) a fost prevăzut cu o grosime de 25 cm, iar planșeul peste etajul 4 s-a realizat din grinzi principale și secundare din profile metalice.

Grinzile perimetrare și cele interioare au fost executate cu dimensiunea de 30/50 cm. Grinzile interioare s-au realizat și în soluția de grinzi întoarse acolo unde, din considerente arhitecturale, acest lucru a fost necesar. Grinzile întoarse au fost realizate cu dimensiunea de 30/68 cm.

Structura verticală de rezistență a fost alcătuită din stâlpii perimetrali din beton armat și diafragmele nucleului central.

Diafragmele nucleului central au fost concepute continue pe toate nivelele construcției, dar cu variații de grosimi în funcție de solicitări (atât verticale, cât și orizontale) cuprinse între 20 cm și 30 cm. [69]

Stâlpii perimetrali au fost proiectați și executați cu dimensiuni variabile pe înălțimea construcției: la etajele 16-20 de 30/60 cm, la etajele 6-15 de 30/110 cm, la etajele 1-5 de 30/160 cm, iar la parter de 40/210 cm. [69] Stâlpii fațadei au fost gândiți să formeze cadre împreună cu grinzile perimetrare pentru a putea prelua solicitările orizontale.

Din punct de vedere al infrastructurii, subsolul clădirii a fost conceput să adăpostească locuri de parcare și spații tehnice. Toți pereții și stâlpii subsolului s-au realizat din beton armat. Hidroizolarea subsolului s-a realizat cu membrane exterioare, nefiind astfel necesare măsuri suplimentare de impregnabilizare a betonului radierului și a pereților exteriori de la subsol.

Materialele utilizate în structura de rezistență au fost [69]:

- beton pentru radierul general de clasa C30/37
- beton pentru subsol, parter, etajele 1-4 de clasa C35/45
- beton pentru etajele 5-20 de clasa C30/37
- armătură B500, cu clasa de ductilitate B.

2.4. Etapele de turnare a elementelor din beton armat

Orice categorie de lucrări din construcții se poate executa numai pe baza unei proceduri de lucru. În acest caz, procedura de lucru prezentată mai jos, a avut ca scop executarea lucrărilor de armare pentru stâlpi, grinzi și plăci cadru cu bare independente, în condițiile în care s-a asigurat calitatea elementelor executate, s-au respectat fazele tehnologice dar și modul de lucru.

2.4.1. Pregătirea lucrărilor

Pregătirea execuției lucrărilor s-a efectuat respectând prevederile menționate în caietul de sarcini și în funcție de cele enumerate mai jos, iar organizarea lucrărilor de șantier s-a făcut conform mențiunilor specificate în proiect. Au fost amenajate căi de acces pentru transportul betonului, respectiv pentru accesul utilajelor de ridicat. Înainte de a începe turnarea betonului, s-au efectuat lucrări pregătitoare menite să verifice calitatea execuției armăturilor și cofrajelor.

La cofraje s-a verificat:

- concordanța dimensiunilor din teren cu cele din proiect;
- corespondența dintre cotele cofrajului montat și cotele din proiect;
- corectitudinea poziției axelor;

- stabilitatea susținerii cofrajului, distribuției spraiturilor la distanțe corespunzătoare, siguranța rezemării lor;

La armături s-a verificat:

- curățarea barelor de rugină, murdărie, etc;
- reșezarea barelor deplasate sau îndreptarea celor îndoite;
- existența distanțierelor care să asigure stratul de acoperire cu beton;
- diametrul și numărul barelor, exactitatea așezării lor în conformitate cu proiectul.

La livrarea armăturilor în șantier s-au transmis și certificatele de calitate / certificatele de garanție corespunzătoare loturilor livrate. Livrarea s-a făcut în legături de bare, dar și în colaci cu greutate cuprinse între 40-600kg.

Pentru fiecare sortiment și cantitate s-a controlat:

- modul de comportare la îndoire, la rece;
- dimensiunile secțiunilor și aspectul barelor;
- existența certificatului de garanție sau calitate.

De asemenea, s-a urmărit ca abaterile limită pentru diametre să nu depășească valorile menționate în tabelul 2.4. de mai jos [42]:

Tabelul 2.4. Abateri limită pentru diametre armatura

	abateri limită	diametru
Oțel OB37	= 0.3 mm	6...8 mm
	+0.3 mm respectiv -0.5 mm	10...20 mm
	-0.5 mm respectiv -0.8 mm	22...32 mm
	= 0.8 mm	36...40 mm
Oțel PC52 și	+0.3 mm respectiv -0.5 mm	6...16 mm
	+0.4 mm respectiv -0.5 mm	18...25mm
Oțel B500	+0.4 mm respectiv -0.75 mm	28...40 mm

Depozitarea armăturilor s-a făcut pe tipuri și diametre în spații amenajate ținând cont:

- să fie evitate condițiile care favorizează corodarea;
- să fie posibilă identificarea ușoară a sortimentelor și a diametrelor;
- să fie evitate murdăriile cu pământ sau cu alte materiale.

Manipularea armăturilor s-a făcut având în vedere să nu se deformeze barele, să nu se murdărească cu pământ sau cu alte materiale.

2.4.2. Montarea armăturilor

Începerea montării armăturilor s-a realizat după:

- curățarea barelor de rugină, pământ și alte impurități;
- recepția calitativă a cofrajelor;
- curățarea cofrajelor de murdărie (moloș, rumeguș, etc);
- acceptarea fișei tehnologice de betonare de către proiectant pentru respectivele elemente / părți de structură.

Montarea armăturilor s-a făcut ținând cont ca barele să fie menținute pe poziție în timpul turnării și compactării betonului, conform poziției prevăzute în proiect (folosindu-se capre, agrafe, distanțieri, etc.).

La montare s-a ținut cont de:

- realizarea unui strat de acoperire cu beton;
- lăsarea unor spații la intervale de maxim cinci ori grosimea elementului pentru pătrunderea vibratorului;
- realizarea unor spații la distanțe de maxim trei metri între armăturile de la partea superioară pentru a permite betonului să pătrundă liber;

Pentru a menține armăturile pe poziție în timpul betonării și pentru a realiza stratul de acoperire, s-au prevăzut la montare:

- 4 distanțieri la un metru pătrat de perete sau placă;
- 1 distanțier la un metru liniar de stâlp sau grindă;
- în zona cu armătura pe 2 sau mai multe rânduri: 1 distanțier între rândurile de armătură, la 2 metri liniari de grindă.

Pentru a menține armăturile plăcilor de la partea superioară pe poziție, au fost folosite capre de oțel beton dispuse la 50 cm distanță între ele (4 buc./mp placă) și au fost sprijinite pe rândurile inferioare de armături.

Legarea barelor s-a efectuat conform normativelor în vigoare, prin legături cu sârmă neagră; la încrucișarea lor au fost utilizate două fire de sârmă cu grosime de 1-1,5 milimetri.

Înnădirea barelor prin suprapunere s-a făcut strict în conformitate cu prevederile proiectului.

2.4.3. Verificarea și recepția lucrărilor de armare

După finalizarea montării armăturilor, au fost efectuate verificări privind calitatea "lucrărilor ascunse" la fiecare element. Concluziile au fost consemnate într-un proces verbal.

Verificarea a fost realizată de proiectant, executant și beneficiar și s-a urmărit:

- lungimea porțiunilor de bară care rămân în exteriorul elementului (mustăți) pentru lucrările ulterioare sau înnădiri;
- dimensiunile, modul de fixare și poziția pieselor înglobate;
- respectarea stratului de acoperire și a distanței dintre bare;
- lungimea cordoanelor de sudură și calitatea sudurilor;
- lungimile de petrecere la înnădiri;
- fixarea etrierilor, diametrul acestora și distanța dintre ei;
- tipul, diametrul, numărul și poziția barelor de montaj și rezistența.

Nu a fost permisă trecerea la betonare decât după remedierea eventualelor neconcordanțe constatate, respectiv după întocmirea proceselor verbale de recepție a lucrărilor de armătură.

Decofrarea s-a executat cu grijă pentru a nu degrada betonul turnat. Ea s-a făcut după aproximativ 15 ore de la prima turnare și după ce s-a asigurat că betonul are rezistențele minime necesare.

Cofrajele s-au curățat și s-au uns cu decofrol după fiecare turnare.

Nota: Betoanele turnate în situ cu bena au avut o lucrabilitate în intervalul L3 - L3/L4 (T3 sau T3/T4 pentru a respecta prevederile normativului NE 012/99 de verificare a calității betonului turnat). Tasa permisă pentru T3/T4 a fost de 100 +/- 20 mm. [43]

2.4.4. Pregătirea turnării betonului

Lucrările de betonare pentru betonul armat și pentru betonul simplu au început după ce au fost îndeplinite următoarele condiții:

- locul de munca a fost iluminat artificial în mod corespunzător pentru betonarea pe timp de noapte;
- au fost asigurate măsurile necesare pentru prelevarea probelor și pentru efectuarea încercărilor conform prescripțiilor tehnice;
- șeful punctului de lucru a verificat că betonul livrat are fișa de transport / certificatul de calitate din care să reiasă faptul că respectă calitatea prescrisă în prescripțiile tehnice și în proiect;
- șeful punctului de lucru a asigurat supravegherea betonării și a urmărit respectarea normativelor în vigoare, a proiectului și a fișei tehnologice;
- au fost stabilite măsurile care ar fi trebuit adoptate pentru continuarea betonării în cazul în care s-ar fi întâmplat accidente tehnice, precum și locul de realizare a unor eventuale rosturi de lucru;
- cu 2-3 ore înainte, respectiv după turnare, betonul vechi și zidăriile au fost udate de mai multe ori cu apă;
- armăturile și cofrajele au fost curățate de rugina neaderentă, de eventualele corpuri străine, etc.; ferestrele de curățare au fost închise;
- a fost curățată suprafața betonului turnat anterior și întărit de betonul slab compactat și de pojghița superficială de lapte de ciment, înlăturându-se prin spălare cu jet de apă sub presiune materialul (în unele cazuri s-a folosit spălarea cu aer comprimat);
- au fost verificate lucrările de săpătură, cofrare, armare și au fost examinate piesele înglobate/montate în beton, respectiv cele care au fost folosite pentru a crea goluri;
- au fost elaborate procesele verbale pentru lucrările ascunse; prin acestea s-a confirmat că lucrările executate respectă datele din proiect și sunt în concordanță cu normele tehnice.

2.4.5. Stația de betoane

a) Ciment:

- s-a ținut cont de starea de conservare;
- s-a verificat timpul de priza conform SR EN 196/3; [77]
- au fost prelevate contra probe păstrate 45 de zile;
- s-au consemnat rezistențele mecanice la 2, 7 și 28 de zile conform SR EN 196/1. [76]

b) Aditiv:

- au fost examinate datele înscrise în certificatul de calitate dat de furnizor.

c) Agregate:

- umiditatea agregatelor s-a controlat zilnic și ori de câte ori a fost necesar ;
- conținutul de impurități și granulozitatea sorturilor s-a făcut conform STAS 4606/80. [90]

2.4.6. Prepararea și transportul betonului

Ținând cont de cantitățile de betoane care s-au folosit la realizarea elementelor de construcții (fundatii, stâlpi, grinzi și planșee, diafragme), a fost obligatorie

achiziționarea betonului ca beton marfa (prepararea acestuia într-o stație de betoane), cu o lucrabilitate de T3-T4.

Verificarea caracteristicilor betonului s-a făcut în conformitate cu precizările din Normativul NE012/1-2007, la stația de betoane, iar la livrare, betonul a fost însoțit de documente care au atestat că acesta corespunde calității menționate în proiect. [42]

Transportul acestuia s-a făcut cu autobetoniere, iar timpul de transport (durata de la începerea încărcării mijlocului de transport până la descărcarea lui completă), nu a depășit timpul de priză indicat de stația de betoane. De asemenea, caracteristicile și compoziția betonului fabricat nu au fost modificate de condițiile de transport (mijloacele de transport au fost izolate față de intemperii și etanșe).

2.4.7. Punerea în operă a betonului

Betonul a fost turnat în maxim 15 minute când durata de transport a depășit o oră și în maxim 30 de minute în situațiile în care durata transportului a fost sub o oră; timpul total de punere în opera, transport și preparare nu a depășit 1,5 ore la cimenturile fără adaosuri, respectiv 2 ore la cimenturile cu adaosuri.

La punerea betonului în opera au fost respectate următoarele reguli:

- betonarea s-a realizat continuu, fără întreruperi;
- s-a urmărit ca zonele cu armături dese, respectiv nodurile să fie umplute complet prin compactarea betonului cu vergele de oțel sau șipci, concomitent cu vibrarea;
- nu a fost permisă circulația directă pe armături sau cofraje; în timpul betonării, muncitorii și utilajele de transport au circulat pe punți speciale, evitându-se astfel deformarea sau deplasarea armăturilor;
- doar după 24-36 de ore de la turnare a fost permisă instalarea podinilor pe planșeu, respectiv depozitarea cofrajelor și a schelelor pentru etajele superioare (în funcție de cimentul folosit și de temperatura exterioară);
- la turnarea plăcilor s-au folosit repere de grosime așezate la maxim 2,0 m pe ambele direcții;
- doar după o ora de la finalizarea turnării pereților și stâlpilor s-a putut începe turnarea grinzilor și a plăcilor care rezemau pe aceste elemente, pentru a avea siguranța că procesul de compactare al betonului din acestea s-a încheiat;
- grinzile și plăcile aflate în legătură s-au turnat în același timp, iar pentru cele care s-au turnat separat, s-a lăsat sub nivelul plăcii un rost la 3 - 5 cm; în anumite situații, s-a admis realizarea unor rosturi de lucru la 1/3 - 1/5 din deschiderea liberă a panourilor plăcilor, urmând că abia ulterior să se treacă la turnarea părților centrale ale acestora;
- s-a urmărit comportarea cofrajelor și a susținerilor în timpul turnării și compactării betonului.

Turnarea betonului a început după finalizarea pregătirilor necesare, cu ajutorul benelor cu deschidere laterală și a jgheburilor. Benele au fost încărcate direct din autobetoniere, fiind așezate în raza de acțiune a macaralei, pe teren nivelat.

Înainte de a încărca bena cu beton s-a verificat faptul că:

- bena este curată;
- gura de descărcare are clapeta de închidere închisă.

După încărcarea benei cu beton:

- s-a semnalizat coborârea cârligului macaralei;
- s-a legat bena în cârlig;

- s-a semnalizat ridicarea benei.

Manevrarea benelor s-a realizat de către doi muncitori aflați în poziție laterală față de aceasta. Betonul a fost descărcat din benă cu ajutorul dispozitivului de închidere, reținut pe poziția deschis. După golirea benei, au fost realizate următoarele operații:

- clapeta de închidere s-a adus la poziția "închis";
- a fost semnalizată ridicarea benei de la punctul de lucru;
- bena a fost coborâtă pentru a fi reîncărcată.

După finalizarea turnării, bena s-a spălat cu un jet de apă sub presiune. Periodic a fost verificată funcționalitatea angrenajelor și a lagărelor sistemului de închidere ale clapetei. Betonul depus pe pereții interiori ai benei au fost curățați cu dalta și cu șpaclu. În situațiile în care curgerea betonului a fost împiedicată de efectul de baltă format la gura de descărcare, fie s-a spart balta cu lopata, fie s-a introdus în interiorul betonului din bena, butelia vibratorului în funcțiune.

Au fost realizate următoarele verificări:

- pentru *betonul proaspăt*
 - s-au examinat documentele de însoțire și s-a verificat consistența la fiecare transport
 - s-a verificat încadrarea temperaturii betonului în limitele de 5-30 grade C. [43]
- pentru *betonul întărit*
 - s-au recoltat zilnic probe pentru a verifica rezistența, respectiv gradul de impermeabilitate la 28 de zile (câte șase epruvete)

2.4.8. Vibrarea betonului

Betonul s-a vibrat mecanic, între 5 - 30 sec în funcție de element), cu vibratoare de interior. Vibrarea s-a considerat finalizată când:

- suprafața a devenit lucioasă și orizontală;
- la suprafața betonului nu au mai apărut bule de aer;
- betonul nu s-a mai tasat.

Grosimea stratului de beton vibrat nu a depășit 3/4 din capul vibratorului (lungimea buteliei), iar pentru a compacta următorul strat, vibratorul a fost introdus și în stratul compactat anterior 5-15 cm.

Între 2 introduceri succesive ale vibratorului în beton s-a respectat distanța maximă de 1m, micșorându-se în funcție de desimea armăturii și de caracteristicile secțiunii. Butelia a fost introdusă la mijlocul panoului, precum și stânga-dreapta față de montant, la o distanță de 30 cm. Aceasta nu a fost introdusă înclinat, ci pe verticală, și s-a ținut cont ca răcirea ei să aibă loc în beton.

2.4.9. Protejarea betonului după turnare

Ulterior turnării, betonul a fost protejat pentru a împiedica:

- eventualele vibrații și șocuri care ar fi putut scădea aderența cu armătura.
- efectele adverse nedorite ca urmare a scăderii temperaturii pe timp de noapte;
- apariția diferențelor de temperatură din interiorul betonului;
- antrenarea pastei de ciment din cauza ploilor;
- uscările premature din cauza vântului și a radiațiilor solare.

Metodele principale de protecție au fost:

- aplicarea peliculelor protectoare;
- stropirea periodic cu apă;

- învelirea cu materiale de protecție, păstrate umede;
- menținerea cofrajelor la interior.

Durata de tratare a depins de agresivitatea și condițiile de mediu, respectiv de calitatea amestecului de beton (între 1 și 14 zile).

Au fost întocmite următoarele documente:

- Buletinele de încercare pentru betoanele turnate;
- Procesele verbale de verificare a calității pentru lucrările care au devenit ascunse;
- Procesele verbale de recepție calitativă;
- Condica cu betoanele turnate.

2.4.10. Rosturi de turnare

Turnarea betonului s-a efectuat pe cât a fost posibil evitând-se rosturile de turnare.

În situațiile în care evitarea rosturilor nu a fost posibilă, acestea au fost realizate conform datelor din proiect, respectând următoarele:

- rosturile pentru stâlpi, grinzi și fundații continue au fost prevăzute perpendicular pe axa elementului, iar la pereți și plăci au fost perpendiculare pe suprafața lor;
- betonarea a fost reluată doar atunci când betonul a atins rezistența minimă de 12 daN/cm^2 , iar suprafața rostului a fost pregătită prin curățarea betonului de poșghița de lapte de ciment; suprafața rostului a fost umezită cu apă din abundență înainte de a turna betonul proaspăt.

La stabilirea poziției rosturilor s-a ținut cont de următoarele aspecte:

- rosturile au fost prevăzute în zonele cu solicitări minime;
- la grinzi nu s-au realizat întrucât nu este recomandat;
 - ⇒ puteau fi amplasate doar în cazuri extreme, în zona de moment minim (sub nivelul inferior al plăcii se poate lăsa un rost la 3 – 5 cm, dar doar pentru grinzile care se betonează separat de plăci); [85]
- la stâlpi au fost prevăzute rosturi doar la baza acestora;
- la plăci, rostul s-a situat la $1/5-1/3$ din deschidere și a fost paralel cu latura cea mai mică.

2.4.11. Examinarea și recepția lucrărilor din beton

După finalizarea decofrării tuturor elementelor de construcție, s-a trecut la verificarea amănunțită a acestora de către reprezentantul beneficiarului și de către executant. Ulterior s-a întocmit un proces verbal de constatare, unde s-a precizat aspectul betonului după decofrare.

Examinarea a ținut cont de:

- planeitatea suprafețelor și a muchiilor, de dimensiunile secțiunilor transversale;
- aspectul elementelor (eventualele segregări, betoane necompactate ar fi trebuit remediate);
- distanțele dintre elemente structurale și poziția lor;
- respectarea golurilor / rosturilor din proiect;
- decalarea pe verticală a clădirii;
- respectarea poziției armăturilor înglobate din elementele care urmau a fi ulterior turnate.

3. ANALIZA AMPLASAMENTULUI ISHO ȘI PREZENTAREA SINTETICĂ A STUDIILOR GEOTEHNICE

3.1. Studiu geotehnic caz particular ISHO

Pe amplasament au fost realizate patru foraje geotehnice cu adâncimi de 20, 30 și 50 metri, șase teste tip DPII de penetrare dinamică cu con cu adâncimea de 20,0 metri și patru foraje hidrogeologice, cu adâncimi cuprinse între 10 și 25 metri adâncime.

În foraje, apa subterană s-a găsit la adâncimi de 5,5 - 9,0 metri față de CTN.

Conform STAS 6054/77, pentru amplasamentul studiat, adâncimea de îngheț se află la 0,6 - 0,7 metri. [91]

Conform zonării seismice din P100-1/2013, următorii parametrii caracterizează amplasamentul: $T_c = 0,7$ s, $a_g = 0,20$ g. [46]

Studiul geotehnic a fost întocmit astfel încât să respecte standardele și normativele în vigoare: NP 074-2014, P100-1/2013, STAS 3300-85, NE 012-2007.

3.1.1. Introducere

Studiul geotehnic a fost elaborat cu scopul de a stabili stratificația, condițiile de fundare, dar și caracteristicile fizico-mecanice ale terenului din zona activă în vederea „construirii unor locuințe și funcțiuni complementare având regimul de înălțime P+20E/P+4E+Er”. [64]

Au fost realizate următoarele lucrări specifice:

- Au fost identificate succesiunile stratigrafice;
- Au fost stabilite condițiile de execuție și proiectare a lucrărilor de fundații;
- A fost determinată poziția nivelului hidrostatic;
- Au fost determinate caracteristicile fizico-mecanice pentru terenul de fundare în secțiunea zonei active.

Stabilirea categoriei geotehnice (tabelul 3.1.) s-a făcut ținându-se cont de indicațiile normativului NP 074-2014 [53]:

Tabelul 3.1. Stabilirea categoriei geotehnice

Factori luați în considerare	Încadrarea	Puncte
1. Condiții de teren	Terenuri medii	3
2. Apa subterană	Epuismente normale	2
3. Categoria de importanță a construcției	Normală	3
4. Vecinătăți	Fără riscuri	1
5. Zona seismică	$A_g = 0,20$ g; $T_c = 0,7$ s	2
Risc geotehnic	moderat	11

Conform informațiilor din tabelul întocmit prezentat anterior, a rezultat încadrarea în categoria geotehnică 2 – „risc geotehnic moderat”. Pe parcursul cercetărilor s-a ținut cont și de harta geologică a zonei.

3.1.2. Date generale

Amplasamentul construcției se situează în nord – estul municipiului Timișoara, pe strada Bd. Take Ionescu nr. 46B. Terenul pe care urmează să se execute întreaga dezvoltare (6 clădiri rezidențiale) are o suprafață de aproximativ 9.300 m².

Amplasamentul investigat este delimitat de bd. Take Ionescu la nord, la sud de Splaiul Protopop Meleție Drăghici, la vest de strada Academician Dimitrie Guști și la est de spații industriale.

Terenul a avut în trecut o destinație industrială, aici putând fi observate resturile rezultate din demolarea fostelor hale, bazine, fundații etc.:

- săpături adânci, de până la cca. 2-3m față de cota terenului (vechi subsoluri, bazine);
- fundații rămase încă îngropate, care au fost îndepărtate dar au încă vizibilă baza stâlpilor.

Terenul are o suprafață relativ plană orizontal și nu este influențat de fenomene fizico-mecanice care să-i afecteze stabilitatea generală (amplasamentul prospectat aparține Câmpiei Banatului din punct de vedere geomorfologic, iar aspectul orizontal îi conferă terenului stabilitate).

Ca structura geologică, „zona aparține Bazinului Panonic, iar coloana litologică a acestui areal cuprinde un etaj inferior afectat tectonic și o cuvertură post tectonică”. [71]

În componența geologică a etajului inferior, „participă în bază formațiuni cristalofiliene, mezo și epizonale, proterozoic superioare, reprezentate prin micașisturi, micașisturi biotito-sericitoase, micașisturi cu granați, paragnaise, cuarțite micacee, șisturi sericito-cloritoase, șisturi cuarțito-cloritoase și șisturi sericito-talcoase. La partea superioară aceste formațiuni prezintă o zonă alternantă de grosimi variabile, cuprinsă între 50-100 m”. [71]

Peste formațiunile cristalofiliene se află „formațiuni permieni și mezozoice. Acestea sunt reprezentate prin gresii silicioase verzi/roșii și conglomerate cu intercalații de argile (Permian), conglomerate și gresii cuarțitice roșcate, șisturi argiloase-nisipoase roșii și verzi, calcare stratificate, negre bituminoase, dolomitice, calcare pseudo-oolitice cenușii cu intercalații locale de șisturi argiloase (Triasic), argile grezoase și gresii cuarțitice, marnocalcare cu intercalații de șisturi argilo-marnoase, marne pseudo-oolitice (Jurasic). Formațiunile cretacice inferioare din Pădurea Craiului se continuă spre vest, pe sub cuvertura sedimentară senonian-neogenă din fundamentul Depresiunii Pannonice și dispun transgresiv peste Jurasic, ocupând aproximativ aceleași suprafețe ca formațiunile jurasice pe care le depășesc însă ca extindere. Sedimentarea Cretacului inferior începe cu calcare lacustre negre sau cenușii după care urmează calcare stratificate în bancuri groase, marnocalcare în alternanță cu calcare bioclastice, apoi calcare cenușii masive iar în final, gresii

glauconitice, șisturi marno-argiloase, gresii grosiere, microconglomerate, calcare, șisturi argiloase și gresii fine argiloase”. [71]

Cuvertura posttectonică „începe cu formațiunile senoniene, dispuse transgresiv și discordant peste depozite mezozoice mai vechi sau direct peste cristalin, lipsind însă în general, în zonele cu fundament ridicat. Depozitele senoniene sunt de o mare diversitate facială fiind reprezentate prin: conglomerate, calcare, calcare grezoase, gresii calcaroase, șisturi argiloase cu straturi de cărbuni, după care urmează gresii feruginoase, gresii marnoase și microconglomerate. La sfârșitul Senonianului, regiunea a fost exondată, ciclul de sedimentare reluându-se cu formațiunile neogene, bine dezvoltate și dispuse transgresiv și discordant peste formațiunile mai vechi.” [71]

Cea mai largă răspândire în această regiune o au depozitele cuaternare. Ele sunt reprezentate de următoarele tipuri de formațiuni genetice:

- cu geneze mixte (deluvial-proluviale, eoliene) – „reprezentate prin argile cu concrețiuni fero-manganoase și depozite de piemont”;
- gravitaționale – „reprezentate prin alunecări de teren și deluvii de pantă, ce se dezvoltă în zona de ramă a depresiunii”;
- aluvionare – „aluviuni vechi și noi ale râurilor care străbat regiunea și intră în constituția teraselor și luncilor acestora”. [71]

În situația actuală, din studiile realizate pe amplasament, s-a concluzionat că există depozite aluvionare cuaternare acoperite de umpluturi realizate neorganizat, necompactate, eterogene.

Dată fiind intervenția antropică, precum și stratificația încrucișată și înclinată specifică sistemului fluvial (unde s-au strâns depozitele străbătute prin foraj), s-a luat în calcul faptul că pe distanțe foarte mici poate varia succesiunea stratigrafică prezentă în aceste tipuri de depozite.

3.1.3. Cercetarea terenului, stratificația, caracteristici fizico-mecanice și fizice

Ținând cont de scopul pentru care s-a întocmit studiul geotehnic (construire clădiri P+20E/P+4E+Er), geologia regiunii și prevederile NP074-2014, s-au apreciat ca fiind necesare 4 foraje geotehnice cu adâncimi cuprinse în intervalul 20 - 50 metri, 4 foraje hidrologice cu adâncimi cuprinse între 10 - 25 m, precum și 6 teste de penetrare dinamică la adâncime de 20 m, cu con de tip greu. [53]

Forajele au fost executate utilizând o foreză de tip HAMMER mecanică (Terrasond TM12) pe camion de 10,0 tone. Recuperajul obținut a fost de 90%. Stratificația întâlnită s-a corelat și cu diagrama testului de penetrare dinamică cu con, iar variațiile numărului de lovituri (/20 cm) au arătat schimbarea caracteristicilor geotehnice a straturilor traversate / schimbarea litologiei.

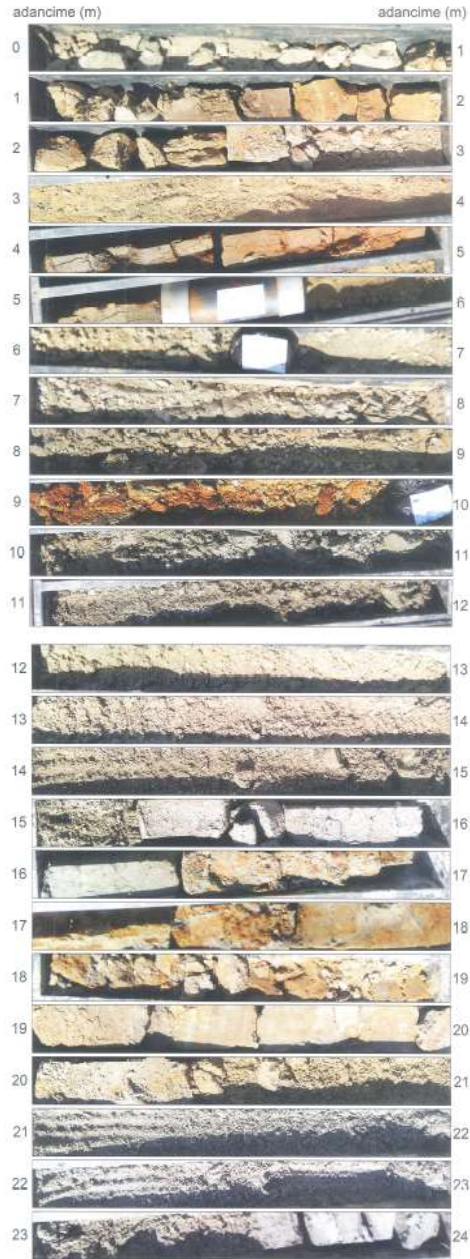
Testele de penetrare dinamică cu con s-au efectuat utilizându-se un penetrometru dinamic mecanic greu (model LMSR vk, marca GEOTOOL Germany - DPH) cu caracteristicile următoare: SCon = 15 cm², vârf con = 90°, hCădere = 50 cm, mberbec = 50 kg. Rezistența la penetrare dinamică (Rd) a stratului străbătut a rezultat din numărul de căderi ale berbecului necesare pentru a înfige conul pe o

adâncime de 20 cm. În acest fel s-a obținut numărul de lovituri din cadrul penetrării standard (NSPT) (corelarea a fost realizată cu programul informatic „Dynamic Probing”). Indicii geotehnici ai straturilor din zona activă au fost determinați cu ajutorul NSPT. Indicii geotehnici necesari calculului terenului de fundare propuși de mai mulți autori recunoscuți pe plan mondial: Benassi & Vannelli (1983), Schmertmann (1975, 1977, 1978), Fletcher (1965), Stroud & Butler (1975), Vesic (1970), Trofimenkov (1974), Meyerhof (1956), Gibbs & Holtz (1957), Skempton (1986), Schultze & Menzenbach (1961), De Mello, Owasaki & Iwasaki, Terzaghi, Begemann (1974), Japanese National Railway (1982), Robertson e Campanella (1983), Shioi-Fukuni (1982), Imai & Tonouchi (1982), Malcev (1964), SHI-MING (1982), Sowers (1961), Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956), U.S. Design Manual Soil Mechanics, Sanglerat, etc sunt oferiți de programele de interpretare a testelor de penetrare dinamică de tip greu cu con (PDG/DPH). Rezultatele obținute de fiecare autor au putut fi aplicate pentru diferite tipuri litologice. Alegerea indicilor s-a făcut ținând cont de geologia cuaternă a arealului din care face parte perimetrul prospectat (Holocen Superior-Actual), de mediul depozițional în care s-au adunat sedimentele și de stratificația întâlnită în foraj. Probele netulburate și tulburate prelevate din foraje s-au studiat microscopic și s-au corelat cu analizele de laborator realizate pe probele extrase. În tabelele 3.2-3.9, respectiv figurile 3.1.-3.8. sunt descrise stratificațiile amplasamentului întâlnite în foraje: [71]

Tabelul 3.2. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F19

Adâncime (m) de la până	Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0 3,0	Umplutura neomogena	3,0	UMPLUTURA NEOMOGENA	formata din pietriș, bucăți de beton, praf argilos, cenușiu, cu resturi vegetale și bucăți mici de
3,0 4,0	Orizont nisipos 1	1,0	NISIP FIN	cafeniu, mediu, îndesat, cu oxizi de fier
4,0 5,0	Pachet coeziv 1	1,0	ARGILA PRAFOASA	cafenie, cu intercalatii cenușii, plastic vartoasa, bogata in oxizi de fier
5,0 6,2	Orizont nisipos 2	18,5	NISIP	cafeniu, mediu îndesat, inundat
6,2 9,0			NISIP	cenușiu, mediu îndesat, inundat
9,0 10,0			NISIP MIJLOCIU	cenușiu, mediu îndesat, inundat, bogat în oxizi de fier
10,0 15,2			NISIP	cenușiu-cafeniu, îndesat, inundat, puțin prafos

15,2	16,2			NISIP	cenușiu, îndesat, inundat
16,2	19,2			NISIP PRAFOS	cenușiu, îndesat, inundat, cu oxizi de fier
20,2	21,0			NISIP	cafeniu-cenusiu, îndesat, inundat
21,0	23,5			NISIP	cenușiu, îndesat, inundat
23,5	30,0	Pachet coeziv 2	16,5	ARGILA	cenușie, plastic vartoasa, saturata, cu oxizi de fier si uşoare urme de concretioni calcaroase friabile
30,0	31,2			ARGILA PRAFOASA NISIPOASA	cafeniu-cenusie, plastic consistenta, saturata, cu oxizi de fier
31,2	31,8	Orizont nisipos subțire	0,6	NISIP	cenușiu, îndesat, inundat, cu oxizi de fier
31,8	34,8	Pachet coeziv 3	3,0	ARGILA PRAFOASA	cafeniu-cenusie, plastic vartoasa, saturata, cu oxizi de fier
34,8	38,0	Orizont nisipos 4	3,2	NISIP	cenușiu, îndesat, inundat, cu lentila argiloasa
38,0	41,2	Pachet coeziv 4	4,2	ARGILA PRAFOASA NISIPOASA	cenușie, plastic consistenta, saturata
41,2	42,2			ARGILA NISIPOASA	cafeniu-cenusie, plastic consistenta, saturata, bogata in oxizi de fier si cu elemente de fier
42,2	43,0	Orizont nisipos 5	2,4	NISIP MIJLOCIU	cenușiu, îndesat, inundat
43,0	44,0			NISIP MIJLOCIU	cenușiu, îndesat, inundat, cu pietriș
44,0	44,6			NISIP MIJLOCIU	cenușiu, îndesat, inundat
44,6	50,0	Pachet coeziv 5	5,4	ARGILA NISIPOASA	cafeniu-cenusie, plastic vartoasa, saturata, cu oxizi de fier



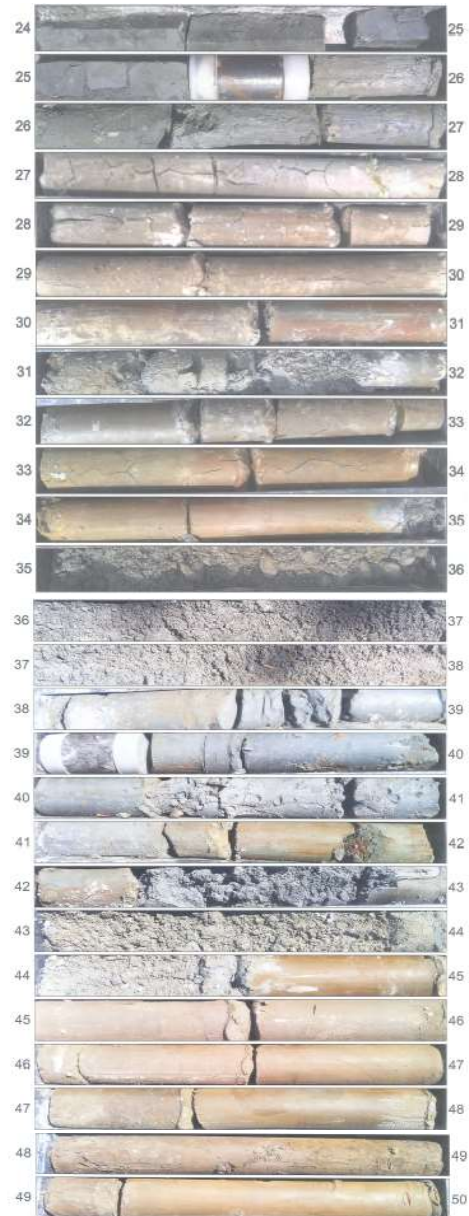


Figura 3.1. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F19

Tabelul 3.3. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F20

Adâncime (m) de la până la	Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0 3,0	Umplutură neomogenă	3,0	UMPLUTURĂ NEOMOGENĂ	format din fragmente de materiale de construcții, beton și argila prafoasa
3,0 4,5	Orizont nisipos 1	1,5	NISIP MIJLOCIU	cafeniu-cenușiu, mediu îndesat
4,5 5,4	Pachet coeziv 1	0,9	ARGILĂ PRAFOASĂ	cafeniu-cenușie, plastic consistentă, cu oxizi de fier și concrețiuni carbonatice
5,4 6,0	Orizont nisipos 2	2,0	NISIP MIJLOCIU	cafeniu-cenusiu, afanat, cu elemente de pietriș
6,0 7,4			NISIP MIJLOCIU	cenușiu, mediu îndesat, inundat
7,4 9,0	Pachet coeziv 2	1,6	PRAF ARGILOS NISIPOS	cenușiu, plastic consistent, cu oxizi de fier între 8,5 - 8,7 m, cu rare concrețiuni calcaroase
9,0 9,6	Orizont nisipos 3	7,0	NISIP MIJLOCIU	cenușiu, mediu îndesat, inundat, cu elemente de pietriș
9,6 10,0			NISIP PRĂFOS	cenușiu, îndesat, inundat
10,0 15,6			NISIP	cenușiu, îndesat, inundat, cu rare elemente de pietriș
15,6 16,0			NISIP ARGILOS	cafeniu-cenusiu, îndesat, inundat
16,0 17,0	Pachet coeziv 3	1,0	PRAF NISIPOS	cenușiu, plastic consistent, cu concrețiuni calcaroase
17,0 20,0	Orizont nisipos 4	3,0	NISIP	cenușiu, inundat, îndesat, cu oxizi de fier

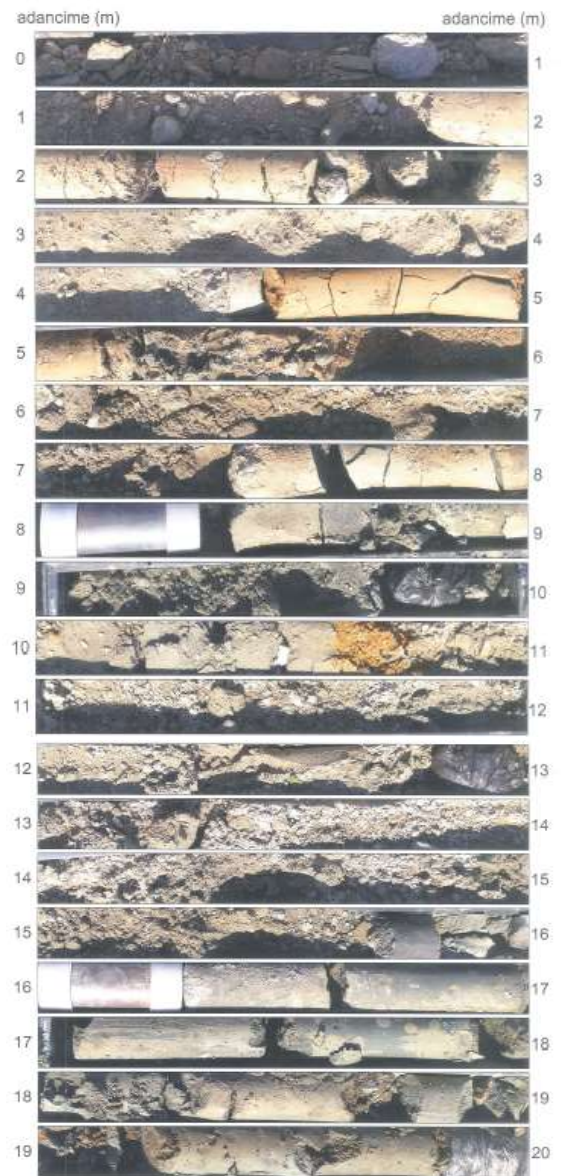


Figura 3.2. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F20

Tabelul 3.4. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F21

Adâncime (m) de la până la		Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0	3,5	Umplutura neomogena	3,5	UMPLUTURA NEOMOGENA	formata din praf nisipos /nisip prafos, cu fragmente de materiale de construcții
3,5	4,5	Orizont nisipos 1	1,0	NISIP MIJLOCIU	cafeniu, mediu îndesat
4,5	5,5	Pachet coeziv 1	1,0	ARGILA PRAFOASA	cafenie, plastic vartoasa, cu oxizi de fier si concrețiuni carbonatice
5,5	6,5	Orizont nisipos 2	11,2	NISIP	cafeniu, umed, mediu îndesat, cu oxizi de fier
6,5	9,0			NISIP	cafeniu, mediu îndesat, inundat, cu rare elemente de pietriș
9,0	10,0			NISIP ARGILOS	cenușiu, mediu îndesat, inundat
10,0	12,0			NISIP	cenușiu, îndesat, inundat
12,0	15,0			NISIP	cafeniu-cenusiu, îndesat, inundat, cu rare elemente de pietriș
15,0	16,7			NISIP	cafeniu-cenusiu, îndesat, inundat, cu pietriș
16,7	17,0	Pachet coeziv subțire	0,3	ARGILA PRAFOASA	cenușie, plastic vartoasa, saturata, cu concrețiuni carbonatice
17,0	19,6	Orizont nisipos 3	2,6	NISIP	cenușiu, îndesat, inundat, cu rare elemente de pietriș
19,6	20,3	Pachet coeziv subțire	0,7	PRAF ARGILOS NISIPOS	cafeniu-cenusiu, plastic vârtos, saturat, cu oxizi de fier
20,3	26,0	Orizont nisipos 4	5,7	NISIP	cenușiu, îndesat, inundat, între 22 - 23 m cu rare elemente de pietriș
26,0	27,3	Pachet coeziv 4	4,0	ARGILA PRAFOASA NISIPOASA	cenușie, plastic vârtoasă, saturată, cu concrețiuni carbonatice
27,3	30,0			ARGILA PRAFOASA NISIPOASA	cenușie, plastic vârtoasă, saturată, cu concrețiuni carbonatice

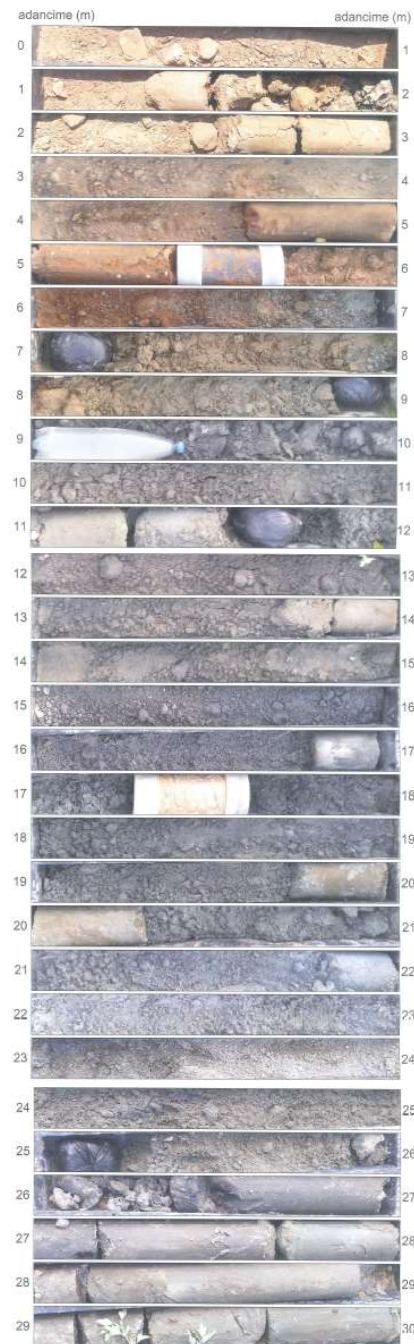


Figura 3.3. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F21

Tabelul 3.5. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F22

Adâncime (m) de la până la	Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0 2,0	Umplutura neomogena	2,0	UMPLUTURA NEOMOGENA	formata din pietriș, materiale de construcții și praf nisipos argilos
2,0 4,5	Orizont nisipos 1	2,5	NISIP FIN MIJLOCIU	cafeniu- cenușiu, mediu îndesat
4,5 5,4	Pachet coeziv 1	0,9	ARGILA PRAFOASA	cafeniu-cenușie, plastic vartoasa, cu oxizi de fier și concrețiuni carbonatice
5,4 6,2	Orizont nisipos 2	1,2	NISIP	cafeniu-cenușiu, afanat, cu oxizi de fier
6,2 6,6			NISIP ARGILOS	cafeniu-cenușiu, mediu îndesat, inundat, cu oxizi de fier
6,6 8,2	Pachet coeziv 2	1,6	PRAF NISIPOS	cenușiu, plastic moale, saturat, cu oxizi de fier
8,2 9,0	Orizont nisipos 3	8,6	NISIP ARGILOS	cafeniu-cenușiu, mediu îndesat, inundat, cu oxizi de fier
9,0 13,0			NISIP	cenușiu, mediu îndesat, inundat, cu rare elemente de pietriș
13,0 16,8			NISIP	cenușiu, mediu îndesat, inundat, cu pietriș și cu o letila de argila între 15,8 -16,0 m
16,8 18,5	Pachet coeziv 3	3,2	NISIP PRAFOS	cenușiu, inundat, îndesat
18,5 20,0		1,5	NISIP PRAFOS	cenușiu, inundat, îndesat, cu elemente de pietriș

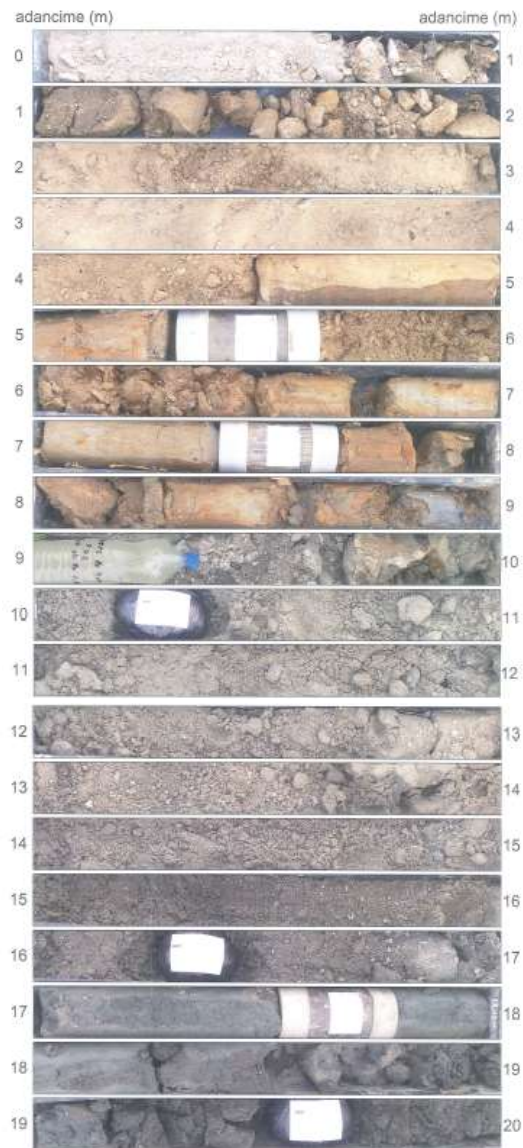


Figura 3.4. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-F22

Tabelul 3.6. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHP1

Adâncime (m) de la până la	Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0 3,0	Umplutura neomogena	3,0	UMPLUTURA NEOMOGENA	formata din bucăți de beton, pietriș, praf, praf argilos nisipos,cafeniu cafeniu, cu intercalatii cenușii, resturi vegetale pana la 1,5 m si bucăți de cărămidă
3,0 4,5	Orizont nisipos 1	1,5	NISIP	cafeniu, mediu îndesat, umed de la 4,0 m, cu oxizi de fier
4,5 5,3	Pachet coeziv 1	0,8	ARGILA PRAFOASA	cafenie, cu intercalatii cenușii, plastic vartoasa, umeda
5,3 7,0	Orizont nisipos 2	1,7	NISIP	cenușiu, mediu îndesat, inundat
7,0 9,5	Pachet coeziv 2	2,5	PRAF ARGILOS NISIPOS	cenușiu, plastic moale, umed
9,5 14,8	Orizont nisipos 3	5,3	NISIP	cafeniu închis, îndesat, inundat
14,8 17,0	Pachet coeziv 3	2,2	ARGILA NISIPOASA	cenușie, tare, saturata
17,0 19,2	Orizont nisipos 3	2,2	NISIP	cenușiu, îndesat, inundat
19,2 20,0	Pachet coeziv subțire	0,8	ARGILA PRAFOASA	cafeniu-cenusie, tare, saturata
20,0 25,0	Orizont nisipos 4	5,0	NISIP	cenușiu, îndesat, inundat

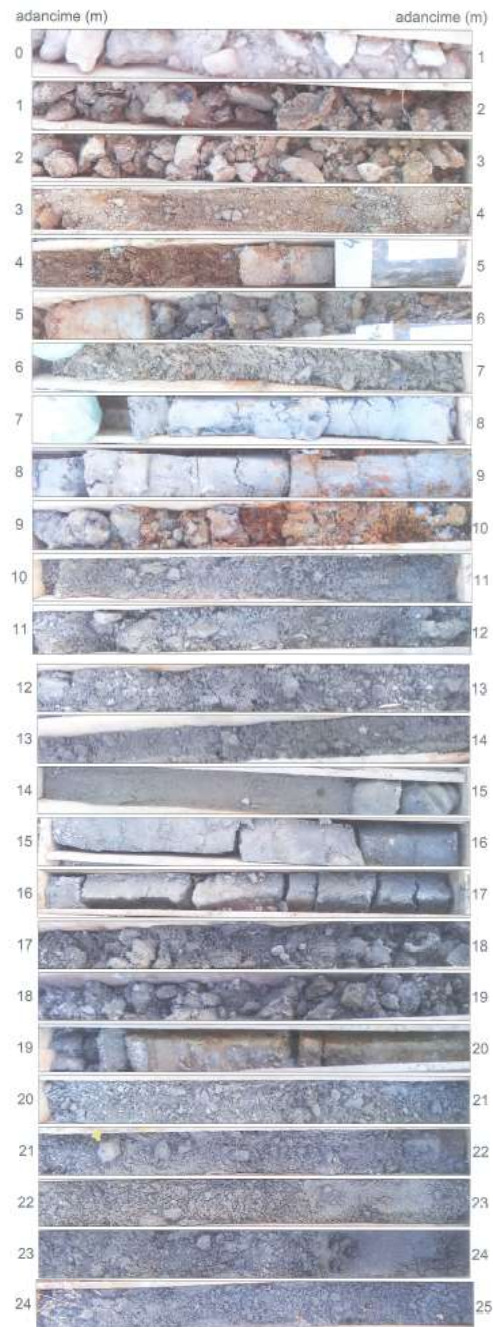


Figura 3.5. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHP1

Tabelul 3.7. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO2

Adâncime (m) de la până la		Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0	0,3	Umplutura antropica	2,0	BETON	formata din argila prafoasa, cafenie, cu oxizi de fier si uşoare urme de beton
0,3	2,0			UMPLUTURA NEOMOGENA	
2,0	3,0	Pachet coeziv 1	1,0	ARGILA PRAFOASA NISIPOASA	cafenie
3,0	4,0	Orizont nisipos 1	2,0	NISIP FIN	cafeniu deschis
4,0	5,0			NISIP FIN	cafeniu închis
5,0	5,5	Pachet coeziv subţire	0,5	ARGILA	cenuşie, bogata in oxizi de fier
5,5	7,5	Orizont nisipos 2	2,0	NISIP FIN	cafeniu închis, umed, apoi inundat de la 6,0 m
7,5	8,0	Pachet coeziv 3	2,1	ARGILA	cenuşie, saturata cu oxizi de fier
8,0	9,6			ARGILA NISIPOASA	cenuşie, saturata, cu oxizi de fier
9,6	15,1	Orizont nisipos 3	5,5	NISIP FIN	cenuşiu, inundat
15,1	15,8	Pachet coeziv subţire	0,8	ARGILA NISIPOASA	cenuşie, saturata
15,8	17,0	Orizont nisipos 4	1,2	NISIP ARGILOS	cenuşiu, inundat

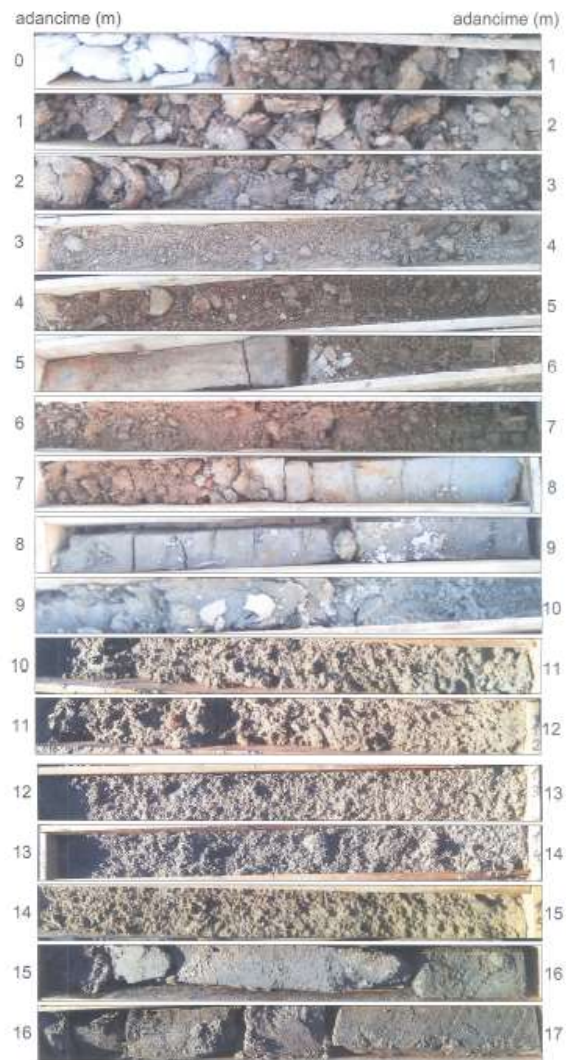


Figura 3.6. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO2

Tabelul 3.8. Stratificația amplasamentului din forajul I 4220-FHP3

Adâncime (m) de la până la	Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0 1,0	Umplutura neomogena	1,0	UMPLUTURA NEOMOGENA	formata din piatra, argila nisipoasa, cenusiu-cafenie
1,0 2,5	Pachet coeziv 1	1,5	ARGILA NISIPOASA	cafeniu-cenusie, cu oxizi de fier
2,5 4,5	Orizont nisipos 1	2,0	NISIP	cafeniu, umed de la 4,0 m
4,5 5,5	Pachet coeziv 2	1,0	ARGILA	cafeniu închisa, umeda, bogata in oxizi de fier si cu urme de concretuni feromanganoase
5,5 6,0	Orizont nisipos subțire	0,5	NISIP	cafeniu închis, inundat
6,0 7,0	Pachet coeziv 3	2,0	ARGILA NISIPOASA	cafenie, saturata
7,0 8,0			ARGILA	cenușie, saturata
8,0 9,0	Orizont nisipos	7,3	NISIP ARGILOS	cenușiu, inundat
9,0 15,3			NISIP	cenușiu, bogat in oxizi de fier intre 9,0 - 9,2 m
15,3 17,0	Pachet coeziv 4	1,7	ARGILA NISIPOASA	cenușie, saturata
17,0 18,6	Orizont nisipos	2,0	NISIP PRAFOS	cenușiu, inundat
18,6 19,0			NISIP	cenușiu, inundat

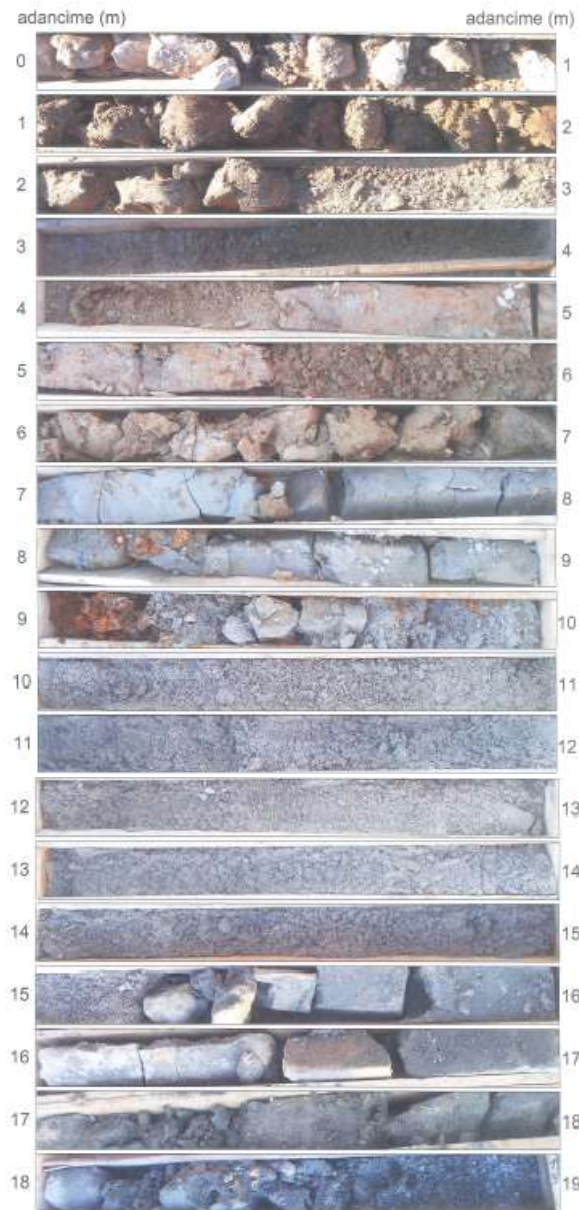


Figura 3.7. Stratificația amplasamentului din forajul I 4220-FHP3

Tabelul 3.9. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO4

Adâncime (m) de la până la		Stratigrafie (pachete)	Grosime (m)	Litologie (strate)	Descriere
0,0	1,5	Umplutura neomogena	1,5	UMPLUTURA NEOMOGENA	formata din nisip,pietriș,bucăți de beton,argila,nisipoasa, cafenie, cu oxizi de fier, concretiuni feromanganoase,cu resturi de cărămidă
1,5	3,0	Pachet coeziv 1	1,5	ARGILA NISIPOASA	cafenie, cu oxizi de fier
3,0	4,8	Orizont nisipos 1	1,8	NISIP	cafeniu, umed
4,8	6,0	Pachet coeziv 2	1,8	ARGILA PRAFOASA	cafeniu-cenușie, umeda, bogata in oxizi de fier
6,0	6,7	Orizont nisipos subțire	0,7	NISIP	cafeniu, inundat
6,7	7,2	Pachet coeziv 3	2,0	ARGILA	cenușie, saturata
7,2	8,7			ARGILA NISIPOASA	cenușie, saturata
8,7	9,4	Orizont nisipos 3	1,3	NISIP	cafeniu, inundat, de la 9,0-9,4 bogat in oxizi de fier
9,4	10,0			NISIP	cenușiu, inundat

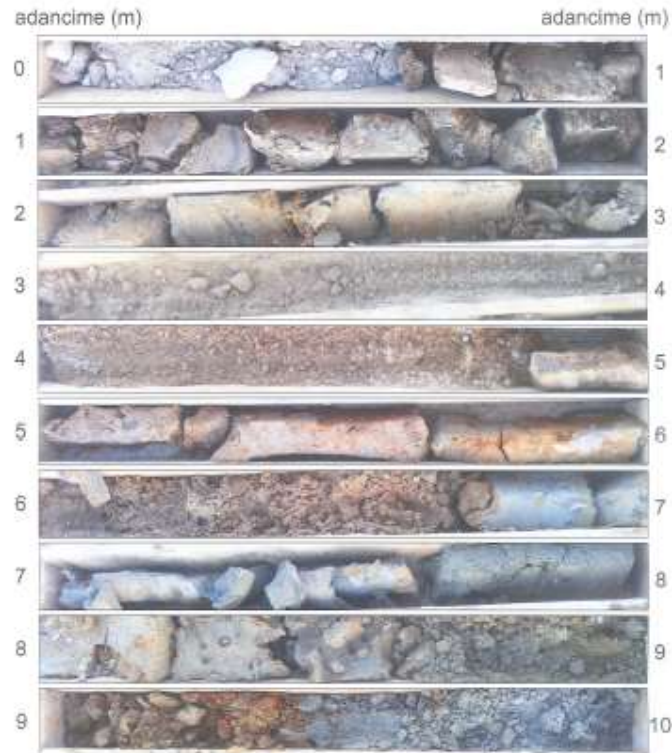


Figura 3.8. Stratificația amplasamentului din forajul 4220-FHO4

Caracteristicile fizico-mecanice ale pachetului coeziv care au fost recomandate pentru fundarea imobilului cu regimul de înălțime P+20E, la aprecierea căroră s-a folosit interpretarea testului de penetrare dinamică cu con (ținându-se cont de aspectul macroscopic al probelor tulburate prelevate și de valorile orientative din tabelele menționate în STAS-ul 3300/1-85) sunt: [89]

- greutatea volumică naturală (γ) : 18,41 kN/m³
- gradul de îndesare (I_D) : 0,78
- porozitatea (n) : 35,4 %
- indicele porilor (e) : 0,55
- unghi de frecare interioară (φ_U) : 39°
- modulul de edometric (M_{2-3}): 13,11 MPa

Din forajul 4220-F19, a fost extrasă o probă de pământ netulburată care a fost expusă unor analize de laborator pentru a se determina caracteristicile mecanice și fizice ale pământurilor cu umflări și contracții mari (tabelul 3.10.). Pe baza analizelor au rezultat următoarele: [71]

- argilă cu $d < 0,002$ mm (A_2) : 45,0 %
- indicele de activitate (I_A) : 1,08
- contractia volumică (C_V) : 114,5%
- umflarea liberă (U_L) : 118,3%
- indicele de plasticitate (I_p) : 48,76 %
- limita de contractie (W_s) : 10,6

Tabelul 3.10. Clasificare PUCM

Activitatea pământurilor cu umflări și contractii mari	Particule de argilă cu diametru mai mic de 0,002 mm (A_z) %	Indice de plasticitate (I_p) %	Indice de activitate (I_a)	Umflare liberă (U_l) %	Limita de contractie (W_s) %	Contractia volumică C_v %	
						tulburat	netulburat
Foarte active	>30	>35	>1,25	>140	<10	>100	>35
Active	20-30	25-35	1.0-1.25	100-140	12-10	75-100	25-35
Cu activitate medie	15-20	12-25	0.75-1.0	70-100	16-12	55-75	15 -25
Puțin active	<15	<12	<0.75	< 70 %	> 16	<55	<15

Pe baza parametrilor geotehnici prezentați anterior și a indicativului NP126/2010 a rezultat că stratul de argilă prăfoasă poate fi încadrat în categoria pământurilor active spre foarte active. [45]

Au fost prelevate 4 probe de mediu de pământ din cele 4 foraje geotehnice realizate, ce au fost analizate într-un laborator de specialitate din care au rezultat următorii indicatori:

- pH
- zinc (Zn)
- plumb (Pb)
- nichel (Ni)
- cupru (Cu)
- cadmiu (Cd)
- crom (Cr)
- total hidrocarburi din petrol (THP)
- indicator BTEX (compuși aromatici)

Adâncimile de prelevare a probelor de mediu, de pământ, sunt prezentate în tabelul 3.11.:

Tabelul 3.11. Adâncimea de prelevare a probelor de mediu (de pământ)

Foraj	Proba	Adâncime de prelevare [m]
4220-F19	TI	4,5-4,7
4220-F20	TI	9,8-10,0
42220-F21	TI	7,5-7,7
42220-F22	TI	10,4- 10,6

3.1.4. Apa subterană

Acviferul freatic s-a întâlnit la adâncimi de 8,0 - 9,0 metri fața de cota actuala a terenului amenajat (CTA), din punctele de execuție ale forajelor. Apa freatică interceptată în foraje a fost sub presiune în toate cele 8 foraje executate și s-a stabilizat la adâncimi cuprinse între 4,30 și 4,65 m. Pentru o mai bună vizualizare a acviferului freatic se va consulta figura de mai jos (figura 3.9.):

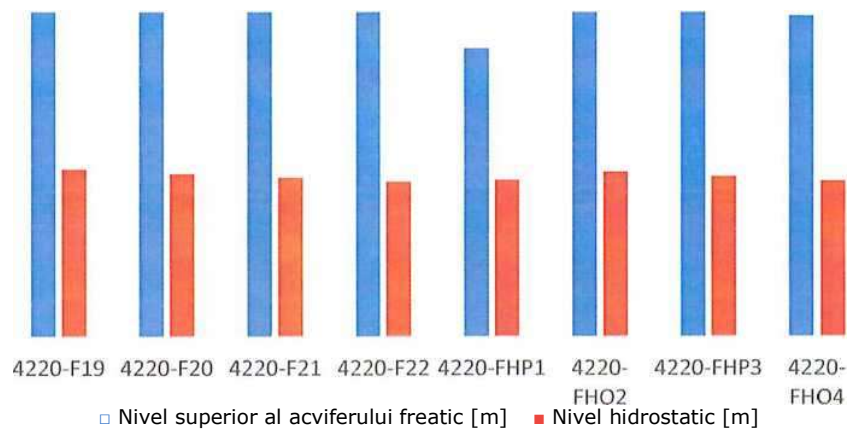


Figura 3.9. Diagrama acviferului freatic

Pe baza observațiilor asupra fluctuațiilor nivelului apei subterane pe o perioadă mai îndelungată de timp se pot efectua studii hidrogeologice complexe care pot indica nivelul hidrostatic maxim absolut. În aceste condiții s-a apreciat că în perioade cu precipitații abundente, nivelul pânzei freatice poate înregistra o creștere cu până la 1,0 m față de cel măsurat la data efectuării investigațiilor geotehnice.

Având în vedere adâncimea de fundare estimată de către proiectantul de rezistență, s-a apreciat că în condiții normale hidrogeologice, comparabile cu cele din ziua realizării forajului, apa freatică va intra în contact cu fundația construcției propuse. Din cele 4 foraje geotehnice executate s-au prelevat 4 probe de mediu de apă, iar dintr-un foraj hidrologic din cele 4 realizate (mai exact din 4220-FHO2) a fost

prelevată o singură probă de mediu, de apă. Aceste probe au fost analizate într-un laborator de specialitate din care au rezultat următorii indicatori:

- pH
- cadmiu (Cd)
- crom total (Cr)
- cupru (Cu)
- nichel (Ni)
- nitrați
- mangan (Mn)
- oxidabilitate CCO-Mn
- nitriți
- plumb (Pb)
- amoniu
- cloruri (Cl)
- duritate totală
- fier (Fe)
- silfați
- zinc (Zn)

În tabelul 3.12 sunt menționate adâncimile de prelevare ale probelor de mediu:

Tabelul 3.12. Adâncimi de prelevare a probelor de mediu (de apă)

Foraj	Adâncime de prelevare [ml]
4220-F19	4,6
4220-F20	5,5
4220-F21	6,8
4220-F22	6,5
4220-FHO2	6,0

3.1.5. Concluzii și recomandări

S-au concluzionat următoarele particularități pentru amplasamentul analizat:

- Pe baza factorilor descriși în capitolele anterioare, lucrarea s-a încadrat în „categoria geotehnică 2 – risc geotehnic moderat”.
- În foraje a fost interceptată o stratificație eterogenă; sub umplutura cu grosime de 1,0 - 3,0 m s-a găsit o succesiune de pachete coezive și orizonturi nisipoase. Proporțiile pachetelor coezive, respectiv nisipoase sunt reprezentate în figura 3.10.

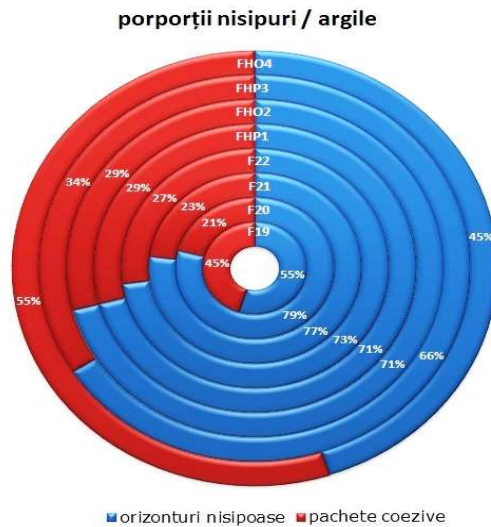


Figura 3.10. Proporția pachetelor coezive și a orizonturilor nisipoase pentru cele 8 foraje executate

- Suprafața aproximativ orizontală a terenului nu a fost influențată de fenomene fizico-mecanice care să afecteze stabilitatea generală a amplasamentului.
- În foraje, apa subterană a fost interceptată la adâncimi cuprinse între 5,5 și 9,0 m față de CTA.
- Din buletinele de analiză chimică ale probelor de apa extrase din forajele 4220-F19, 4220-F21 și 4220-F22, conform NE 012/1-2007, a rezultat că acestea prezintă agresivitate chimică slabă față de beton: [42]
 - $SO_4^{2-} = 325,00 \frac{mg}{l} \Rightarrow$ clasa de expunere a betonului fiind XA1;
 - $SO_4^{2-} = 235,00 \frac{mg}{l} \Rightarrow$ clasa de expunere a betonului fiind XA1;
 - $SO_4^{2-} = 290,00 \frac{mg}{l} \Rightarrow$ clasa de expunere a betonului fiind XA1;
- În urma lucrărilor de teren, s-a putut observa ca exista pământuri cu o compresibilitate medie spre mare în zona activă a construcției.
- Ținând cont de caracteristicile pământurilor din zona activa a fundației și de caracteristicile construcției proiectate (imobil P+20E – clădirea A), s-a considerat ca fiind posibilă următoarea variantă de fundare (fundație indirectă cu ajutorul piloților din beton armat):
 - să se realizeze o săpătură generală până la adâncimea de 4,0 m față CTA. Pereții săpăturii vor putea fi sprijiniți fie prin intermediul unui ecran din piloți secanti, fie prin intermediul pereților mulați. Acest ecran se poate realiza pe toate cele patru laturi ale săpăturii, sau doar pe latura dinspre râul Bega, unde nu este suficient spațiu pentru a putea realiza săpătură în taluz; pe celelalte trei laturi rămase, săpătura în taluz este realizabilă întrucât este suficient spațiu pentru a se putea executa.

- după realizarea săpăturii, să se execute în teren piloții din beton armat, încastrați până la o adâncime de 17,0 metri față de CTA.
 - terenul de fundare este reprezentat prin nisip, cenușiu - cafeniu, îndesat (conform fisei forajului 4220-F19). Capacitatea portantă estimată a unui asemenea pilot (de tip pilot flotant, executat pe loc prin foraj cu tubaj recuperabil sau prin betonare sub noroi) a fost calculată conform STAS 2561/3-90 și definitivată pe baza unor încercări de probă la fata locului.
- Având în vedere nivelul freatic maxim apreciat și adâncimea minimă de fundare recomandată, în funcție de următoarele variante de fundații s-au apreciat, în conformitate cu NE 012/1-2007, următoarele clase de expunere ale betonului ținând cont de acțiunile datorate mediului înconjurător: [42]
- pentru fundații situate deasupra nivelului freatic maxim apreciat (-4,6 ÷ 6,8 m):
 - XF1+XC4 pentru fundații exterioare aflate deasupra nivelului de îngheț;
 - XC2 pentru fundații interioare și fundații exterioare situate sub adâncimea de îngheț;
 - pentru fundații situate sub nivelului freatic maxim apreciat (-4,6 ÷ 6,8 m):
 - XA1.
- Geotehnicianul a recomandat ca umpluturile locale sau alte pământuri slabe (de consistență moale sau afânate) să fie îndepărtate în trepte la execuție astfel încât să fie asigurată încastrarea fundației în terenul bun de fundare cu minim 0,2 m.

3.2. Studiu geotehnic de detaliu caz particular ISHO

3.2.1. Informații generale

Studiul geotehnic de detaliu a fost realizat pentru detalierea condițiilor geotehnice de pe amplasamentul pe care s-a dorit construirea blocurilor cu regimul de înălțime S+P+20E/S+P+4E. Acesta cuprinde prezentarea rezultatelor investigațiilor geotehnice realizate pe amplasament și descrierea parametrilor geotehnici determinați pe baza acestora. Elaborarea studiului geotehnic de detaliu s-a făcut ținând cont de informațiile prezentate în capitolul anterior. De asemenea, în acest capitol sunt prezentate concluzii și recomandări cu privire la posibilele soluții privind proiectarea și construirea sistemului de fundare a structurilor și a sistemului de sprijinire a excavațiilor. Studiul geotehnic de detaliu este valabil pentru faza de proiectare P.T./D.E. [70]

Pentru a determina parametrii geotehnici necesari proiectării fundațiilor imobilelor, s-au realizat următoarele încercări geotehnice: o încercare cu dilatometrul plat Marchetti (DMT), două încercări cu dilatometrul plat Marchetti echipat cu modulul seismic (SDMT) și opt sonde de penetrare static cu con (CPT) (figura 3.11).

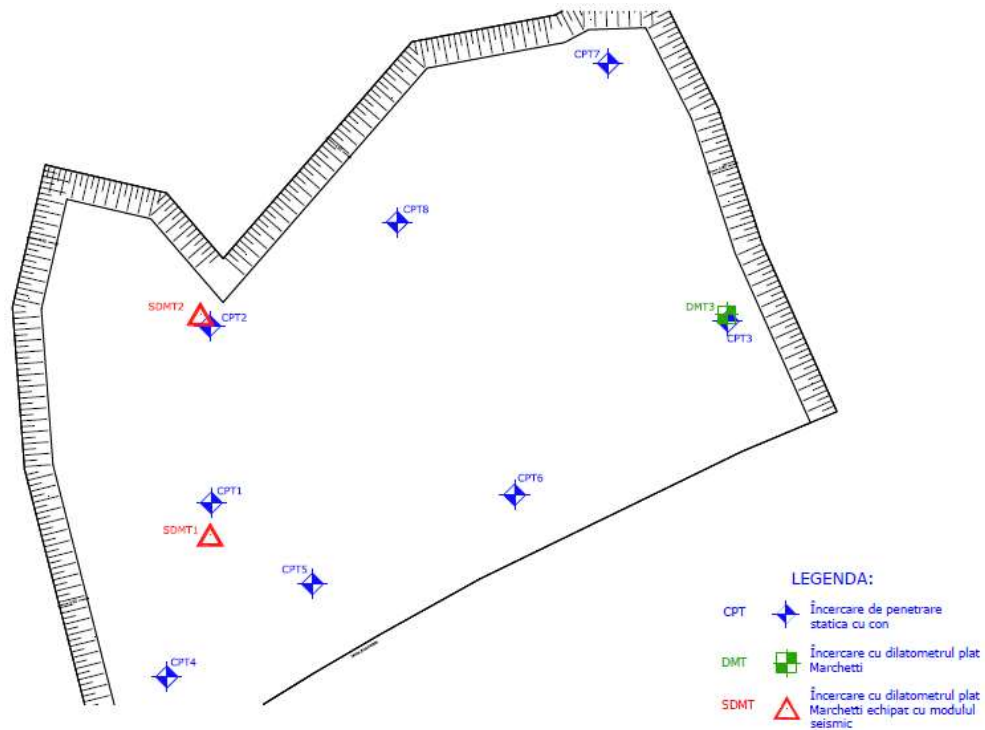


Figura 3.11. Schiță de ansamblu și amplasarea investigațiilor geotehnice

Cota terenului natural din amplasament a variat între +87,00 rMN și +89,00 rMN.

3.2.2. Date hidrogeologice, geologice și geomorfologice generale

- Din punct de vedere **hidrogeologic**, în zona râurilor Timiș - Bega, complexul acvifer din depozitele cuaternare de suprafață are caracter freatic, fiind alimentat prin infiltrații directe ale apelor din precipitații (acviferul freatic este direct influențat de nivelul apei din râurile Timiș și Bega). Acesta are o direcție generală de curgere de la est spre vest și o dinamică activă, ca și rețeaua hidrografică.
- Amplasamentul este localizat, din punct de vedere geomorfologic, în subunitatea morfologică Câmpia Timișoarei, parte componentă a Câmpiei Banatului, din unitatea morfologică Depresiunea Panonică (Figura 3.12). Câmpia Timișoarei prezintă o înclinare generală marcată de direcțiile de curgere a râurilor, cu o altitudine de aproximativ 140 m în partea de nord - est și descrește până la o altitudine de 90 - 100 m spre sud - vest.
- Amplasamentul este localizat, din punct de vedere **geologic**, în Depresiunea Panonică în care depozitele cuaternare sunt dispuse peste formațiunile

- vechi, de vârstă pliocenă. Depozitele vechi sunt alcătuite din alternanțe de argile și marne argiloase cu nisipuri și orizonturi de lignit.
- Depozitele panoniene sunt acoperite de formațiunile cuaternare, reprezentate de depozite lacustre, loess și depozite loessoide, precum și depozite fluviatile, care alcătuiesc terasele superioare și inferioare ale râurilor (Pleistocen mediu și superior).
- Depozitele care interesează studiul geotehnic de față sunt de vârstă cuaternară (Holocen), formate din aluviuni actuale, respectiv subactuale (argile, pietrișuri și nisipuri).

3.2.3. Condiții geotehnice de amplasament

3.2.3.1. Adâncimea de îngheț

În conformitate cu STAS 6054/77 „Teren de fundare – Adâncimi maxime de îngheț – Zona teritoriului României”, adâncimea de îngheț maximă în amplasamentul studiat se situează la 60 - 70 cm. [91]

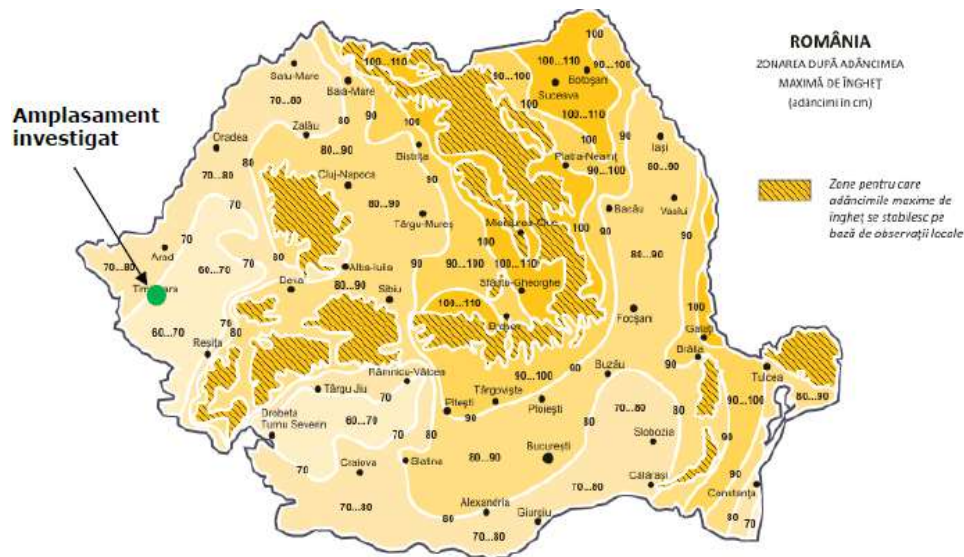


Figura 3.12. Adâncimi maxime de îngheț conform STAS 6054/77 pe teritoriu României [32]

3.2.3.2. Zona seismică

Amplasamentul este localizat, conform hărților de zonare seismică (figura 3.13. și figura 3.14.), într-o zonă cu o perioadă de colț a spectrului de răspuns seismic TC egală cu 0,7s și o accelerație la nivelul terenului ag egală cu 0,20g (pentru intervalul mediu de recurență al acțiunii seismice IMR=225 ani, care reprezintă cutremurul considerat la Starea Limită Ultimă). În conformitate cu normativul

P100/1-2013, coeficientul de amplificare dinamică este 2,5 pentru intervalul TB-TC. [46]

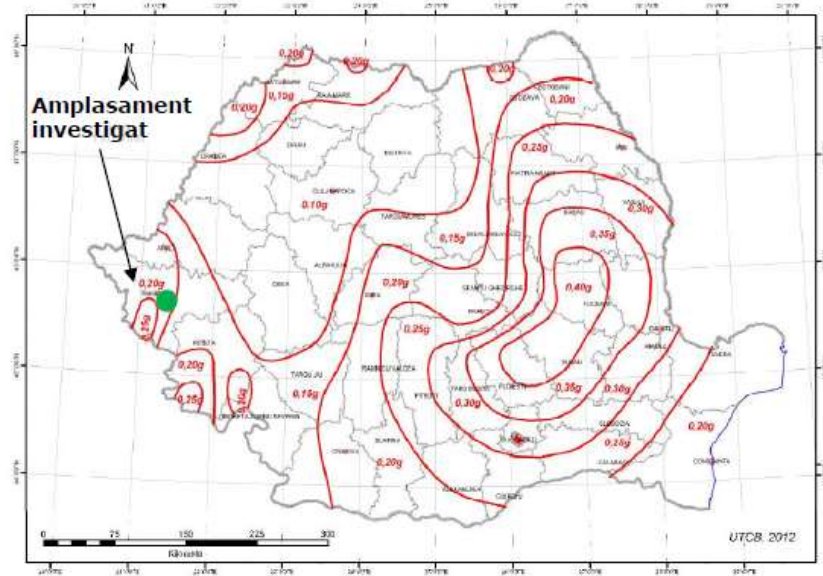


Figura 3.13. Zonarea cutremurelor pe teritoriul României pentru intervalul mediu de recurență IMR=225 ani, cu valorile de vârf ale accelerației terenului, a_g [46]

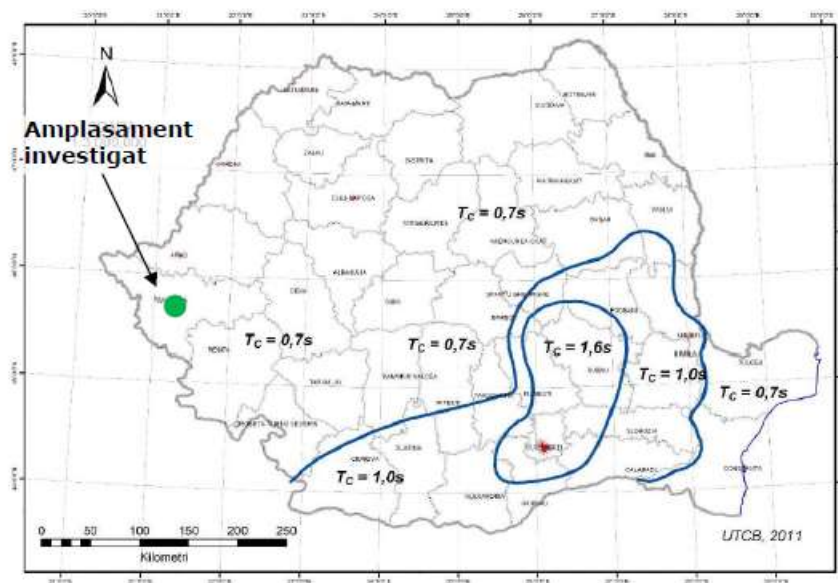


Figura 3.14. Zonarea spectrului de răspuns în termeni de perioadă de colț, T_c , pe teritoriul României [46]

3.2.4. Categoria geotehnică a amplasamentului analizat

În conformitate cu NP 074-2014, încadrarea amplasamentului în categoria geotehnică s-a realizat în funcție de următoarele criterii: [53]

- **condiții de teren de fundare**

Luând în considerare stratificația reieșită din investigațiile geotehnice, alternanțe de orizonturi necoezive alcătuite din nisip fin mediu cenușiu cu rar pietriș de îndesare medie și orizonturi coezive formate din argile prăfoase slab nisipoase, acesta s-a încadrat în clasa „terenuri medii-dificile”;

⇒ **6 puncte**

- **apa subterană**

Având în vedere că regimul de înălțime este S+P+20E/S+P+4E+Er, amplasamentul a putut fi încadrat în clasa „cu epuizmente normale”;

⇒ **2 punct**

- **clasa de importanță a construcțiilor**

Conform informațiilor puse la dispoziție de către beneficiar, funcțiunea clădirilor este de imobil de locuințe, cu o înălțime de S+P+20E/S+P+4E+Er. Din această cauză, structurile s-au încadrat în clasa „importanță deosebită”;

⇒ **5 puncte**

- **vecinătățile**

Realizarea excavației și a fundațiilor nu puteau influența fundațiile structurilor învecinate, prin urmare aceasta s-a încadrat în clasa „fără riscuri”;

⇒ **1 punct**

- **risc seismic**

Amplasamentul s-a încadrat, conform P100/1-2013, într-o zonă cu valori de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare, cu $a_g = 0,20 g$. [46]

⇒ **2 puncte**

În tabelul de mai jos (tabelul 3.13.) este prezentată sintetic analiza expusă anterior. În baza acesteia, amplasamentul studiat s-a încadrat în conformitate cu NP 074-2014 în clasa de risc geotehnic major (categoria geotehnica 3). [53]

Tabelul 3.13. Stabilirea categoriei geotehnice

Factor de risc	Clasa de risc	Punctaj conform NP 074
Condiții de teren	Terenuri medii-dificile	6
Apa subterană	Cu epuizmente normale	2
Importanța construcției	Deosebită	5
Vecinătăți	Fără riscuri	1
Risc seismic	$0,15g \leq a_g < 0,25g$	2
Riscul geotehnic	Major	16
Categoria geotehnică	3	

3.2.5. Investigațiile geotehnice realizate pentru întocmirea prezentului studiu geotehnic de detaliu

3.2.5.1. Sondaje de penetrare statică cu con (CPT)

În scopul determinării în situ a caracteristicilor terenului de fundare, în cadrul limitelor amplasamentului s-au efectuat pentru această fază de investigare opt sondaje de penetrare statică cu con, respectând prevederile din standardul EN ISO 22476-1: 2009 – „Cercetări și încercări geotehnice. Încercări pe teren. Partea 1: Încercare de penetrare statică cu con electric și piezocon”. [84]

Sondajul de penetrare statică cu con constă în introducerea cu viteză constantă în teren prin presare, a unei serii de tije având în vârf un penetrometru cu con, prevăzut cu senzori electrici și manta de fricțiune. Pe parcursul sondajului se înregistrează automat rezistența la penetrare a conului în teren (qc) și frecarea locală pe mantaua de fricțiune (fs).

Penetrările statice cu con CPT au fost realizate în intervalul 14.11.2017 – 15.11.2017. Adâncimile până la care au fost efectuate sondajele, precum și coordonatele lor sunt prezentate în tabelul 3.14.

Tabelul 3.14. Încercări de penetrare statică cu con (CPT)

Nume punct de investigație	Adâncime de investigare (m)	STEREO 70		Cotă absolută teren amenajat (rMN)	Cotă absolută bază sondaj (rMN)
		N	E		
CPT 1	43,03	480181,750	208005,667	+89,09	+46,06
CPT 2	45,32	480220,681	208002,040	+89,11	+43,79
CPT 3	44,02	480210,317	208092,760	+87,56	+43,56
CPT 4	43,01	480159,296	207992,446	+89,04	+46,03
CPT 5	40,01	480176,796	208029,446	+89,56	+49,55
CPT 6	40,02	480190,237	208054,204	+89,51	+49,49
CPT 7	40,01	480263,838	208070,194	+89,60	+49,59
CPT 8	40,01	480236,750	208034,170	+89,49	+49,48

Rezultatele sondajelor de penetrare statică cu con au fost utilizate în vederea determinării, prin corelații, a parametrilor geotehnici de rezistență și deformabilitate (modul de deformație, unghi de frecare internă, coeziune nedrenată), atât pentru pachetele de pământuri necoezive, cât și pentru cele de pământuri coezive.

3.2.5.2. Încercări cu dilatometrul plat Marchetti echipat cu modulul seismic (SDMT)

În limitele amplasamentului au fost realizate două încercări de tip SDMT (încercări cu dilatometrul plat Marchetti echipat cu modulul seismic). Determinarea parametrilor de rezistență și de deformație s-a realizat la un interval mediu de 25 cm, până la adâncimea programată sau refuzul terenului la penetrare.

La efectuarea încercărilor SDMT, în vederea introducerii sondei în teren, s-a utilizat sistemul hidraulic de împingere al utilajului de CPT, cu care au fost realizate și

sondajele de penetrare statică cu con. Adâncimile până la care au fost efectuate încercările, precum și coordonatele lor sunt prezentate în Tabelul 3.15.

Tabelul 3.15. Încercări cu dilatometrul plat Marchetti echipat cu modulul seismic (SDMT)

Nume punct de investigație	Interval de investigare (m)	STEREO 70		Cotă absolută teren amenajat (rMN)	Cotă absolută bază sondaj (rMN)
		N	E		
SDMT 1	20,5	480183,341	208002,237	+89,35	+68,85
SDMT 2	20	480221,014	208000,540	+89,18	+69,18

Sondajele SDMT reprezintă o metodă performantă și eficientă de determinare în situ a compresibilității straturilor de pământ în profunzime, necesară pentru calculul avansat al tasărilor și al deformațiilor.

Modulul seismic al echipamentului SDMT a fost alcătuit dintr-o tijă metalică instrumentată, situată deasupra lamei DMT, care încorporează doi receptori seismici (geofoane) la o distanță de 50 cm unul față de celălalt. Lama DMT a fost introdusă în teren, iar odată ajunsă la adâncimea necesară efectuării încercării, o membrană circulară poziționată pe o latură a capătului acesteia a fost dilatată prin introducerea de azot sub presiune. Membrana a comprimat terenul cu care se află în contact. La trei momente specifice ale încercării a fost înregistrată presiunea, după care lama a fost înaintată în teren la următoarea adâncime de investigare.

Viteza de propagare a undelor de forfecare reprezintă raportul dintre distanța dintre geofoane și diferența intervalului măsurat de timp în care undele ajung la cele două receptoare.

Nota: Principalul scop al utilizării rezultatelor încercărilor SDMT este acela de a obține parametrii geotehnici statici și dinamici ai pământurilor.

3.2.5.3. Încercări cu dilatometrul plat Marchetti (DMT)

În limitele amplasamentului a fost realizată o încercare de tip DMT (încercare cu dilatometrul plat Marchetti).

Determinarea parametrilor de rezistență și de deformație s-a realizat la un interval mediu de 25 cm până la adâncimea programată sau refuzul terenului la penetrare. La efectuarea încercării DMT, în vederea introducerii sondei în teren, s-a utilizat sistemul hidraulic de împingere al utilajului de CPT, cu care au fost realizate și sondajele de penetrare statică cu con. Adâncimea până la care a fost efectuată încercarea, precum și coordonatele ei sunt prezentate în Tabelul 3.16.

Tabelul 3.16. Încercări cu dilatometrul plat Marchetti (DMT)

Nume punct de investigație	Interval de investigare (m)	STEREO 70		Cotă absolută teren amenajat (rMN)	Cotă absolută bază sondaj (rMN)
		N	E		
DMT 3	20	480209,630	208092,176	+87,62	+67,62

Sondajele DMT reprezintă o metodă performantă și eficientă de determinare in situ a compresibilității straturilor de pământ în profunzime, necesară pentru calculul avansat al tasărilor și al deformațiilor.

Lama DMT a fost introdusă în teren, iar odată ajunsă la adâncimea necesară efectuării încercării, o membrană circulară poziționată pe o latură a capătului acesteia a fost dilatată prin introducerea de azot sub presiune. Membrana a comprimat terenul cu care s-a aflat în contact. La trei momente specifice ale încercării a fost înregistrată presiunea, după care lama a fost înaintată în teren la următoarea adâncime de investigare.

Nota: Primul scop al utilizării rezultatelor încercării DMT este acela de a obține parametrii geotehnici statici ai pământurilor, prin coroborare cu rezultatele încercărilor de laborator geotehnic.

3.2.6. Rezultatele investigațiilor geotehnice realizate

3.2.6.1. Descrierea stratificației

Stratificația de calcul recomandată a fost alcătuită din șapte straturi reprezentative determinate în urma investigațiilor geotehnice și pe baza rezultatelor in situ și de laborator realizate în iulie 2017, raportate la cota terenului $\pm 0,00$ a imobilelor (+89,25 rMN).

În tabelul 3.17. este prezentată stratificația terenului întâlnită.

Tabelul 3.17. Stratificația terenului

Număr strat	Tip stratificație	Compoziție	Observații
Stratul 0 (-0,16 și -2,66)	umplutură eterogenă		
Stratul I (-2,66 și -9,06)	complex argilos prăfos	alcătuit din argile prăfoase, ușor nisipoase, moi spre consistente, cafenii și cenușii.	În cuprinsul acestui strat, pe baza investigațiilor CPT se pot întâlni două lentile necoezive care au o grosime de aproximativ 1 m

Stratul III (-16,16 și -20,66)	complex argilos	alcătuit din argile, argile prăfoase, argile nisipoase și prafuri nisipoase argiloase, vârtoase la tari, cafenii - cenușii	
Stratul IV (-20,66 și -25,16)	complex nisipos prăfos	alcătuit din nisipuri medii, ușor prăfoase, cenușii, îndesate	în cuprinsul acestui strat, pe baza investigațiilor CPT, a fost întâlnită o lentilă coezivă care are o grosime de aproximativ 1 m.
Stratul V (-25,16 și -35,36)	orizont argilos prăfos	alcătuit din argile prăfoase, cafenii – cenușii, vârtoase	în cuprinsul acestui strat, pe baza investigațiilor CPT, a fost întâlnită o lentilă coezivă care are o grosime de aproximativ 1 m
Stratul VI (-35,36 și -38,36)	orizont nisipos	alcătuit din nisipuri medii, ușor prăfoase, cenușii, îndesate	
Stratul VII (-38,36 și -45,19)	complex argilos	alcătuit din argile prăfoase, nisipoase, cafenii – cenușii, de la consistente la vârtoase	în cuprinsul acestui strat, pe baza investigațiilor CPT se întâlnește o lentilă necoezivă alcătuită din nisip mijlociu, cenușiu, îndesat care are o grosime de aproximativ 2 m

Stratificația prezentată anterior a stat la baza întocmirii calculelor structurale prezentate în capitolele următoare.

Cota medie a terenului amenajat (CTA) în dreptul investigațiilor geotehnice a variat între +87,00 rMN și +89,00 rMN, conform ridicării topografice pusă la dispoziție de către beneficiar din data de 21.11.2017.

S-a atras atenția asupra faptului că investigațiile geotehnice realizate au un caracter punctual.

3.2.6.2. Parametrii caracteristici ai terenului de fundare

Prin corelarea rezultatelor prezentate în cadrul studiului geotehnic emis în iulie 2017, a studiul geotehnic de detaliu din data de 08.11.2017 prezentat anterior și a încercărilor în situ descrise mai sus, precum și pe baza lucrărilor realizate în condiții similare de teren, au rezultat valorile caracteristice (conform NP 122/2010) indicate în Tabelul 3.18. [70,44]

Tabelul 3.18. Valorile caracteristice ale parametri geotehnici pentru o stratificație sintetică [70,44]

Strat	Descriere strat	Limite de strat		γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [MPa]	$E_{50,ref}$ [MPa]	$E_{ur,ref}$ [MPa]
		Cote absolute [rMN]	Cote raportate la $\pm 0,00 = +89,25$					
0	Umputură	+89,09...+86,59	- 0,16.....-2,66	17,7	25	10	8	24
I	Complex argilos prăfos	+86,59...+80,19	- 2,66.....-9,06	17	18	31	14	56
I.1	Lentile coezive moi	+84,75...+81,75	- 4,50.....-7,50	16,7	17	27	9	27
II	Complex nisipos	+80,19...+73,09	- 9,06...-16,16	20,1	34	-	30	90
III	Complex argilos	+73,09...+68,59	-16,16...-20,66	20,6	24	60	22	88
IV	Complex nisipos prăfos	+68,59...+64,09	-20,66...-25,16	20,1	34	-	40	120
V	Orizont argilos	+64,09...+53,89	-25,16...-35,36	19,5	22	52	17	51
VI	Orizont nisipos	+53,89...+50,89	-35,36...-38,36	20,5	36	-	60	180
VII	Complex argilos	+50,89...+44,06	-38,36...-45,19	19	24	58	20	60

Simbolurile utilizate pentru parametrii geotehnici din Tabelul 5 au următoarele semnificații:

c' - coeziunea efectivă

ϕ' - unghi de frecare interioară efectiv;

γ - greutatea volumică în stare naturală a pământului;

$E_{50,ref}$ - modul secant de deformație;

$E_{ur,ref}$ - modul de deformație pentru descărcare/reîncărcare.

3.2.7. Recomandări și concluzii

În urma rezultatelor obținute din investigații, precum și din datele privind regimul de înălțime al structurilor (S+P+20E/S+P+4E+Er), s-au putut trage următoarele concluzii:

Pentru **Stratul I: Complex argilos prăfos** întâlnit între cotele -2,66 și -9,06, valoarea de bază a presiunii convenționale (acceptabile) pentru gruparea fundamentală a fost: $\bar{p}_{conv} = 150$ kPa, aleasă pe baza NP 112-04 - „Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă”. [55]

Valorile presiunii convenționale de bază menționate au corespuns unei adâncimi de fundare $D_f = 2$ m față de nivelul sistematizat al terenului și o lățime a tălpii $B = 1$ m.

Valorile maxime ale presiunii de contact pe talpa fundației, cu considerarea excentricității încărcărilor, trebuiau să respecte următoarele condiții:

- pentru gruparea fundamentală de acțiuni: $p_{max} \leq 1,2p_{conv}$;
- pentru gruparea specială de acțiuni: $p_{max} \leq 1,4p_{conv}$.

În urma calculului de interacțiune teren – structură, proiectantul geotehnician a propus soluția de fundare.

3.2.8. Considerații și observații finale

Studiu geotehnic de detaliu a fost întocmit respectând prevederile din normativul NP 074/2014 privind investigarea terenului de fundare și standardele europene preluate ca norme românești. Studiul se bazează pe investigații geotehnice de teren pentru amplasamentul studiat.

După excavarea la cota finală din proiect, prin grija beneficiarului, a fost invitat întocmitorul studiului geotehnic, respectiv un reprezentant al acestuia pentru recunoașterea condițiilor de fundare și emiterea raportului de recepție a naturii terenului de fundare. Nu au fost efectuate umpluturi sau aplicat stratul de egalizare înainte de îndeplinirea condiției mai sus amintite.

Întocmitorul studiului geotehnic a rămas disponibil pentru eventuale detalieri și explicații privind informațiile prezentate în studiul geotehnic de detaliu pe parcursul proiectării și al execuției lucrărilor.

În cazul în care pe parcursul execuției s-ar fi observat variații semnificative față de stratificația menționată în studiul geotehnic sau ar fi fost descoperită prezența oricăror umpluturi, goluri sau zone înmuiate, executantul trebuia să înștiințeze de urgență întocmitorul studiu geotehnic de detaliu pentru verificarea și adaptarea studiului la situația întâlnită și dispunerea măsurilor care se impun.

Lucrările geotehnice și de fundații s-au realizat numai pe baza studiului geotehnic de detaliu și a proiectului de specialitate la faza detaliu de execuție (D.E.), conform legislației în vigoare. Documentațiile tehnice au fost verificate de către verificatori autorizați M.D.R.T. pentru exigențele Af, A1 și A2.

Pe perioada execuției lucrărilor, constructorul a luat măsurile necesare pentru a proteja mediul înconjurător și a ținut cont de prevederile legislației referitoare la protecția mediului, la sănătatea și securitatea muncii, inclusiv în situații de urgență.

4. UTILIZAREA SISTEMELOR DE EPUIZMENT PENTRU REALIZAREA CONSTRUCȚIILOR ÎN TERENURI CU NIVEL FREATIC RIDICAT - cazuri generale și caz particular ISHO

4.1. Aspecte teoretice privind stabilirea soluției de epuizment

În proiectele de construcții, apele subterane pot constitui un important obstacol. În ridicarea clădirilor, acestea sunt un impediment din punct de vedere al lucrărilor de săpături eficiente, sigure și rentabile.

Metodele principale prin care se poate îndepărta apa subterană din excavații sunt: [56]

- a) coborârea înainte de excavare a nivelului apei freatice, prin puțuri filtre sau filtre aciculare;
- b) epuizment prin pompări directe ale apei care intră prin fundul și pereții excavației:
 - apa infiltrată este condusă într-o zonă special amenajată (bașă) cu ajutorul unui sistem de pompare, după ce este adunată în prealabil prin drenuri sau șanțuri.
- c) executarea unor bariere etanșe, care să nu-i permită apei subterane să pătrundă în excavație:
 - c).1. *Bariere orizontale*
 - În cazul în care pereții verticali etanși nu pot ajunge la stratul impermeabil din cauza grosimii mari a straturilor permeabile, pentru a stopa pătrunderea apei prin baza excavației, se pot realiza bariere orizontale. Barierele orizontale se pot executa, în funcție de situațiile din teren, fie prin injectare la presiuni normale cu ciment-argilă, fie prin injectare cu suprapresiune (jet grouting). Există situații în care barierele realizate prin injectare de grosime redusă se ancorează prin ancoraje verticale sau prin intermediul unor micropiloți.
 - În situațiile în care sprijinirile taluzurilor au rol temporar, este necesar ca în exploatare, noua construcție să susțină aceste taluzuri (deplasările să fie mai mici decât valorile admise de lucrările existente din zonă astfel încât construcția să aibă rolul unui zid de sprijin).
 - c).2. *Bariere verticale*
 - În zonele urbane, pentru realizarea excavațiilor adânci, se pot utiliza pereți îngropați a căror parte terminală este necesar să străbată un strat impermeabil de argilă ;
 - Este indicată folosirea „pereților compuși” în situațiile în care stratul de argilă se găsește la adâncime mare, întrucât aceștia au dublu rol la partea superioară (de etanșare și rezistență), iar la partea inferioară au rol de etanșare asigurată prin stratul de argilă;
 - În anumite cazuri, în funcție de caracteristicile terenului, barierele verticale se pot executa prin injectare: fie prin jet grouting (injectare cu suprapresiune), fie prin injectare cu lapte de ciment sau amestecuri argilă-ciment la presiuni normale. Procedul jet grouting se referă la

- introducerea unui aditiv în pământ sub înaltă presiune (ciment-bentonită sau ciment) cu rolul de a eroda și de a se combina cu pământul;
- Pentru a nu se ajunge în situația scăderii apei subterane, care ar putea duce la eventuale tasări ale construcțiilor din apropiere, barierele executate prin injectare se pot poziționa în spatele peretelui îngropat.

Alegerea unei metode eficiente de epuizment depinde de mai mulți factori: mărimea presiunii apei din fiecare strat; natura și grosimea straturilor de pământ; perioada de timp în care va rămâne deschisă excavația; prezența unor clădiri sau a utilităților în vecinătate; adâncimea excavației și dimensiunea în plan.

Este obligatorie realizarea unui „Proiect de epuizment” dacă apa subterană are nivelul deasupra cotei inferioare a săpăturii. Acesta trebuie să includă detalii referitoare la lucrările de evacuare, dirijare și colectare a apelor provenite din precipitații și a apelor infiltrate din incintă.

Epuzimentul, ca parte integrată a lucrărilor de construcție, reprezintă procesul de scădere a nivelului apei subterane în vederea efectuării lucrărilor de săpătura pe un teren uscat, în condiții de siguranță.

Lucrărilor de construcții cu fundare indirectă (prin intermediul piloților) sau directă, chiar și în situațiile în care acestea se realizează sub nivelul pânzei freatice, se pot efectua în uscat doar prin scăderea pânzei freatice cu ajutorul sistemelor de epuizment.

Forajele de epuizment (denumite și de asecari) înseamnă „îndepărtarea apei din sol pentru a se putea realiza construcții cu fundații adânci”. [59] Astfel, acestea apar acolo unde nivelul pânzei freatice este unul ridicat și au loc excavații mari de pământ. Ele se execută de obicei perimetral.

În funcție de debitul și de presiunea primului strat de apă, trebuie executate mai multe foraje care se pot tuba și folosi și ca foraje de pompare și în care se pot introduce pompe submersibile. Cu ajutorul forajelor, se poate stabili timpul necesar asecării, direcția de curgere a stratului acvifer și raza de influență a fiecărui foraj.

Pompele folosite la foraje trebuie să fie de debit mare și să funcționeze fără încetare. Înlocuirea pompelor cu unele de debite și mai mari se impune atunci când nivelul pânzei freatice scade doar foarte puțin după câteva zile.

Înainte de începerea lucrărilor trebuie întocmit și un program de pompare care să fie adaptat necesităților.

La stabilirea metodei de epuizment, trebuie ținut cont de următoarele: [59]

- a) instalația de pompare trebuie să aibă o sursă de rezervă de energie;
- b) trebuie ținut sub control nivelul scăzut al apei subterane pentru a preveni variațiile ce pot influența stabilitatea excavației și pentru a face posibilă continuarea lucrărilor de construcție;
- c) excavația trebuie să rămână stabilă, fără produceri de umflări excesive ale bazei sau alunecări ale malurilor;
- d) la finalizarea lucrărilor subterane, puțurile trebuie închise, cimentate sau blindate.

4.2. Consecințele proiectării și executării incorecte a unui sistem de epuizment

- Ca urmare a evacuării apei, în cazul terenurilor compresibile, se pot produce tasări ale terenului. Faza de cercetare inițială a terenului trebuie să includă informații hidrogeologice și informații geotehnice detaliate. Sistemele de epuizment executate în baza unor date

insuficiente pot avea repercursiuni însemnate asupra construcțiilor învecinate.

- Din cauza presiunii apei din acviferul inferior, la excavațiile adânci se poate produce explodarea fundului gropii excavate. Când condițiile geologice nu sunt corect analizate (din lipsa cunoștințelor sau a fondurilor), chiar și în cazul în care nivelul freatic al apei este adus până la adâncimea dorită, în momentul realizării lucrărilor de săpătură poate apărea, ca urmare a presiunii apei din acviferul al 2-lea, fenomenul de explozie a fundului excavației. În această situație, apar costuri în plus pentru a remedia terenul de fundare și pentru a detensiona apa din acviferul al 2-lea. De asemenea, pot apărea și penalități de întârziere ca urmare a depășirii graficului de execuție.
- Apa din incintă, eliminată, poate conține particule de nisip care pot să conducă la tasări ale terenului de fundare de sub construcțiile aflate în vecinătate sau chiar la deteriorarea terenului de fundare. Au existat situații în care s-au format în carosabil gropi foarte mari datorită faptului că, după o perioadă îndelungată de timp, apa pompată din sistemele de epuizment a format o cavernă care a ajuns să se prăbușească.
- Dimensionarea exagerată a lucrărilor de epuizment poate avea următoarele consecințe: durata de execuție este prelungită, apar costuri suplimentare, sunt executate prea multe foraje și astfel deplasarea utilajelor prin șantier este îngreunată.
- Dacă în perioada de timp proiectată nu poate fi scăzut nivelul apei subterane până la cota dorită, pot apărea atât depășiri de bugete, cât și întârzieri în realizarea lucrărilor.
- În situații izolate, lângă șantierele în care sunt realizate sisteme de epuizment, alimentările cu apa pot avea suferit: anumite fântâni pot seca.

4.3. Conținutul unui proiect de epuizment

În prima fază, pentru a elabora un proiect de epuizment, trebuie realizate următoarele studii: un studiu geotehnic și un studiu hidrogeologic.

Pe lângă cele 2 studii amintite anterior, un proiect de epuizment trebuie să mai conțină: [56]

- O listă cu reglementările tehnice și standardele aflate în vigoare și folosite la întocmirea proiectului;
- Un borderou cu planșe;
- Informații privind lucrările de epuizment dezafectate;
- Măsurile de securitate și protecție a muncii care trebuie aplicate;
- Măsurile care trebuie aplicate în caz de forță majoră pentru a putea asigura funcționarea sistemului de epuizment (în caz de avariere a unor componente, de întrerupere a alimentării cu energie electrică, etc.);
- Programul de monitorizare al sistemului de epuizment;
- Perioada de funcționare a sistemului de epuizment;
- Soluțiile de evacuare a apelor pompate;
- Condițiile de exigență ale programului de pompare;
- Informații privind echiparea piezometrelor și amplasarea acestora;

- La pământurile slab coezive cum sunt nisipurile fine prăfoase și prafurile nisipoase (care sunt susceptibile de antrenare hidrodinamică și au o permeabilitate relativ scăzută), trebuie realizat un calcul de depresionare cu filtre aciculare;
- Un calcul cu numărul de foraje necesare și distanța dintre ele pentru a putea coborâri prin pompare simultană în interferența nivelului apei la cota dorită;
- Evaluarea riscului de antrenare hidrodinamică a nisipurilor (lichefiere, refulare a nisipului și rupere hidraulică, afuiere, eroziune internă, sufozie);
- Informații referitoare la denivelarea critică, debitul critic de înnisipare, viteza apei de curgere în foraj;
- Proiectarea lucrărilor de epuizment: filtre aciculare, drenuri, foraje.

4.3.1. Conținutul unui studiu hidrogeologic

Un studiu hidrogeologic trebuie să cuprindă informațiile următoare:

A. Informații generale

- Date tehnice furnizate de proiectant sau beneficiar cu privire la sistemele constructive preconizate;
- Adresa și numele unităților care participă la studiul hidrogeologic;
- Proiectantul de specialitate pentru studiul hidrogeologic;
- Proiectantul general;
- Beneficiarul / investitorul;
- Amplasarea lucrării și denumirea investiției.

B. Date referitoare la terenul din amplasament

- Identificarea zonelor de protecție pentru sursele de apă subterana;
- Concluzii privind captările de apă din zonă;
- Încadrarea în „Zone de risc” dacă este cazul;
- Particularități privind vecinătățile lucrării (vegetație, diverse rețele, trafic, construcții învecinate etc);
- Situația actuală din teren și istoricul amplasamentului;
- Date hidrogeologice;
- Date referitoare la zonarea seismică;
- Cadrul hidrogeologic, hidrografic și geomorfologic;
- Date generale geologice.

C. Informații hidrogeologice

- Secțiuni hidrogeologice, geofizice, geologice;
- Harți ale amplasamentului cu particularități hidrogeologice, geofizice și geologice;
- Planuri de situație cu localizarea lucrărilor de investigare;
- Buletinele sau centralizatoarele buletinelor chimice;
- Fișe sintetice pentru fiecare foraj în parte cu rezultatele sintetice ale încercărilor de laborator geotehnice și descrierea straturilor identificate;
- Rapoarte cu încercările din teren și de laborator care cuprind: tabelele cu rezultatele lucrărilor experimentale, graficele, diagramele și buletinele de încercare;

- Numele laboratorului acreditat/autorizat care a realizat încercările (la care trebuie anexată copia autorizației laboratorului și anexa cu încercările acreditate/autorizate de laborator);
- Caracterul stratului acvifer (sub presiune sau cu nivel liber) și nivelul apei subterane;
- Stratificația evidențiată;
- Datele calendaristice în care au fost realizate lucrările de laborator și cele de teren;
- Aparatura și metoda folosită;
- Descrierea lucrărilor de teren realizate;
- Tabele cu prezentarea datelor obținute din pompările experimentale;
- Alte informații și rezultate concludente din încercările efectuate.

D. Calcule

- Calcule cu parametri hidrogeologici ai acviferului: tipul acvifer (cu nivel sub presiune, liber sau mixt), grosimea acviferă, raza de influență, transmisivitatea, conductivitatea hidraulică;
- Diagrama cu indicația forajelor realizată în urma informațiilor obținute din pompări în regim staționar.

4.3.2. Conținutul unui studiu geotehnic

O investigație geotehnică are scopul de a furniza informații necesare pentru o proiectare a lucrărilor de construcții economică și corespunzătoare, în care trebuie precizate următoarele elemente: [15]

- recomandări în funcție de caracteristicile terenului de fundare privind proiectarea și execuția construcției;
- categoria geotehnică a lucrării;
- adâncimea de îngheț a zonei cercetate, parametri de seismicitate și condițiile hidrogeologice;
- existența unor terenuri de fundare dificile sau a unor condiții speciale amplasamentului;
- parametri fizico-mecanici ai straturilor geologice din cuprinsul zonei active a fundațiilor;
- succesiunea straturilor geologice care intră în alcătuirea terenului de fundare.

În cazul în care se solicită un studiu geotehnic, clientul va trebui să precizeze:

- locația geografică în care va fi construită clădirea;
- regimul de înălțime;
- dacă există pereți comuni cu vreo clădire existentă;
- apropierea de apă a terenului (râu, parau, lac);
- înclinația terenului;
- suprafața terenului;
- amprenta la sol a construcției.

Pentru elaborarea unui studiu geotehnic sunt necesare următoarele documente: [53]

- un memoriu tehnic de arhitectură;
- un plan cu încadrarea în zona;
- certificatul de urbanism;

- un act de proprietate.

Exista următoarele categoriile de studii geotehnice:

- Studiu geotehnic preliminar (SGP)
- Studiu geotehnic (SG)
- Studiu geotehnic de detaliu (SG-D)

Este obligatoriu ca un studiu geotehnic să fie verificat în domeniul "Af" de un verificator atestat pentru a fi valabil în proiectare. Domeniul Af se referă la stabilitatea și rezistența terenului de fundare.

4.4. Studiul de caz privind sistemul de epuizment realizat cu succes pentru proiectul ISHO Living din Timișoara

Pentru a elimina apa din șantierul dezvoltării ISHO Living (complex de rezidențiale) a fost proiectat, executat și monitorizat un sistem de epuizment care a avut ca scop să asigure condiții adecvate de lucru (terenul să fie unul sigur). Pentru început a fost întocmit un studiu geotehnic și un studiu hidrogeologic. [68]

4.4.1. Studiul hidrogeologic

Cu scopul de a proiecta schema de asecare a incintei de fundare pentru proiectul situat pe str. Take Ionescu din Timișoara, a fost realizat prin pompări experimentale un studiu hidrogeologic (prezentat în figura de mai jos: Figura 4.1.). [68]

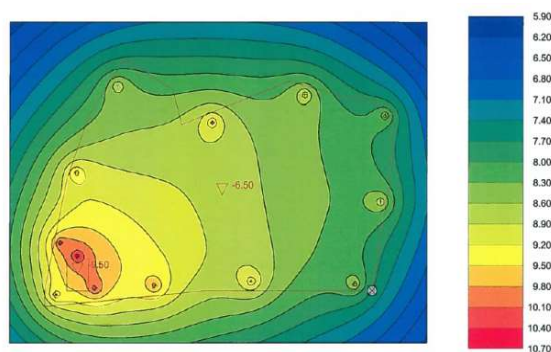


Figura 4.1. Studiul hidrogeologic

Pentru interpretarea datelor de pompare și de revenire din forajele hidrogeologice au fost folosite metode standard specific condițiilor hidrogeologice identificate în zona incintei. În general s-a constatat că forajele de pompare au o eficiență mai redusă, ceea ce a generat salturi piezometrice cu diferite valori. Această situație poate modifica substanțial valorile calculate pentru parametrii hidrogeologici astfel încât au fost preferate valorile rezultate din interpretarea datelor din forajele de observație sau din perioadele de revenire.

4.4.1.1. Caracteristicile hidrostructurii

În zona amplasamentului investigat au fost descoperite 13 unități litologice cu caracteristici diferite. Forajele de investigare au fost oprite la adâncimea de 50 m. Din punct de vedere hidrogeologic s-au întâlnit: [70]

- Acvitar superior, alcătuit din umpluturi, intercalații de nisipuri, argile, argile prăfoase, argile nisipoase, praf argilos cu grosimi de 6 - 10 metri.
- Acvifer superior, alcătuit din 2 orizonturi acvifere cu grosimi de 12 - 14 metri (cumulate), formate din nisipuri cu granoclasare verticale, având și elemente de pietriș la partea inferioară și nisip argilos / nisip fin la partea superioară. Cele 2 orizonturi acvifere erau separate de o intercalație cu o grosime de 2 - 4 metri de argilă nisipoasă. Astfel s-a obținut o grosime totală de 16 metri a pachetului de intercalații argiloase și orizonturi acvifere.
- Acvitar format din argile nisipoase cu intercalații subțiri de nisip argilos, argile plastic vârtoase, argile prăfoase (grosimea acestui acvitar fiind de circa 6 metri).
- Acvifer inferior, alcătuit din două-trei orizonturi acvifere cumulate la o grosime de 7-10 metri, cu caracter ascensional; în general în cadrul acestor orizonturi exista o granoclasare verticală, dar în acest caz, fracțiunile granulometrice de nisip mijlociu-grosier erau predominante. Partea inferioară a acviferului a fost constituită dintr-un orizont fin (nisip argilos sau argilă nisipoasă). Intercalații de argile nisipoase cu o grosime a fiecărui strat de 4,7-5,5 metri au fost găsite între orizonturile acvifere. Acest pachet care include intercalații argiloase și orizonturi acvifere a prezentat o grosime totală de aproximativ 13-15 metri.
- La baza acviferului inferior a fost identificat un strat de 3,5-5,0 metri grosime de argilă.

4.4.1.2. Testarea hidrodinamică

Pentru investigarea hidrogeologică a amplasamentului a fost executat un grup de patru foraje. Toate forajele au deschis doar acviferul superior, considerându-se că acviferul inferior nu influențează semnificativ realizarea obiectivului. A fost aleasă executarea a două grupuri de pompare pentru a se verifica omogenitatea parametrilor în condițiile unor incinte cu suprafețe mari.

4.4.1.3. Parametrii hidrogeologici

Parametrii hidrogeologici au rezultat în urma interpretării datelor obținute după 3 seturi de pompări experimentale. Valorile medii determinate pentru coeficientul de înmagazinare (S), conductivitate hidraulică (k) și transmisivitate (T) au fost:

- $S=0,0092$;
- $K = 38 \text{ m/zi}$;
- $T = 368 \text{ m}^2/\text{zi}$;

4.4.1.4. Scheme de drenaj

Pentru realizarea protecției hidrogeologice a excavațiilor necesare realizării construcțiilor proiectate pe amplasament, s-a propus pentru schema de drenare a acviferului o rețea de 13 foraje, în care forajele să funcționeze în interferență cu debite de 5l/sec și cu o denivelare impusă după 1-2 zile de funcționare. În funcție de etapa de asecare (corpul pentru care se realizează asecarea), se dorește funcționarea simultană a 4 - 7 foraje cu un volum de apă evacuat zilnic cuprins între de 1700 – 3000 m³. [68]

4.4.2. Studiul geotehnic

Programul de investigații a urmărit studierea întregului amplasament și a constat în:

- Determinarea condițiilor de proiectare, respectiv de execuție pentru lucrările de fundații;
- Determinarea poziției nivelului hidrostatic;
- Identificarea caracteristicilor fizico-mecanice pentru terenul de fundare în zona secțiunii active;
- Stabilirea succesiunii stratigrafice.

Proiectul de epuizment a fost întocmit pe baza informațiilor preluate din studiul geotehnic menționat în capitolul anterior, în care s-au apreciat ca fiind necesare:

- 4 foraje geotehnice cu adâncimi de 20-50 metri;
- 4 foraje hidrologice cu adâncimi cuprinse între 10-25 metri;
- 6 teste cu penetrare dinamică cu con de 20 metri adâncime.

Ulterior a fost întocmit un studiu geotehnic de detaliu care a folosit la realizarea proiectelor de infrastructură-fundații: dimensionarea radierului, a piloților.

4.4.3. Modelarea hidraulică a acviferului în zona de amplasament a fundațiilor clădirilor din complexul ISHO

Processing Modflow (Modular Hydrologic Model) for Windows (PMWIN) este un soft complex care permite simulări bidimensionale și tridimensionale utilizate pentru modelarea fluxului și a proceselor de transport în apele subterane. Soft-ul este folosit pe scară largă de specialiști datorită acurateții, fiabilității și eficienței simulărilor obținute. [7]

4.4.3.1. Aspecte teoretice

Prima versiune a programului a apărut în 1989, pentru sistemul de operare MS-DOS. Creșterea gradului de interacțiune a apelor subterane cu apele de suprafață a dus la necesitatea studierii aprofundate a fenomenelor legate de acest proces. În acest context, au fost dezvoltate versiuni noi ale soft-ului, mult mai performante, având: [7]

- interfață grafică profesională ;
- model de curgere în diferențe finite;

- calibrare automată;
- model de transport, folosind atât metoda drumului aleator, cât și metoda diferențelor finite;
- facilități de pre- și postprocesare.

Rețeaua de discretizare spațială a fost mărită la un număr de 150x150 celule, iar pentru regimul nepermanent de curgere se admit până la 1000 de intervale de timp. Postprocesarea asigură salvarea rezultatelor rulărilor în formate grafice variate cum ar fi: SUFER, DXF, HPGL sau BMP. PMWIN este organizat pe module funcționale. Ele sunt apelate automat de programul principal în funcție de faza de modelare. [7]

4.4.3.2. Studiu de caz folosind programul PMWIN

În cazul studiului de față s-a utilizat soft-ului PMWIN, tridimensional, care are la bază metoda diferențelor finite. A fost realizată o modelare numerică a acviferului din vecinătatea canalului Bega în care sunt situate clădirile componente ale zonei studiate ISHO.

Realizarea modelelor numerice a necesitat o bază de date topografice și hidrogeologice care să permită stabilirea elementelor necesare pentru construirea modelelor. Aceste date sunt:

- Planul de situație al dezvoltării ISHO (figura 4.2.) în care sunt dispuse obiectivele semnificative ale sistemului de amenajare. Baza topografică a fost necesară în vederea determinării cotelor de teren din zona studiată;



Figura 4.2. Planul modelat al dezvoltării ISHO

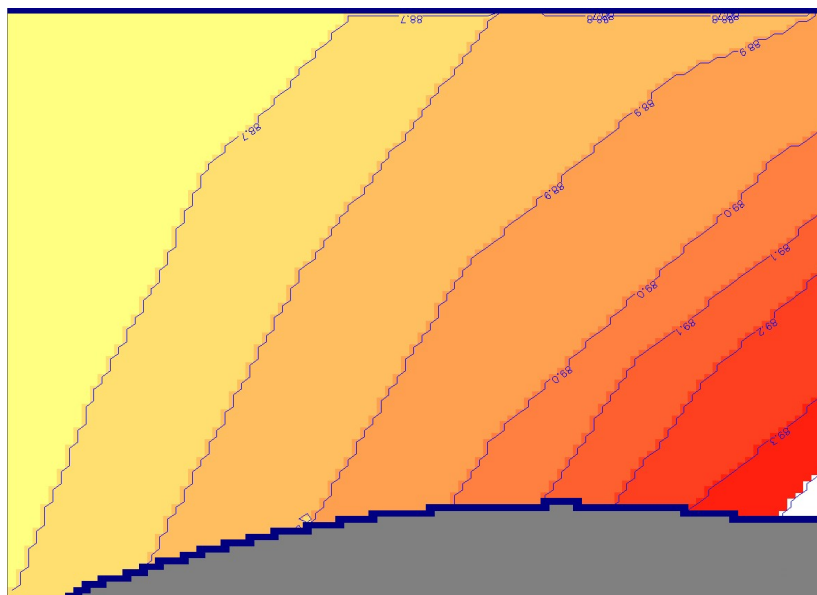


Figura 4.3. Curbele de nivel conform ridicării topografice

- Studiile hidrogeologice din care a rezultat stratificația terenului, debitul și nivelul în canalul Bega;

- debitele extrase din forajele de epuizment.

Pe baza acestor studii s-au putut determina următoarele elemente care au stat la baza realizării modelelor numerice:

a) Perimetrarea zonei semnificative din punct de vedere hidraulic, pentru analiza și modelarea hidraulică ținând seama de condițiile de funcționare caracteristice. Această zonă a reprezentat partea activă a modelului numeric.

Această analiză a condus la stabilirea zonei de modelare. Pe acest plan de situație au fost reprezentate obiectele caracteristice cu rol determinant în regimul apelor subterane, elemente componente ale amenajării luate în studiu: canalul Bega ca și element activ ce penetrează acviferul.

b) Condițiile la limită (de margine)

Aceste condiții care determină în esență desfășurarea mișcării apei subterane sunt rezultatul condițiilor naturale. Ele sunt următoarele:

- Sarcină impusă pe canalul Bega variabil: 83.9 - 84 m;

- Sarcină impusă pe latura de nord variabil 83.8 - 83,9 m corespunzător studiului hidrogeologic;

- Limitele modelului pe celelalte laturi s-au modelat ca o linie de curent.

c) Caracteristicile acviferului

Studiul hidrogeologic conform punctului 4.4.1 indică o permeabilitate constantă (coeficienți de filtrație de $k_f = 38 \text{ m/zi}$). Pe baza studiilor hidrogeologice și a caracteristicilor acviferelor aluvionare conținute în studiile de specialitate s-a obținut un raport $k_f \text{ vertical} / k_f \text{ longitudinal} = 1/10$.

Porozitatea a reieșit fixă cu valoarea de 0,25.

Construirea modelului numeric:

Software-ul, respectiv metoda numerică care a stat la baza modelării numerice este pachetul de programe PMWIN. Acest program înglobează într-o formă de prezentare interactivă tematica programelor MODFLOW, MOC 3D, MT3D, MT3DMS.

Modelarea este una performantă, tridimensională, care permite modelarea mișcării și transportului în planul vertical în zonele din vecinătatea râului.

Datele au fost introduse interactiv, existând posibilitatea de a modifica relativ ușor anumiți parametri cum ar fi de exemplu: discretizarea permeabilității, cote de bază, granulozitatea straturilor.

Perimetrul zonei semnificative din punct de vedere hidraulic a fost inclusă în zona activă a modelului numeric, zonele adiacente fiind eliminate. În plan orizontal s-a folosit o discretizare $dx = 3,6$ m și $dy = 2,6$ m (figura 4.4.).

În plan vertical s-a folosit o discretizare pe 1 strat vertical cu nivel liber (50 m).

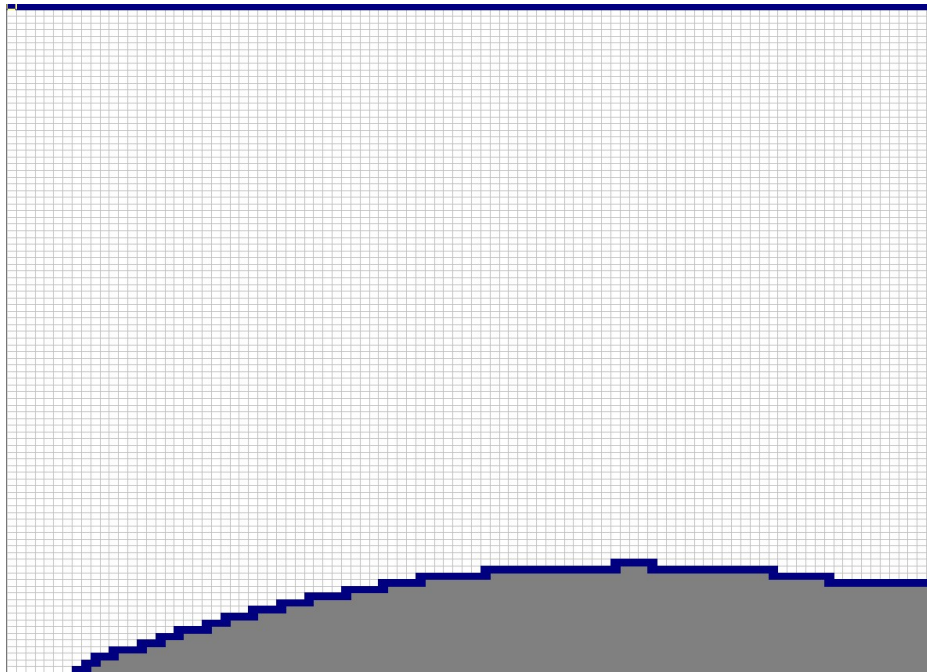


Figura 4.4. Modelul discretizat

Scopul modelării a fost de a obține un model numeric care să reproducă fidel condițiile de curgere a apelor subterane în concordanță cu studiile avute la dispoziție în vederea optimizării sistemului de epuizment.

În prima etapa s-a modelat zona studiată în ipoteza inițială, când nu existau obiectivele de investiție; astfel s-au obținut hidroizoipsele reprezentând nivelurile de apa subterana existente (figura 4.5.).

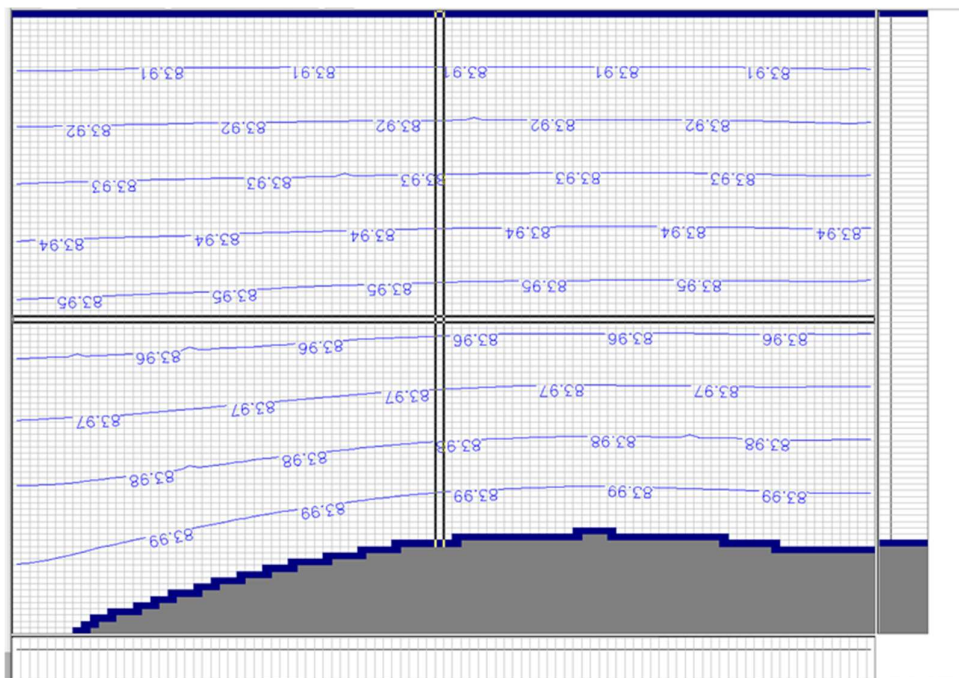


Figura 4.5. Hidroizoipse – etapa inițială

Pe modelul creat în prima etapa, după ce s-au verificat nivelurile obținute cu cele din studiile hidrogeologice existente (rezultând o bună corelare), s-a trecut la modelarea zonei studiate în ipoteza execuției lucrărilor de epuizment.

În urma studiilor hidrogeologice s-a propus realizarea a 13 foraje pentru a îndepărta apa subterană din sol în vederea realizării în condiții de siguranță a lucrărilor de săpătură. Pornind de la această recomandare, s-au studiat următoarele variante cu 11, 13 și 15 foraje modelate pentru sistemul de epuizment.

Varianta 1 – 13 foraje

În prima variantă, cu 13 foraje, acestea au fost amplasate pe conturul excavației și îndesite în zona structurii P+20 etaje (figura 4.6.).

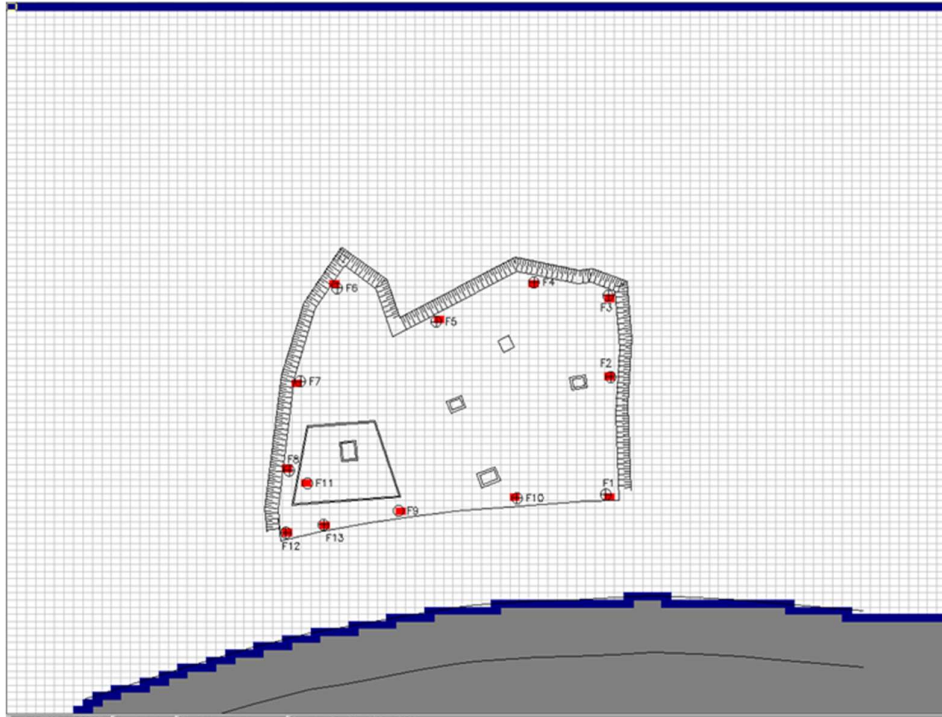


Figura 4.6. Modelul discretizat etapa de epuizare varianta 1

După ce au fost introduse forajele de epuizare, s-au impus debitele utilizate pentru acestea și astfel s-au obținut hidroizoipsele, care reprezintă nivelurile de apă subterană rezultate (figurile 4.7. și 4.8.).

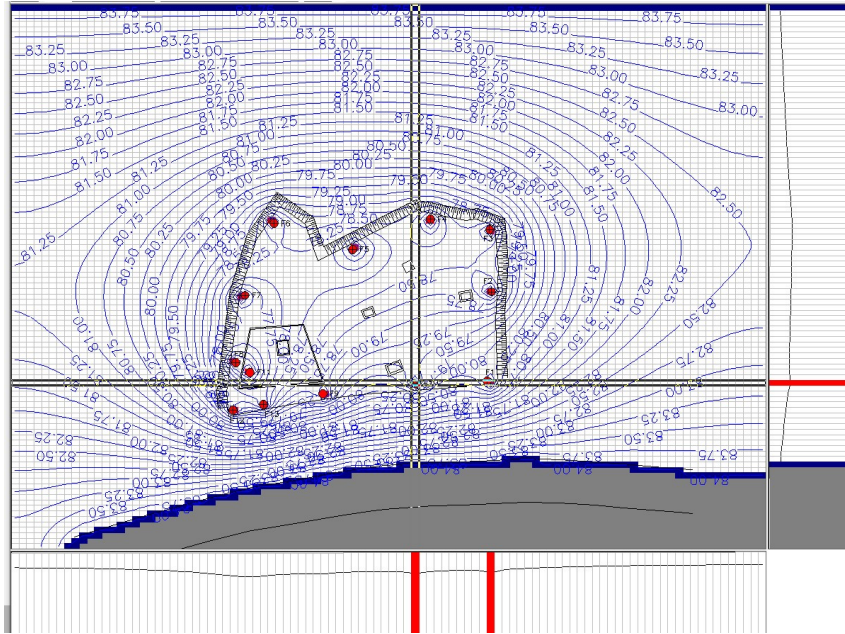


Figura 4.7. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 1

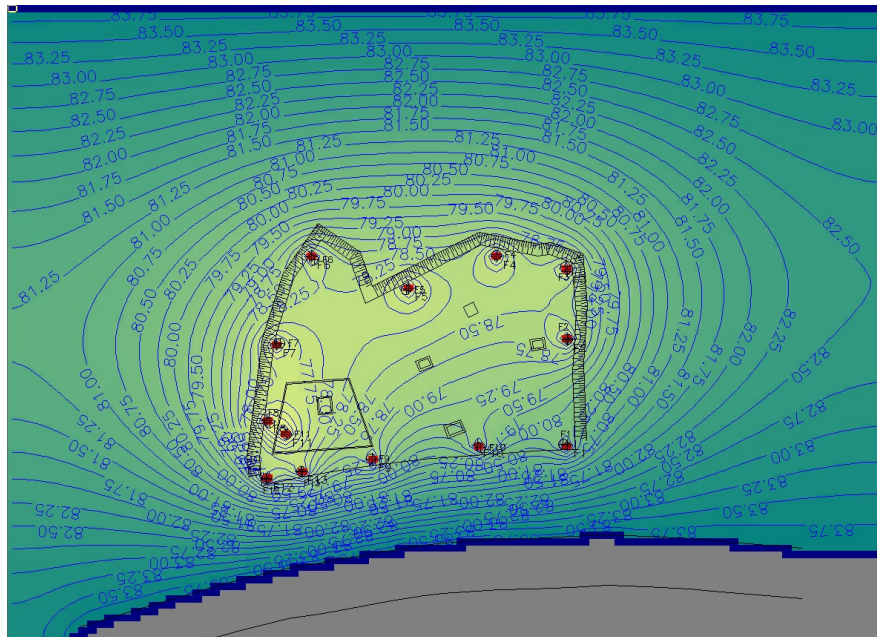


Figura 4.8. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 1

Varianta 2 - 11 foraje

În cea de-a doua variantă, 11 foraje au fost amplasate pe conturul, precum și în mijlocul zonei excavate (figura 4.9.). Pentru a putea compara poziționarea acestor foraje cu cele din propunerea inițială, forajele de epuizment inițiale au fost notate cu O și marcate doar ca simboluri în modelul discretizat, acestea reprezentând doar foraje de observație.

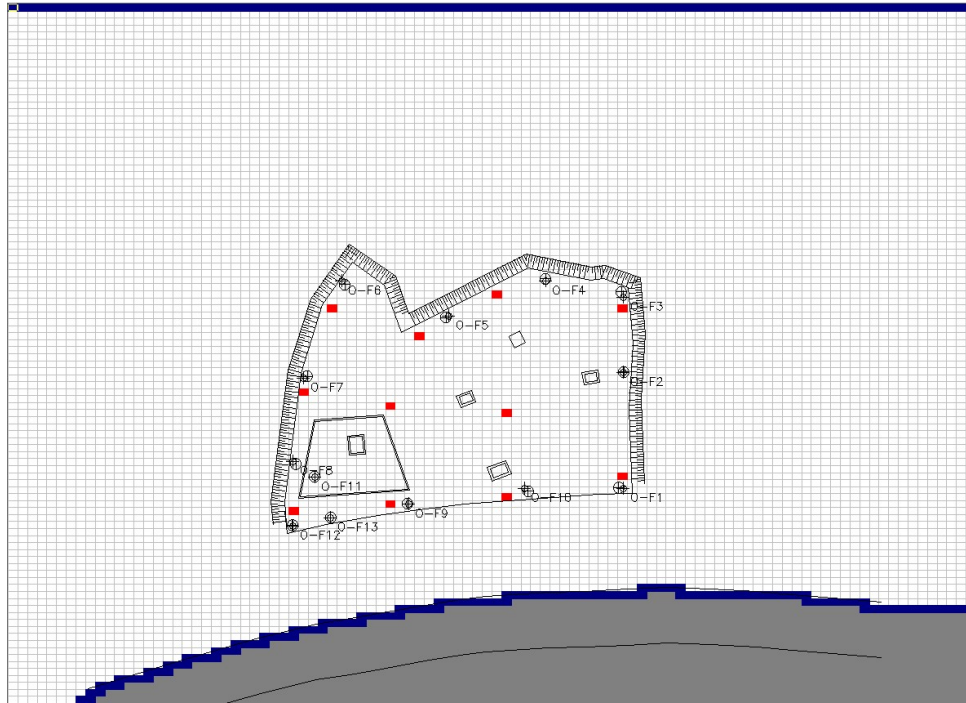


Figura 4.9. Modelul discretizat etapa de epuizment varianta 2

După ce au fost introduse forajele de epuizment, s-au impus debitele utilizate cu ajutorul funcției Water Budget al programului.

În figurile 4.10. și 4.11. sunt reprezentate hidroizoipsele reprezentând nivelurile de apă subterană rezultate în urma aplicării celor 11 foraje de epuizment.

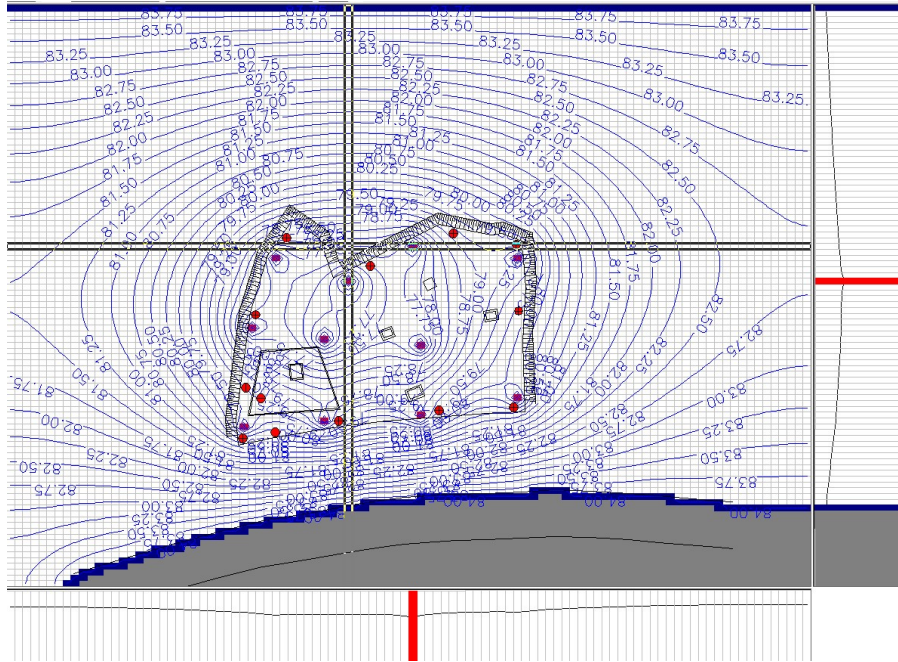


Figura 4.10. Hidroizoipse – etapa epuizant varianta 2

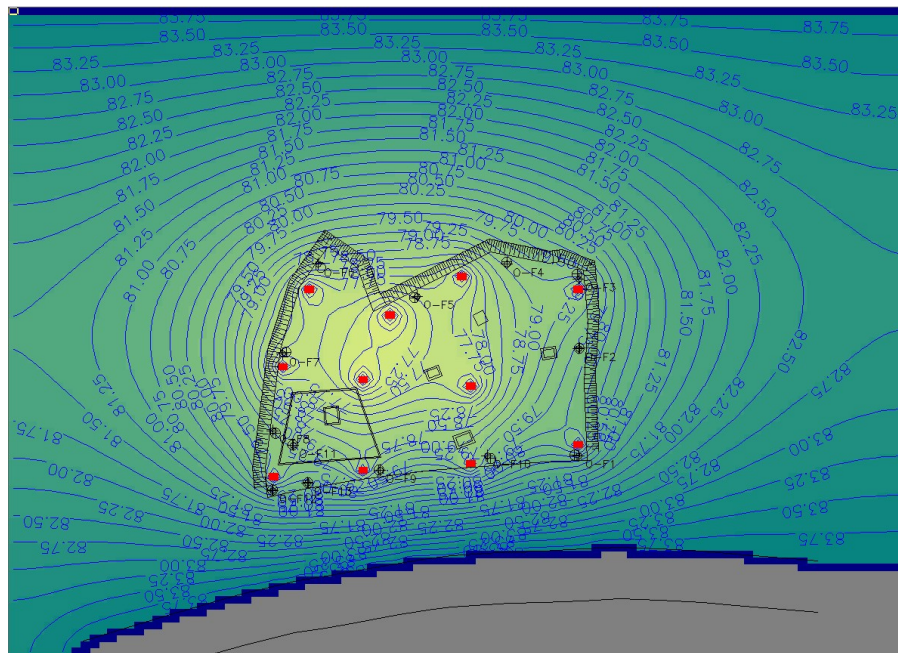


Figura 4.11. Hidroizoipse – etapa epuizant varianta 2

Varianta 3 - 15 foraje

În cea de-a treia variantă, cele 15 foraje au fost dispuse pe conturul excavației, în exteriorul acesteia, din raționamentul de a nu încurcă lucrările de săpături la cele 2 clădiri (figura 4.12.). Și în acest caz, forajele au fost îndesite în zona clădirii de 20 de etaje și amplasate la fiecare colț / schimbare de direcție a conturului clădirii.

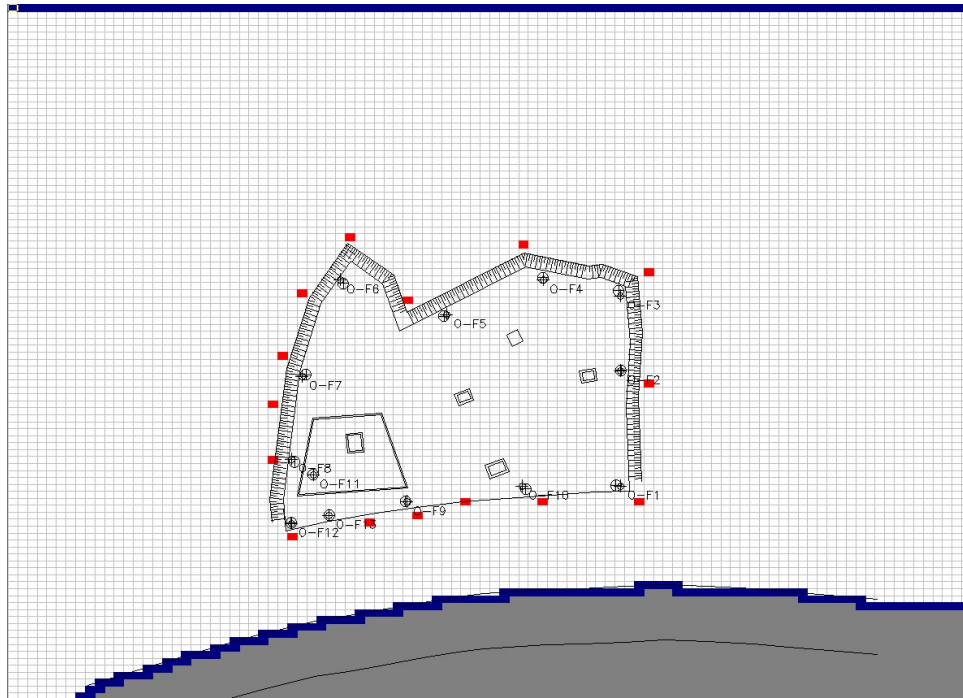


Figura 4.12. Modelul discretizat etapa de epuizare varianta 3

În figurile 4.13. și 4.14. sunt reprezentate hidroizoipsele reprezentând nivelurile de apă subterană rezultate în urma aplicării celor 15 foraje de epuizare după ce au fost rulate cu debitele impuse.

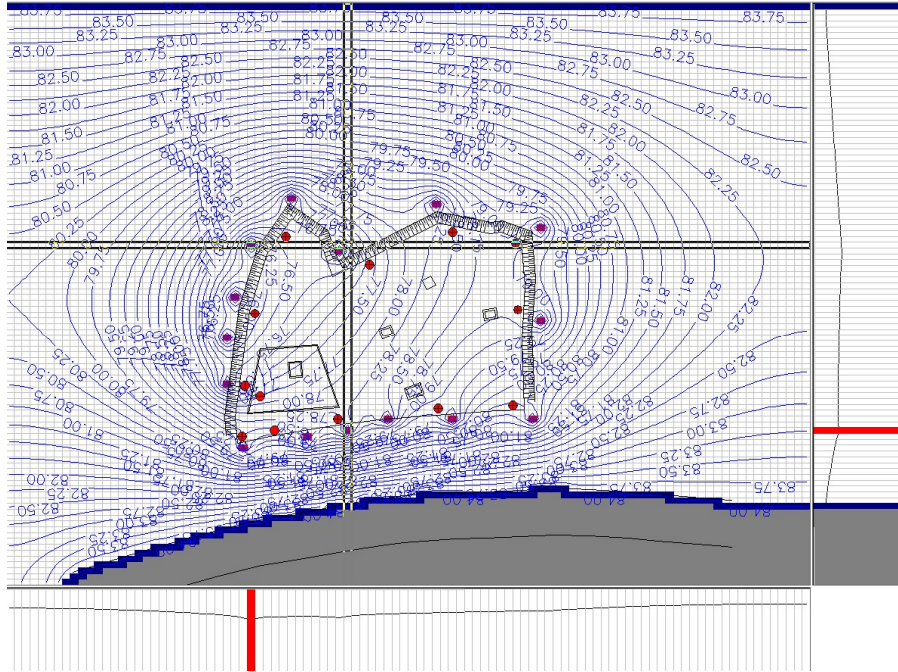


Figura 4.13. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 3

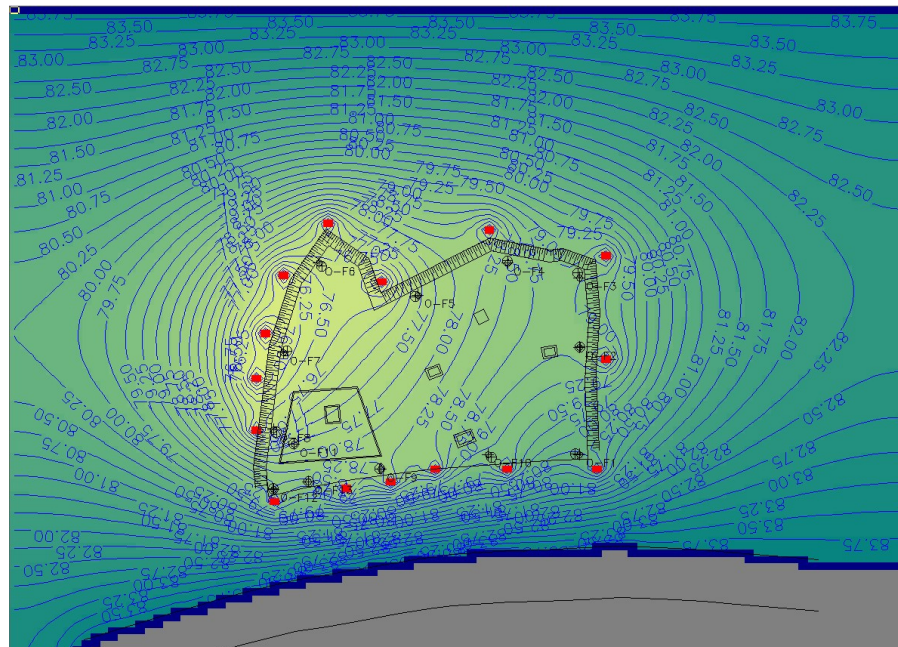


Figura 4.14. Hidroizoipse – etapa epuizment varianta 3

În urma simulărilor realizate anterior s-a observat că toate cele 3 variante satisfac cerințele de fundare. Datorită faptului că din punct de vedere tehnic, toate cele 3 variante pot fi utilizate, pentru a găsi varianta optimă s-a efectuat o analiză economică (figura 4.15.).

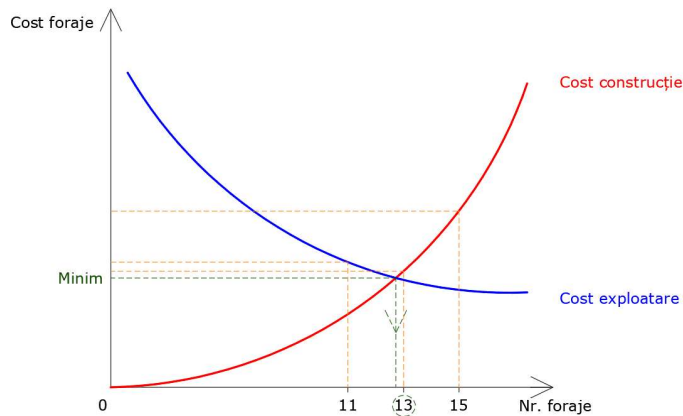


Figura 4.15. Grafic calcul economic

Graficul menționat anterior ilustrează faptul că:

- dacă se execută sistemul de epuizment în varianta cu 11 foraje, debitele necesare a fi extrase sunt mai mari, deci costul de exploatare este mai mare (pompe mai scumpe datorită puterii necesare de extragere, țevi cu diametre mai mari, consum de energie electrică mai mare); în schimb, fiind necesar un număr mai mic de foraje, costul de execuție (de forare, respectiv de achiziție / închiriere al echipamentelor) este mai mic; un alt aspect de care s-a ținut cont a fost faptul că forajele sunt mai vulnerabile atunci când sunt forțate (cu cât este evacuată mai multa apă), existând riscul ca acestea să se defecteze;
- dacă se execută 15 foraje, există un cost mai mare de execuție al acestora (forare, echipamente), în schimb, pe perioada de exploatare, costul este mai mic întrucât debitul extras este mai mic;
- realizarea unui sistem de epuizment cu un număr mediu de foraje (13 în cazul acesta pentru a satisface condițiile de fundare necesare, ținând cont și de etapele de execuție și de forma construcției pentru a nu incomoda) reprezintă varianta ideală și eficientă ca și cost, dar și ca și număr de foraje.

În alegerea soluției de epuizment folosită, amplasarea forajelor a fost influențată de:

- zonele cu adâncimi diferite de fundare; scăderea nivelului freatic pe zone a reprezentat din punct de vedere economic soluția optimă (în detrimentul evacuării apei la cota cea mai joasă pentru care ar fi existat un consum și implicit un cost mult mai mare)
- forma diferită, nu regulată a amplasamentului (a conturului excavației) care a necesitat o anumită amplasare a forajelor;

- în stabilirea soluției de fundare (dimensiuni plane și adâncimi) nu s-a ținut cont de curgerea apei subterane, motiv pentru care în momentul execuției lucrărilor au fost necesare particularizări.

Din considerente economice, dar și din constrangeri de amplasament a rezultat că soluția optimă pentru sistemul de epuizment este cu 13 foraje, dispuse ca în figura 4.17.

Pe perioada de execuție s-au efectuat măsurători periodice în forajele realizate (conform punctului 4.4.7.). În urma comparațiilor valorilor modelate și cele măsurate în teren a rezultat o corelație bună conform figurii alăturate (figura 4.16.), ceea ce a confirmat faptul că modelul cu 13 foraje (varianta 1) este bine calibrat și validat.

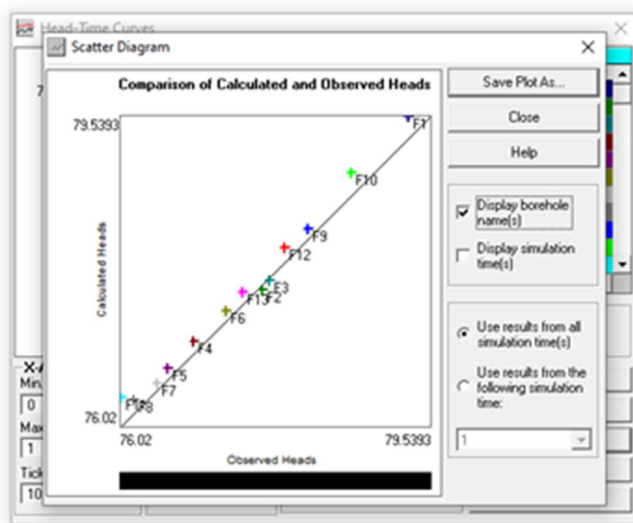


Figura 4.16. Diagrama de corelații între valorile modelate și cele măsurate în teren

Debitele finale, optimizate, folosite în cazul fiecărui epuizment sunt prezentate în tabelul 4.1.

Tabelul 4.1. Caracteristici foraje epuzimente

Nr. Foraj	Diametru [mm]	Debitul m ³ /h
1	700	52.189
2	700	54.778
3	700	55.152
4	700	54.173
5	700	50.996
6	700	50.011
7	700	50.674
8	700	47.816
9	700	48.461
10	700	51.574
11	700	49.574
12	700	46.976
13	700	49.674

4.4.3.3. Concluzii

În urma modelării hidraulice s-au putut trage următoarele concluzii:

- Tehnica de modelare efectuată a permis modelarea numerică și hidraulică a tuturor tipurilor de epuzimente necesare scăderii nivelului freatic în vederea realizării în siguranța a construcțiilor cu adâncime mare de fundare din amplasament, în special în condițiile unui aport de apă subterană semnificativă datorită vecinătății cursului de apă Bega;
- Având în vedere complexitatea fenomenelor hidraulice subterane la care nu există metode de calcul exacte fără simplificări, singura soluție viabilă a fost utilizarea unei modelări numerice pe baza metodelor existente (element finit, elemente de frontiere, diferențe finite); aceste modelări sunt dificile, în special în ceea ce privește calibrarea și validarea modelului numeric;
- Metoda prezentată permite optimizarea numărului de foraje, respectiv a debitelor captate astfel încât, cu un consum minim de energie și un cost minim de execuție a forajelor, să se poate realiza condițiile de nivel freatic necesar realizării construcțiilor subterane;
- Rezultatele obținute prin modelare au fost verificate pe durata execuției lucrărilor; în prezent, lucrările fiind finalizate fără probleme și neexistând neconcordanțe între modelare și situația actuală din teren, s-a dovedit acuratețea programului / s-a confirmat exactitatea programului PMWIN și necesitatea utilizării unui program de modelare hidraulică pentru a putea optimiza un sistem de epuzimente.

4.4.4. Amplasarea și execuția forajelor

Planul de epuizment a fost întocmit cu scopul de a facilita construcția a 2 blocuri (S+P+20E, respectiv S+P+6E) în proximitatea Begăi.

Au fost utilizate 13 foraje pentru a evacua apa subterană prezentă în șantier (vezi figura 4.17.). Pentru acviferul freatic, au fost executate foraje de epuizare totală. Nu au existat precauții în acțiunea de executare a epuizmentului întrucât nu sunt construcții învecinate în imediata apropiere.

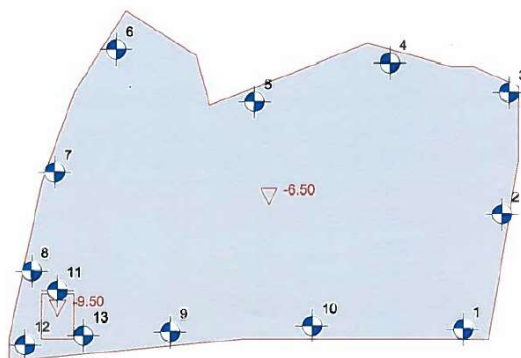


Figura 4.17. Amplasare foraje

Având un subsol comun cu clădirea învecinată, U1 (cu regimul de înălțime S+P+4E), forajele au fost concepute să deservescă ambele clădiri (execuția realizându-se în paralel). Astfel ele au fost distribuite conform figurii 4.18.:

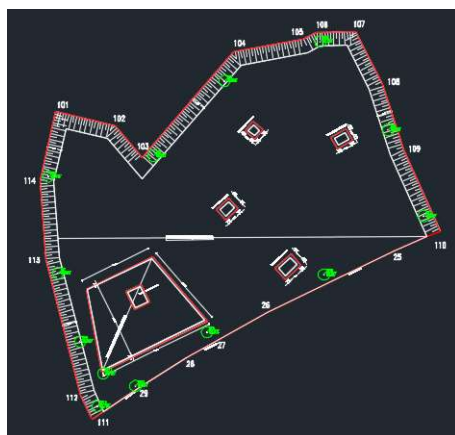


Figura 4.18. Ridicarea puțurilor pentru epuizment

Raza directă de acțiune a epuizmentelor se poate observa în figura 4.19.:

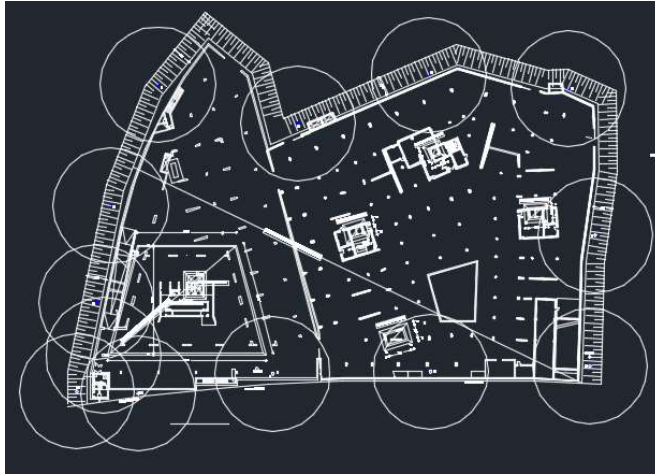


Figura 4.19. Raza de acțiune a epuzimentelor

⇒ 2 foraje au fost închise în radier.

În situația în care procesul de execuție al epuzimentului nu se execută corect, putea apărea eroziunea solului, iar de aici, se puteau ivi o serie de probleme. Acesta este motivul pentru care protejarea zonei de lucru și menținerea siguranței au fost pe lista de priorități a echipelor de intervenție.

În cazul proiectului ISHO Living, forajele au fost executate tubat cu un diametru de 700 mm și echipate cu o tubulatură de 300 mm. Au fost prevăzute 10 foraje până la adâncimea de 12 metri și 3 foraje de același diametru până la adâncimea de 16 m. Ele au fost echipate cu pompe de până în 5.5 kW. [68]

Fiecare foraj a fost dotat cu senzori de nivel inferiori și superiori pentru a menține apa la adâncimea optimă în vederea executării excavației. A fost prevăzut și un sistem automat de alarmare care va notifica prin apel GPRS orice defecțiune a unei pompe sau întreruperea alimentării cu energie.

Întreaga instalație de epuziment (puțuri, pompe) a fost dimensionată astfel încât apa freatică să fie menținută la cel puțin 30 cm sub cota de săpătură din groapa de fundare.

Date tehnice:

- Nivelul hidrostatic al apei subterane: 4 m
- Adâncimea acviferului: 17 m
- Nivelul apei: 13 m
- Durata de execuție a sistemului de epuziment: 14 zile
- Data la care a început deversarea a fost 01.01.2018.

Deversarea a 309.924 mc/zi de apă rezultată în urma epuzimentelor de la organizarea de șantier situată pe str. Take Ionescu nr. 46 B s-a făcut în geigerele de canalizare situate pe Splaiul Protopop Meleție Draghici.

4.4.5. Procedura de monitorizare și exploatare a epuizmentelor post execuție

4.4.5.1. Echipamentul folosit

Echiparea forajelor

Forajele au fost executate mecanic și uscat cu o tubulatură de 700 mm manevrată de un sistem hidraulic Bauer montat în fața utilajului de forare. Săpătura a fost executată pe interiorul tubulaturii metalice cu ajutorul unor greifere acționate de cabluri.

Coloana filtrantă, respectiv oarbă a avut diametrul de 300 mm și o mărime a fantelor de 0,75 mm. Nisipul de filtrare plasat în zona filtrelor a fost de 1,2 – 2.8 mm.

La fiecare foraj s-a întocmit o fișă a forajului în conformitate cu litologia terenului și cu modul în care, din punct de vedere al tubulaturii, a fost echipat forajul.

Echiparea forajelor s-a făcut conform proiectului, dar și în baza discuțiilor avute cu proiectantul referitor la litologia fiecărui foraj în parte.

Instalarea pompelor și punerea în funcțiune.

După deznisiparea forajelor și pompajul de probă, s-a determinat debitul solid pentru fiecare foraj în parte cu ajutorul unui dispozitiv de măsurare a acestuia în timp real (figura 4.20.).



Figura 4.20. Debitmetru cu precizie maximă 0,0001 m³

Determinarea debitului solid al apei pompate din foraj s-a efectuat după cum urmează:

- După finalizarea forajului și dispunerea coloanelor de instalare, s-a început deznisiparea acestuia prin intermediul unei pompe de apă murdară (figura 4.21.) ce a absorbit material grosier cu un diametru de până la 10 mm.
- În urma deznisipării, fiecare foraj a fost verificat individual în vederea respectării condiției de calitate a apei extrase. Condiția de calitate a forajului a fost conținutul maxim de debit solid în apa extrasa să fie de 0,01 g/l.



Figura 4.21. Pompa de apă murdară

Acest echipament a fost dotat cu un filtru la partea mediană (figura 4.22.) și un vas având o capacitate de 1 litru, ce reține materialele cu o granulozitate foarte mică pe parcursul pomparei a 1,00 m³.



Figura 4.22. Filtrul de reținere a particulelor de nisip

Timpul necesar filtrării a 1,00 m³ a fost de aproximativ 2h. După încheierea acestei etape, întreaga cantitate de apă din interiorul vasului s-a transferat într-un con etalon (figura 4.23.) și s-a lăsat o perioadă de timp considerabilă, până când granulele de nisip s-au sedimentat la baza acestuia.



Figura 4.23. Con etalon de sedimentare a particulelor fine din apă extrasă



Figura 4.24. Conul de sedimentare - Valoare 1,00 ml. - 1,80 gr.

În urma sedimentării particulelor s-a citit valoarea în ml. de nisip/m³ pe conul gradat și s-a transformat în gr. de nisip/m³ (figura 4.24.).

Greutatea volumică nisip umed - $\gamma_{\text{nisip umed}} = 1800 \text{ kg/m}^3$.

Rezultatul obținut în imaginea de mai sus este $1,8 \text{ gr./m}^3 < 10 \text{ g/m}^3$.

După obținerea unor valori a debitului solid maxim admis s-a trecut la instalarea pompelor pentru pomparea de lungă durată a forajului.

Conducta de refulare care pleacă de la pompe a fost de 4", formată din segmente de 5 – 6 m care se prind unele de celelalte cu un sistem de prindere rapidă cu clapet și garnitură.

Pentru coloanele de deversare s-au instalat debitmetre mecanice de 4", un robinet de 4" cu care s-a putut regla debitul pompei, cât și o clapetă de sens de 4" care a împiedicat întoarcerea apei din conducta principală în foraj în cazul în care s-ar fi oprit pompa.

Sistemul electric de conectare a pompelor a fost compus dintr-un tablou principal de la care au plecat cabluri individuale pentru fiecare tablou secundar în care au fost legate pompele.

În tablourile secundare au fost conectate 4, respective 5 pompe, fiecare dintre acestea având propria siguranță și propriul întrerupător termic.

Sistemul de conectare electrica a fost astfel conceput încât defectarea unei pompe să nu afecteze în niciun fel funcționarea celorlalte pompe din cadrul întregului sistem de epuizment.

Toate forajele, prin intermediul tablourilor electrice au fost conectate la un sistem de alarmă care s-ar fi declanșat automat în cazul în care s-ar fi defectat vreo pompă. Sistemul de alarmă ar fi emis prin GPRS un apel către 2 numere de telefon anunțând locația șantierului, dar și în care tablou electric s-ar fi produs oprirea unei pompe.

În figura 4.25. se pot observa după cum urmează: tabloul mic cu sistemul de alarmă și 2 tablouri electrice secundare.



Figura 4.25. Tablou sistem de alarmă, tablouri electrice secundare

4.4.5.2. Modul de supraveghere și control

Urmărirea forajelor s-a făcut prin măsurarea sau citirea următorilor parametri:

- Determinarea nivelului hidrostatic în piezometre prin măsurarea cu ajutorul freatimetrului;
- Determinarea nivelului hidrodinamic în fiecare foraj prin măsurarea cu ajutorul freatimetrului;
- Verificarea debitului solid cu instalația montată pe conducta de deversare;
- Verificarea poziționării conductelor colectoare din punct de vedere al îmbinărilor și al poziționării;
- Verificarea poziționării cablurilor și tablourilor electrice în sensul evitării anumitor pericole cum ar fi, tăierea sau ruperea accidentale respectiv răsturnarea.

După verificare, în funcție de nivelul hidrostatic în piezometre, respectiv de cel hidrodinamic din foraje, dacă ar fi fost cazul, se puteau modifica debitele forajelor în așa fel încât să fie păstrate nivelurile optime recomandate de proiectant.

4.4.5.3. Personal responsabil și procedura în caz de avarie

Pentru eventualele avarii în perioadele de pompare a existat o persoană desemnată ce putea interveni pentru remedierea problemelor

Prin intermediul alarmei GPRS sistemul ar fi semnalizat nu doar defectarea unei pompe, ci și întreruperea alimentării cu energie de la rețeaua orașului și ar fi trecut pe generatorul de rezervă care ar fi pornit automat în asemenea situații. Funcționarea sistemului este relativ simplă: în cazul în care pompa s-ar fi oprit dintr-un motiv oarecare, sistemul de alarmare ar fi lansat un apel cu un mesaj vocal pre-registrat către telefonul de serviciu 24/7 și către telefonul directorului firmei.

4.4.5.4. Amplasarea și reutilizarea forajelor

Pentru proiectul ISHO Living, referitor la coborârea pânzei freatice pe amprenta clădirilor construite, au fost dimensionate un număr de 13 foraje la o adâncime de 12.00, respectiv 16.00 m. Dat fiind amplasamentul și succesiunea lucrărilor în imediata apropiere a celor două clădiri de 6 și 20 de etaje, s-a luat în considerare o soluție în care să fie sigilate și păstrate în condiții optime forajele ce nu au fost afectate pe parcursul excavațiilor pentru a putea dimensiona un nou sistem de epuizment ce va face referire la restul clădirilor din amplasament. Forajele ce se vor utiliza ulterior vor trebui să atingă debite de pompare asemănătoare celor inițiale pentru a putea fi luate în considerare la un calcul ulterior. [68]

Pentru oprirea apelor subterane în vederea realizării fundațiilor clădirilor, au fost folosite epuizmente. Epuizmentele sunt funcționale și în prezent deoarece lucrările la nivelul infrastructurii nu au fost finalizate (nu au fost realizate toate cele 6 fundații ale celor 6 blocuri prevăzute a se realiza în prima etapa a dezvoltării ansamblului rezidențial).

4.4.6. Fotografii din timpul montării epuizmentelor

În figurile 4.26.-4.29. sunt prezentate câteva fotografii din timpul realizării măsurătorilor nivelului freatic inițial.



Figura 4.26. Nivel freatic interceptat la cota -4.00



Figura 4.27. Nivel freatic interceptat la cota -4.10



Figura 4.28. Nivel freatic interceptat la cota -4.10



Figura 4.29. Nivel freatic interceptat la cota -4.30

În fotografiile 4.30.-4.34. sunt prezentate etapele de realizare a epuzimentelor: pregătirea începerii execuției (figura 4.30.), realizarea golurilor de foraj (figura 4.31.), introducerea tubulaturii în foraje (figura 4.32.), echiparea epuzimentelor cu pompe (figura 4.33.) și rezultatul final, pomparea apei din epuziment (figura 4.34.).



Figura 4.30. Pregătirea realizării epuzimentelor



Figura 4.31. Realizarea forajelor



Figura 4.32. Introducerea tubulaturii din foraje



Figura 4.33. Echiparea cu pompe



Figura 4.34. Pomparea apei din epuziment

4.4.7. Măsurători realizate (urmărirea nivelului apei subterane)

Nivelul hidrodinamic din foraje a fost măsurat la intervale de 1-2 săptămâni. Valorile înregistrate pot fi observate în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2. Nivel hidrodinamic foraje – măsurători personale

Citiri	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13
Citiri NHD 15.01	7.40	7.70	6.90	8.10	8.50	8.20	7.80	8.50	10.50	10.20	13.30	13.20	11.70
Citiri NHD 30.01	7.10	7.60	7.00	8.20	8.50	8.10	7.50	8.70	10.60	10.30	13.10	13.20	11.60
Citiri NHD 06.02	7.10	7.50	6.80	8.20	8.60	8.10	7.60	8.60	10.60	10.20	13.10	13.10	11.50
Citiri NHD 13.02		3.60	4.50	4.70	4.90	4.50	4.60	6.00		4.60		7.20	6.80
Citiri NHD 20.02		3.70	4.30	4.70	4.80	4.30	4.60	5.90		4.40		7.15	6.60
Citiri NHD 27.02		3.80	4.40	4.70	5.00	4.30	4.60	5.90	4.80	4.30		7.40	6.60
Citiri NHD 19.03						4.20	5.40	4.70	3.70	5.80	5.80	5.70	4.50
Citiri NHD 28.03						4.10	5.40	4.80	3.80	5.80	6.00	5.70	4.20
Citiri NHD 19.04				4.20	5.80	5.50	5.70			5.40	9.80	9.10	9.60
Citiri NHD 19.04						4.00	3.70			desf	7.30	7.50	7.50

Legenda:

valori estimate de la cota terenului natural

valori măsurate de la cota inferioară a radierului

pompe oprite

valori măsurate de la cota superioară a radierului

În tabelul de mai sus sunt prezentate valorile nivelurilor hidrodinamice interceptate în foraje, măsurate de la cota terenului natural pentru toate cele 13 epuzimente.

Citirile marcate cu verde reprezintă valorile nivelului apei subterane măsurate de la cota inferioară a radierului.

Valorile marcate cu albastru au fost obținute în urma măsurătorilor nivelului hidrodinamic efectuate de la cota superioară a radierului.

Citirile colorate cu roșu consemnează nivelul apei interceptate în foraj într-o perioadă în care pompele au fost oprite.

În data de 19.04.2018, forajul F10 a fost blindat.

Se poate observa cum nivelul hidrodinamic rămâne relativ constant între citirile consecutive realizate la același foraj, pentru măsurători efectuate de la aceleași cote, chiar și după oprirea unor pompe, lucru care evidențiază faptul că sistemul de epuziment a fost dimensionat corect.

5. REALIZAREA EXCAVAȚIILOR ADÂNCI ÎN ZONE URBANE

-prezentare studiu de caz ISHO Living: clădirea A (S+P+20E)-

În prezenta lucrare sunt analizate excavațiile situate în localitățile urbane, care măsurate de la suprafața terenului au o adâncime mai mari de 3,00 m.

5.1. Factori de risc asociați cu execuția excavațiilor adânci

În momentul realizării unei excavații adânci într-o zonă urbană există mai multe riscuri asupra cărora trebuie acordată o atenție deosebită atunci când are loc proiectarea și execuția.

5.1.1. Factori de risc generați de terenul de fundare

Riscurile generate de unele caracteristici hidrogeologice sau geotehnice ale amplasamentului sunt: prezența unor straturi de apă subterane sub cota de excavare finală, aflate sub presiune sau lipsa unor straturi impermeabile în care să poată fi introduși pereții etanși pentru susținerea excavației. [83]

Prin folosirea procedurii Compaction grouting se realizează o mărire a densității pământului aflat în stare afânata sau moale. Tehnica acestui procedeu se referă la injectarea sub presiune, în pământ, a unui aditiv plastic-rigid. Amestecul este conceput în așa fel încât să nu se amestece cu pământul, respectiv să nu pătrundă în porii pământului. Acesta ia forma unor bulbi și rămâne într-o masă omogenă, ce deplasează particulele de pământ, creând astfel un efect de compactare asupra pământului.

Stabilizarea terenului de fundare are rolul de a crește rezistența la forfecare a pământului cu scopul susținerii unor încărcări mai mari și a obținerii unei capacități portante superioare. Odată cu sporirea rezistenței, acest procedeu influențează și permeabilitatea pământului (scăderea acestuia), ceea ce conduce la variații de volum stabilizate. Pe lângă diminuarea permeabilității, va scădea și gradul de compresibilitate al pământului, conferind în acest fel o siguranță crescută a clădirilor situate pe aceste tipuri de terenuri. [41]

Ținând seama de: apa subterană, condițiile de teren, vecinătăți, categoria de importanță a construcției, zona seismică, a rezultat că amplasamentul se încadrează în „categoria geotehnică 3 – risc geotehnic major”. [83]

Nivelul apei subterane s-a considerat orizontal pe zona amplasamentului la adâncimea de aproximativ 4,30 m ($\sim +85,00$ rMN) relativ la cota terenului natural. Se estimează că, în funcție de condițiile locale (exfiltrațiile din rețelele hidroedilitare din zonă) și de volumul precipitațiilor, stratul acvifer poate avea fluctuații sezoniere de $\pm 1,00$ metru. Din studiile geotehnice efectuate pe amplasament, în procesul de proiectare geotehnică, pentru starea limită UPL s-a considerat nivelul de calcul al apei subterane la cota $-2,75$ ($+86,50$ rMN), raportat la cota $\pm 0,00$ a construcției corpului A. [70]

5.1.2. Factori de risc generați de caracteristicile geometrice ale excavațiilor adânci

Forma, adâncimea și dimensiunea excavației pot fi surse de risc. O excavație cu dimensiuni mari în plan și contur neregulat crește gradul de complexitate al sistemului de susțineri. Odată cu creșterea adâncimii excavației, se măresc riscurile legate de stabilitatea lucrării în sine, dar și dificultatea de execuție. Pot apărea inclusiv efecte asupra construcțiilor din vecinătate.

Planimetria clădirii A din cadrul dezvoltării ISHO Living: planul este compact. În zona inferioară are forma unui patrulater neregulat, apropiat de un triunghi, cu latura lungă de aproximativ 55m. În zona superioară, începând cu etajul 5, aria de nivel se reduce la jumătate, planul luând forma unui trapez regulat, cu laturile paralele poziționate în lungul Splaiului și latura lungă, de aproximativ 40m, orientată către râul Bega. [64]

Volumetria clădirii: ansamblul este alcătuit dintr-un volum principal – corp A1, care găzduiește locuințele și are o siluetă suplă, eșalonată pe 20 de niveluri și un volum secundar adosat - corp A2, care se oprește la etajul 4 și găzduiește birouri și zona de agrement. Cele două volume sunt unificate de un soclu comun, radiatorul general și parterul, în care există spații comerciale în legătura cu dala urbana și zonele pietonale. [64]

5.2. Influența excavației adânci asupra construcțiilor învecinate

Proiectantul unei excavații adânci trebuie să stabilească distribuția în plan, mărimea și adâncimea deplasărilor acesteia prin stabilirea unor soluții tehnologice și tehnice care să nu influențeze construcțiile din vecinătate. În cazul prezentat în această lucrare, lipsa unor construcții învecinate a dus la o încadrarea a lucrării într-o zonă fără riscuri, ușurând din acest punct de vedere execuția.

5.3. Etapele de realizare a unei excavații adânci în zone urbane

Principalele etape ale realizării unei excavații adânci într-o zonă urbane sunt: [56]

- a) proiectarea excavației: stabilirea adâncimii excavației și a dimensiunilor în plan, alegerea soluțiilor de epuizment și de excavare, limitarea deplasărilor de teren cauzate de scăderea nivelului apei subterane și de excavație;
- b) execuția acesteia: realizarea lucrărilor pregătitoare execuției lucrărilor de săpătură, trasarea pe teren, execuția lucrărilor de săpătură, protejarea lucrărilor de terasamente executate;
- c) supervizarea lucrărilor din incintă (monitorizarea comportării incintei adânci în exploatare), respectiv a construcțiilor existente în zona de influență adiacentă dacă este cazul.

Realizarea unei excavații adânci în zone urbane presupune obținerea inițială a următoarelor date și informații:

- starea construcțiilor și a utilităților situate în zona de influență;
- amplasamentul și vecinătățile;

- condițiile meteo-climatice ale zonei;
- terenul de fundare.

5.4. Proiectarea excavației adânci – studiu de caz ISHO

5.4.1. Stabilirea adâncimii și a dimensiunilor excavației

5.4.1.1. Stabilirea adâncimii excavației

Adâncimea excavației s-a stabilit în funcție de numărul de niveluri subterane precizate în tema de proiectare, respectiv de soluția de fundare. Definitivarea acestei adâncimi s-a făcut numai după determinarea condițiilor hidrogeologice și geotehnice de pe amplasament: a caracterului și a nivelului pânzei subterane de apă interceptată în foraje (foraje realizate cu scopul de a investiga terenul de fundare).

Clădirea având un singur nivel subteran (subsolul, cu rol de parcare ce găzduiește 98 de locuri de parcare) și ținând cont de particularitățile terenului, reieșite din studiul geotehnic de detaliu, adâncimea excavației a rezultat ca fiind necesară de -8.00 m față de cota de săpătură, respectiv -8.58 m în zona piloților (cota inferioară a radierului fiind cu 8 cm mai sus). [69]

Cotele inferioare ale radierului s-au realizat la -4,67 (+84,58 rMN) pentru radierul cu grosime 80 cm, respectiv -5,37 (+83,88 rMN) pentru radierul cu grosime 150 cm, exceptând zona bașelor tehnologice. Cota bazei piloților a fost ~-22,37 (+66,88 rMN). [69]

Conform investigațiilor geotehnice realizate pe amplasament, cota de fundare a radierului general s-a aflat în stratul 2: „Complex argilos prăfos”, iar cota bazei piloților s-a regăsit în stratul 3: „Complex nisipos prăfos”. [70]

Date referitoare la radierul general au fost puse la dispoziție de către proiectantul de structură.

5.4.1.2. Stabilirea dimensiunilor în plan

Există următoarele tipuri de excavații pentru care, în momentul proiectării, trebuie să se respecte prescripțiile tehnice: excavații verticale cu elemente autoportante sau sprijinite, excavații taluzate în pământ ranforsat sau natural. Întotdeauna trebuie ținut cont de o posibilă creștere a nivelului apei subterane care poate duce la o mărire a debitelor concentrate sau la o majorare a împingerilor asupra peretelui excavației (stabilitatea generală fiind în aceste cazuri influențată negativ). [56]

Din tema dată de beneficiar au derivat dimensiunile excavației în plan (s-a urmărit obținerea unui grad de ocupare a amplasamentului cât mai ridicat cu construcții). Aria construită pentru clădirea A este de max 1250mp. Forma de trapez neregulat se poate observa din planul de subsol al clădirii (figura 5.1.).

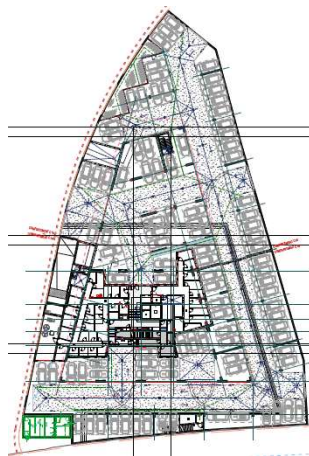


Figura 5.1. Plan subsol

5.4.2. Date referitoare la rețelele de utilități subterane

În prima etapă, au fost identificate traseele rețelilor de utilități aflate în funcțiune pe amplasament: gaze, telecomunicații, energie electrică, canalizare pluvială/menajeră, apă potabilă, etc. Ulterior, a fost verificată starea de etanșeitate a conductelor situate în vecinătate și au fost culese informații privind posibilitățile rețele abandonate de utilități.

S-a apelat la serviciile care administrează rețelele de utilități din zonă cu scopul de a afla poziția exactă a rețelilor. Atunci când nu au existat informații sigure, pentru a depista toate rețelele de utilități existente, s-au efectuat pe întregul amplasament sondaje.

Devierea rețelilor de utilități, atunci când a fost necesară, s-a realizat cu acordul administrațiilor, pe baza unor proiecte de specialitate.

5.4.3. Stabilirea soluției de excavare

Excavațiile adânci se pot executa sprijinite sau cu taluz (fără sprijinire).

Excavațiile locale pot fi executate cu pereți verticali temporari, autoportanți sau pe adâncimi mai mici de 1,5 m acolo unde acestea nu sunt adiacente construcțiilor învecinate. Excavațiile cu adâncimi mai mici de 3 m și care nu sunt adiacente structurilor învecinate (imobile, străzi, trotuare) pot fi executate cu următoarele pante [74]:

- în pământuri necoezive și umpluturi, se poate realiza o pantă de 1:1 (adâncime / lățime taluz);
- în argilă, se poate realiza o pantă care să nu depășească valoarea 2:1;
- în praf și pământuri prăfoase, se poate realiza o pantă de 1,5:1.

Taluzurile excavațiilor temporare trebuie protejate în permanență cu folie de plastic (împotriva uscării și a erodării de către precipitații) și sunt dimensionate în baza unui proiect de excavație verificat Af (rezistența și stabilitatea terenului de fundare).

Materialul excavat, respectiv niciun material de construcție nu se poate depozita la mai puțin de 2 m față de marginea excavației, dar minimum egală cu adâncimea excavației.

Dacă pe parcursul execuției săpăturilor sunt întâlnite alte categorii litologice decât cele descrise în studiul geotehnic sau alte elemente accidentale la cota de fundare, executantul trebuie să înștiințeze întocmitorul studiului geotehnic de detaliu.

Excavația incintei Corpului A pentru condiții de siguranță și stabilitate s-a realizat pe conturul laturilor de Nord, Est și Vest în taluz cu panta aproximativ 1:1, iar pe latura din Sud sub protecția unei sprijiniri berlineze.

Pentru definitivarea soluției de fundare, de realizare și susținere a excavațiilor, proiectantul geotehnician a realizat calculul stabilității sistemului de sprijinire, precum și al sistemului de fundare. Pentru aceste categorii de lucrări au fost întocmite proiecte de specialitate, verificate Af.

5.4.3.1. Excavații taluzate (nesprijinite)

Excavațiile nesprijinite se pot folosi doar atunci când rămâne o suprafața de teren suficient de mare între limitele construcției în plan și conturul amplasamentului astfel încât să se poată executa un taluz.

Excavațiilor taluzate sunt recomandate în special pentru situațiile în care nivelul subteran al apei se găsește mai jos decât cota inferioară a săpăturii, iar cantitatea de apă acumulată prin baza și prin pereții excavației este mică și poate fi stăpânită fără probleme.

În funcție de distanța dintre baza excavației și suprafața terenului, respectiv de natura terenului, excavațiile nesprijinite se pot executa astfel:

- Taluzuri în pământ natural sau ranforsat;
- Taluzuri în teren consolidat;

În cazul dezvoltării ISHO, suprafața de teren fiind suficient de mare, au putut fi folosite pe o latura taluzuri în pământ natural pentru excavație. Ele au fost protejate în permanență cu folie din material plastic, în vederea împiedicării erodării și a pierderii umidității pământului, fapt care ar fi afectat stabilitatea taluzurilor. Folia a fost îndepărtată pe ploturi, înainte de realizarea umpluturii perimetrare. Avantajul acestei soluții a constat în simplitatea execuției. Dezavantajul l-au reprezentat volumele mari de terasamente rezultate din excavații.

5.4.3.2. Excavații verticale (sprijinite)

Există două mari categorii de sprijiniri care se pot folosi pentru a executa excavații adânci verticale în zone urbane: cu elemente prefabricate sau cu pereți îngropați. [63]

A. Sprijiniri folosind elemente prefabricate:

A.1. Sprijiniri cu dulapi, filate și șpraițuri

Acest tip de sprijinire se poate folosi doar în situațiile în care nu se execută un sistem de epuziment. Un dezavantaj al acestui sistem îl reprezintă suprafața mare utilizată în plan în cazul în care se folosesc șpraițuri înclinate, ceea ce conduce la o reducere a suprafeței disponibile pentru construcție.

A.2. Sprijiniri utilizând palplanșe

Palplanșele reprezintă „elemente din lemn, din profile metalice sau din material plastic, introduse în teren prin batere sau vibrație pentru a forma un perete vertical impermeabil”. [56]

Utilizarea pereților din palplanșe se recomandă în special atunci când apa subterană se afla deasupra cotei de excavare finală. [73]

A.3. Sprijiniri în „sistem berlinez”

„Sistemul berlinez” se poate folosi „pe amplasamente la care nivelul subteran al apei este întâlnit sub cota de excavare finală (în mod natural sau printr-o coborâre a acestui nivel) sau în pământuri care au o coeziune suficientă pentru a-și păstra stabilitatea pe înălțimea de excavare.” El se formează prin „introducerea pe conturul peretelui, la distanțe care rezultă prin calcul, a unor elemente metalice cu profil dublu T, introduse sub cota finală de excavare”. [56]

Profilele pot fi introduse prin batere sau cu ajutorul unor găuri de foraj betonate.

Odată cu realizarea săpăturii sunt împănăți și dulapii orizontali din lemn (în spatele sau pe aripile profilelor metalice).

Sistemul de sprijinire de tip "berlinez" în cazul șantierului ISHO a fost instalat pe latura Sud a clădirii A, conform planșelor de detaliu ale proiectului.

Sistemul a fost alcătuit din profile metalice HEA180 S235 și dulapi de lemn cu o grosime de 5 cm (figura 5.2. și figura 5.3.).

Profilele HEA180 cu lungimea de 8 m la interax de 1,5 m au fost introduse în foraje până la cota +81,30 rMN, stabilită în proiect. Profilele HEA180 au fost solidarizate prin intermediul unei filate HEA180 amplasată la cota +89,03 rMN. [69]

Forajele s-au executat conform proiectului până la cota +80,83 rMN și s-au umplut cu beton având clasa de rezistență C16/20 până la cota de fundare a radierului general al blocului de 20 de etaje, ajungând la +84,58 rMN (deasupra nivelului betonului de egalizare). [69]

Instalarea profilelor metalice s-a realizat de la cota terenului natural. Pe măsura avansării excavației, s-au dispus dulapi din lemn între profilele metalice conform planurilor de detaliu din proiect.

Betonul de egalizare din vecinătatea sprijinirii berlineze a fost turnat în ploturi de 6x6 m imediat după excavarea ultimilor 2 m ai tronsonului de pământ corespunzător plotului de beton de egalizare ce a urmat să fie turnat, conform planșelor de detaliu ale proiectului. Excavarea ultimilor 2 m de pământ din vecinătatea sprijinirii berlineze, concomitent cu turnarea betonului de egalizare, s-a efectuat pe ploturi de maxim 6 m lățime, pe mai multe tronsoane simultan, dar nu învecinate, cu respectarea condiției de a nu fi afectată stabilitatea sprijinirii berlineze. Continuarea excavației plotului adiacent s-a putut realiza numai după 24 ore de la turnarea plotului de beton de egalizare învecinat.

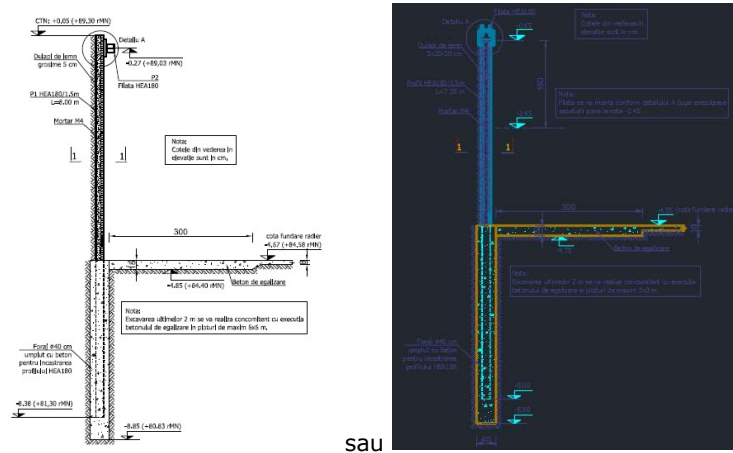


Figura 5.2. Sprijinire berlineza, vedere în elevație

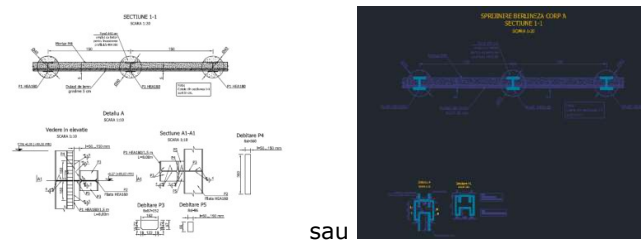


Figura 5.3. Secțiune berlineza

B. Sprijiniri cu pereți îngropați:

B.1. Pereți din piloți forajați

Aceștia se pot dispune tangenți sau cu interspații și se folosesc în amplasamentele în care nu sunt impuse condiții de impermeabilitate. Ei se pot executa prin metode continue sau discontinue de excavare, aplicând soluții de susținere a pereților forajului acolo unde este necesar. [75]

Piloții forajați pot fi de mai multe tipuri: cu șnec continuu, cu tubaj recuperabil, piloți forajați sub noroi bentonitic sau piloți forajați în uscat și netubați.

B.2. Pereți din panouri

Aceștia se pot executa din elemente prefabricate sau din beton turnat la fața locului, în șantier (denumiți și pereți mulați).

Pereții îngropați din elemente prefabricate se realizează „prin lansarea unor elemente prefabricate într-o tranșee, excavată sub protecție de noroi bentonitic, substituit apoi de noroi autoîntăritor sau excavată direct sub protecție de noroi autoîntăritor. Etanșeitarea este asigurată prin întărirea noroiului de foraj autoîntăritor și prin profile de material plastic introduse în rostul dintre elemente”. [56]

Pereții mulați se obțin „prin turnarea în teren a betonului, după ce în prealabil a fost excavată, sub protecția noroiului bentonitic, o tranșee în care se

introduce carcasa de armătură. Etanșeitatea rostului dintre panouri este asigurată prin elemente special”. [56]

5.4.4. Stabilirea susținerilor

Folosirea unui sistem de susținere a pereților îngropați pe măsura excavării este obligatorie în cazul excavațiilor adânci. Acesta se poate realiza prin ancorare sau în interior.

5.4.4.1. Susțineri exterioare cu ajutorul ancorajelor în teren

Ancorajele sunt „elemente structurale capabile să transmită la un strat portant de pământ forțele de întindere care le sunt aplicate, prin intermediul unui bulb. Pot fi folosite sârme, toroane sau bare”. [56]

La stabilirea unui sistem de susținere prin ancoraje în teren trebuie ținut cont de: [63]

- natura terenului;
- regimul apei subterane;
- comportarea în timp a terenului;
- adâncimea de excavare;
- programul de execuție a lucrării subterane;
- sensibilitatea construcțiilor din proximitate la deformațiile terenului ca urmare a excavației adânci;
- deplasările admisibile maxime ale peretelui;
- necesitatea realizării unor intervenții la sistemul de ancoraj în timp;
- caracterul permanent sau provizoriu al ancorei;
- amplasarea utilităților existente;
- agresivitatea apei subterane.

5.4.4.2. Susțineri interioare prin intermediul planșelor din beton armat

Sistemul de susținere cu ajutorul planșelor din beton armat mai este cunoscut și ca „metoda milaneză” („metoda de sus în jos”). Aceasta constă în execuția unui planșeu realizat din beton armat la suprafața terenului, în care trebuie lăsate niște goluri care se vor putea folosi ulterior pentru a evacua pământul și pentru acces al echipamentelor și lucrătorilor.

5.4.4.3. Susțineri interioare prin șpraițuire

Un sistem prin șpraițuire este format din următoarele elemente constructive principale: popi, filate dispuse perimetral și șpraițuri.

Pentru a preveni deplasarea spre incinta a peretelui sprijinit, șpraițurile trebuie împănate sau precomprimate la contactul cu peretele excavației.

Dezavantajul sistemului apare ca urmare a aglomerării incintei cu popi, contravântuiri, șpraițuri, ceea ce duce la îngreunarea excavării, dar și a celorlalte activități de construcție care se realizează în subteran.

5.4.5. Procedee, tehnologii și materiale utilizate la stabilizarea terenurilor de fundare

Procedeul de stabilizare se referă la introducerea și amestecarea unor aditivi sub formă de suspensie sau pulbere în pământ, pentru a îmbunătăți stabilitatea, permeabilitatea, rezistența și durabilitatea pământului.

În vederea stabilizării terenului de fundare se pot folosi următoarele materiale:

- ciment
- var
- alte materiale cum sunt: cenușa zburătoare (cenușa de termocentrala).

5.5. Execuția excavației adânci – aspecte teoretice și prezentare studiu de caz ISHO

5.5.1. Execuția excavațiilor adânci

5.5.1.1. Concepte de bază

Antreprenorul terasamentelor a fost obligat să prezinte tehnologia de execuție a terasamentelor împreună cu următoarele informații:

- utilajele folosite pentru excavare, transport și finisare;
- depozitele de pământ (temporare, respectiv permanente), inclusiv metoda de lucru și căile de acces la fiecare din ele;
- programul de execuție al terasamentelor.

Constructorul a avut obligația să verifice în permanență „stabilitatea masivelor de pământ ca urmare a influenței executării lucrărilor de terasamente prevăzute în proiect, sau acțiunii utilajelor de nivelare, săpare și compactare, precum și stabilitatea construcțiilor și instalațiilor învecinate etc.” [40]

Lucrările de terasamente s-au executat în general mecanizat. Lucrările executate manual au fost aplicate doar în situațiile în care utilizarea mijloacelor mecanice nu a fost justificată sau posibilă.

În cazurile în care execuția lucrărilor de săpătură a implicat dezvelirea rețelor existente de instalații care trebuiau să rămână în funcțiune (electrice, gaze, canal, apă, etc.), a fost necesară luarea unor măsuri pentru a le proteja și a le feri de deteriorare. De aceea, lucrările de săpătură s-au realizat doar după obținerea aprobărilor de la instituțiile care exploatează respectivele instalații (aviz de săpătură, respectiv permis de foc atunci când a fost cazul).

În situațiile în care pe parcursul execuției lucrărilor au fost descoperite rețele de instalații subterane care nu erau prevăzute în proiect, lucrările de săpătură au fost oprite și a fost anunțat proiectantul, beneficiarul, precum și organul de exploatare a rețelelor. Dezafectarea acestora s-a făcut sub supravegherea unității de exploatare.

Orice neconcordanță în ceea ce privește obstacolele întâlnite (canalizări, umpluturi locale, hrube, etc.), natura apei subterane, stratificația terenului de fundare, etc., apărută între situația din proiect (menționată în planurile de detaliu, pe baza studiului geotehnic) și constatările executantului odată cu realizarea săpăturilor, au fost aduse la cunoștința proiectantului pentru a putea stabili măsurile

corespunzătoare. În aceste situații, fără acordul proiectantului în scris, nu s-au putut continua lucrările.

Etapele tehnologice pentru execuția excavației au cuprins următoarele categorii de lucrări:

- lucrări pregătitoare execuției lucrărilor de săpătură;
- trasarea pe teren;
- execuția lucrărilor de săpătură;
- protecția lucrărilor de terasamente executate.

Terenurile se pot încadra în funcție de rezistența la săpare (conform Indicatorului de norme de deviz TS/1981) după cum urmează: [50]

- pentru teren categoria II-III: săpătură mecanică
- pentru teren mijlociu-tare: săpătură manuală.

5.5.1.2. Amenajarea terenului

În general, terenul rămâne denivelat după curățare. Pentru a putea realiza lucrările de trasare, săpătură și execuție a fundațiilor este important ca terenul să fie adus la o formă plană. În funcție de teren, se pot realiza lucrări de umplutură sau de săpătură (pentru a aduce terenul la cotă).

Aceste lucrări sunt denumite „lucrări de sistematizare a terenului de amplasament”. Pe planșele de execuție, cota la care se ajunge este notată cu CTS și se numește „cota terenului sistematizat”.

5.5.1.3. Lucrări pregătitoare începerii efective a lucrărilor

Antreprenorul a executat lucrări pregătitoare înainte de a începe lucrările propriu-zise și a urmărit respectarea cerințelor menționate în cele ce urmează:

- a verificat semnalizarea zonei de lucru;
- a verificat existența eventualelor utilități (rețele subterane electrice, instalații de gaze, canalizare, apă, etc.) în ampriza lucrării sau în vecinătăți. A determinat poziția utilităților, pe care le-a marcat vizibil în vederea mutării sau protejării;
- dezafectarea rețelelor subterane de instalații s-a făcut doar cu acordul scris al beneficiarului și proiectantului;
- în cazurile în care, în momentul execuției lucrărilor de săpătură pentru fundații, au fost dezvelite rețelele existente de instalații aflate în subteran, execuția lucrărilor a început doar după obținerea avizelor pentru săpătură;
- defrișarea și transportul arbuștilor și arborilor s-a făcut numai după obținerea acordurilor necesare, în locații aprobate de beneficiar consultant;
- decaparea, respectiv depozitarea pământului vegetal s-a făcut numai în locuri acceptate de beneficiar/ consultant;
- suprafața terenului pe care s-au executat terasamentele a fost curățată de crengi, buruieni, frunze;
- dacă terenul era accidentat sau debitul apelor colectate ar fi fost redus, trebuiau amenajate rigole întrucât execuția șanțurilor în aceste cazuri nu era economică;
- dacă în timpul execuției săpăturilor s-ar fi întâlnit obiecte sau construcții de interes arheologic, lucrările s-ar fi oprit și s-ar fi anunțat organele competente.

Înainte de a începe lucrările de terasamente și pe parcursul desfășurării lor, executantul a asigurat în șantier pompe pentru evacuarea apelor meteorice și de suprafață.

Antreprenorul a putut începe lucrările pentru excavație abia ulterior verificării și aprobării de către beneficiar/consultant a lucrărilor preliminare.

5.5.1.4. Trasarea pe teren

Această operație importantă constă în poziționarea pe teren a construcției.

Prima etapă care se execută este stabilirea cotei pardoselii de la parter, a cotei +/- 0.00. Această cota reprezintă un reper hotărât în faza de proiectare de către proiectant, în funcție de care se stabilește: infrastructura construcției (socotită de sub cota 0.00), respectiv suprastructura (de la cota 0.00 în sus).

Cotele de nivel aflate deasupra cotei 0.00 sunt considerate pozitive (+ c,cc), iar cele de sub, negative (- c,cc). Stabilirea acestor cote pe parcursul execuției și verificarea lor poate avea loc doar cu aparate topografice.

La proiectul ISHO, beneficiarul a predat rețeaua de borne antreprenorului, precum și o listă cu coordonatele acestora. Trasarea pe teren a cuprins marcarea conform proiectului a poziției construcției pe amplasament. Pe lângă marcarea conturului lucrărilor, antreprenorul a materializat prin țărugi și înclinarea taluzurilor, precum și punctele de intersecție a taluzurilor cu terenul natural. [40]

Toate reperele și bornele au fost întreținute pe întreaga durată de execuție a lucrărilor, iar când a fost cazul, a avut loc inclusiv re-amplasarea și restabilirea acestora.

5.5.1.5. Execuția lucrărilor de săpătură

Săpăturile se pot realiza cu taluz inclinat sau vertical pentru terenurile fără probleme, în funcție de factorul de coeziune al terenului, dar și de adâncimea de excavare. Săpături verticale, fără sprijiniri, se pot efectua în terenuri cu coeziune bună, dar doar pentru cote de fundare de până la 2 m. Pentru săpături mai adânci realizate în terenuri care nu sunt coezive, sunt obligatorii sprijiniri ale malurilor (acestea se pot realiza cu ajutorul dulapilor orizontali, montanților de lemn sau cu ajutorul zidurilor de sprijin calculate ținând cont de forțele din împingerea pământului). Pentru săpături efectuate sub nivelul pânzei freatice de apă, se pot folosi palplanșe care au dublu rol: să susțină pământul și să oprească patrunderea apei în incinta de fundare. [73]

În cazul nostru, execuția lucrărilor de săpătură s-a făcut cu respectarea cotelor și dimensiunilor înscrise în planșele de excavație din proiect. În cazul excavațiilor etapizate, s-a urmărit întocmai ordinea de execuție și cotele de excavație prezentate în proiect.

Execuția săpăturii s-a făcut pe cât posibil în straturi paralele cu baza radierului, evitându-se formarea de taluzuri înalte nesprijinite pe zona centrală.

Săpătura deschisă s-a realizat cu păstrarea taluzurilor conform dimensiunilor din planșele proiectului.

Din rațiunea de a nu se modifica caracteristicile mecanice și fizice ale terenului, turnarea betonului de egalizare s-a făcut de îndată ce s-a finalizat execuția săpăturii. Săpătura mecanizată a fost oprită cu 20 cm mai sus față de cota finală (ultimii 20 cm ai săpăturii au fost executați manual). Excavarea s-a realizat pe ploturi a căror dimensiune s-a stabilit în așa fel încât betonul de egalizare pus în opera să fie finalizat în aceeași zi.

Executantul săpăturii a realizat bașe locale și șanțuri deschise pentru colectarea și evacuarea apelor meteorice de pe suprafața terenului.

Necesitatea sprijinirii taluzurilor săpăturilor locale, în cazul cotelor diferite la unele bașe din interiorul excavației, s-a stabilit ținând cont de: tehnologia de execuție adoptată, de condițiile climaterice și meteorologice, de regimul de curgere al apelor subterane, de coeziunea și umiditatea terenului, de gradul de fisurare, de stratificație, de adâncimea săpăturii, de omogenitate.

Pentru menținerea stabilității taluzurilor, s-a luat în vedere ca pământul de lângă săpătură să nu sufere vibrații și să nu fie încărcat.

Pământul obținut din excavație s-a putut depozita temporar la cel puțin cinci metri fata de marginea excavației.

Executantul a luat măsuri pentru a împiedica surparea malurilor și pentru a înlătura imediat apele de proveniență accidentală.

Surplusul de pământ a fost încărcat cu utilaje specializate în mijloace de transport și evacuat din șantier.

5.5.1.6. Depozitare, manipulare și transport

Depozitarea resturilor rezultate din operațiunile de curățare a terenului și a pământului rezultat în urma excavației s-a făcut în depozite de pământ pentru care, în prealabil, s-a obținut avizul proprietarului.

Pământul a fost transportat din șantier cu autobasculante încărcate cu mijloace mecanizate.

5.5.1.7. Execuția lucrărilor de terasamente pe timp friguros sau nefavorabil

În situația în care condițiile cerute în Caietul de Sarcini ar fi fost compromise de vremea nefavorabilă, execuția lucrărilor trebuia întreruptă. Lucrările de terasamente se pot executa sub +5°C, în condiții de timp friguros, doar dacă sunt respectate măsurile speciale menționate în normativele tehnice aflate în vigoare.

⇒ În cazul ISHO nu au fost luate măsuri speciale întrucât, în momentul realizării lucrărilor de terasamente, temperaturile înregistrate au fost mai mari de 5 grade Celsius.

5.5.2. Studiu de caz ISHO

5.5.2.1. Soluțiile adoptate pentru protejarea malurilor

Lucrările de excavație la clădirea A s-au executat pe baza planului de "excavație și trasare a piloților" schițat mai jos (figura 5.4.):

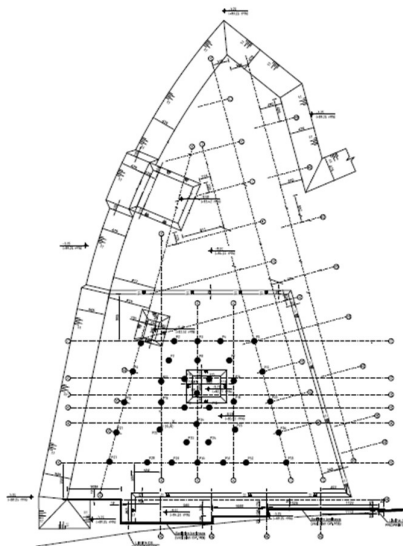


Figura 5.4. Plan excavație și trasare piloți clădirea A

Înainte de realizarea săpăturii și a execuției piloților, întrucât adâncimea de lucru sub nivelul terenului natural a prezentat o diferență considerabilă, au fost necesare sprijiniri ale malului cu ajutorul berlinezei în zona traficului auto și pietonal - spre Bega (figura 5.5.), respectiv taluz (cu panta 1:1) protejat cu folie în zonele în care nu au fost prezente clădiri învecinate (figura 5.6.), iar suprafața terenului a făcut posibilă această soluție / intervenție.

5.5.2.2. Etapele excavației

Etapa 1:

- 1A execuția forajelor;
- 1B montarea profilelor HEA 180/1,5 m ale sprijinirii berlineze și turnarea betonului simplu pentru încastrarea acestora.

Etapa 2:

- 2A excavarea până la cota -3.10 (86.58 rMN) concomitent cu montarea dulapilor de lemn ai sprijinirii berlineze și turnarea mortarului M4 în spatele acestora;
- 2B montarea filatei HEA 180.

Etapa 3:

- 3A coborârea nivelului apei subterane pe suprafața viitoarei structuri;
- 3B realizarea excavației până la cota finală cu păstrarea unei contrabanchete de pământ în dreptul sprijinirii berlineze.

Etapa 4:

- excavarea contrabanchetei de pământ în dreptul sprijinirii berlineze concomitent cu turnarea betonului de egalizare în ploturi de maxim 6 m, continuarea montării dulapilor de lemn ai sprijinirii berlineze și turnarea mortarului M4 în spatele acestora.

Etapa 5:

- turnarea betonului de egalizare (figura 5.7.) și execuția radierului din beton armat.

Etapa 6:

- 6A execuția subsolului;
- 6B realizarea umpluturilor compactate în straturi elementare;
- 6C continuarea execuției suprastructurii concomitent cu oprirea sistemului de epuizment.

5.5.2.3. Documentație fotografică



Figura 5.5. Sprijinire mal cu ajutorul berlinezei



Figura 5.6. Realizare taluz cu panta 1:1, protejat cu folie



Figura 5.7. Turnarea betonului de egalizare după finalizarea protejării malurilor

5.6. Lucrări de monitorizare ale excavației

Monitorizarea este acțiunea de efectuare a unor măsurători topometrice.

Prin intermediul proiectului s-au stabilit următoarele:

- programul de măsurători care cuprinde debitele evacuate, nivelul apei, fisurile, deplasările, etc., împreună cu gradul lor de precizie (conform normele tehnice specifice);
- amplasarea punctelor de măsură și a reperelor de referință.

Plasarea punctelor de măsură s-a făcut în așa fel încât acestea să fie accesibile pe întreaga durată de realizare a lucrărilor și să fie stabile.

Proiectul de monitorizare a cuprins și măsurarea variației nivelului subteran al apei în zona de influență a excavației.

Ținând cont de durată, respectiv de amploarea lucrărilor, prin activitatea de monitorizare s-a urmărit:

- a) tasarea ecranului;
- b) deplasarea ecranului la partea superioară;
- c) deplasarea orizontală pe verticala ecranului;
- d) deplasarea elementelor de susținere;
- e) deplasarea orizontală pe verticală a terenului din exteriorul incintei;
- f) deplasarea pe verticală a bazei excavației;
- g) nivelul apei subterane față de baza excavației;
- h) nivelul apei subterane în incintă și în zona adiacentă;
- i) debite de apă evacuate;
- j) sedimente antrenate.

6. FUNDAȚII

6.1. Noțiuni generale despre fundații

6.1.1. Sistemul structural

6.1.1.1. Descrierea sistemului structural

Totalitatea elementelor de rezistență aflate deasupra infrastructurii formează suprastructura.

Infrastructura este formată din fundații și substructură (dacă o construcție nu are substructură, atunci infrastructura va fi constituită doar din fundație).

Fundația este elementul structural care transmite terenului de fundare încărcările.

Porțiunea dintre fundații și suprastructură este reprezentată de substructură. Ea prezintă diferențe de conformare și alcătuire în raport cu suprastructura, diferențe ce conduc la capacități de rigiditate, respectiv rezistențe mărite.

Zona pe care este amplasată fundația este denumită „teren de fundare” și reprezintă suportul construcției. Întrucât comportamentul suprastructurii nu are voie să fie influențat de construcția propriu-zisă și nici de condiționările impuse de mediul înconjurător, este importantă cunoașterea straturilor din care este format terenul, precum și comportamentul acestor straturi în timp.

Terenul de fundare este volumul de pământ / de rocă în care este resimțită influența construcției.

În terenul de fundare pot apărea fenomene ce pot influența construcția. [5]

În figura de mai jos, figura 6.1., sunt prezentate schematic componentele sistemului structural. [5]

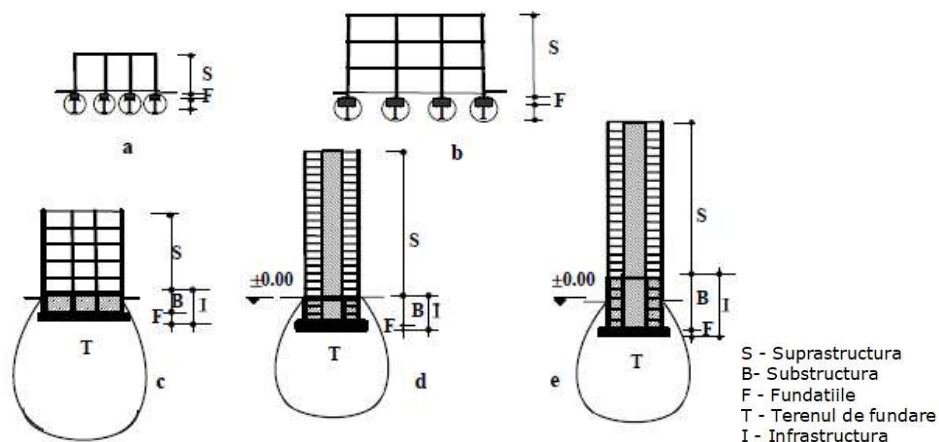


Figura 6.1. Componentele sistemului structural [5]

6.1.1.2. Cerințe privind proiectarea fundațiilor

O fundație trebuie proiectată în așa fel încât să transfere încărcările provenite de la construcție în teren, chiar pe cele din acțiunea seismică și să asigure îndeplinirea condițiilor exploataării normale și de verificare la stările limită ultime. [19]

6.1.1.3. Cerințe privind proiectarea substructurilor

Rolul substructurii este de a transmite fundațiilor încărcările preluate de la suprastructura.

Substructurile sunt formate din elementele structurale orizontale sau înclinate (grinzi, placi, etc.) care conlucrează cu elementele verticale (stâlpi, pereți).

În proiectarea unei substructuri trebuie ținut seama de conlucrarea cu suprastructura și cu fundațiile.

În momentul proiectării substructurilor trebuie luate în calcul încărcările transmise de suprastructură, încărcările proprii dar și de cele date de teren.

Infrastructura se proiectează pentru a fi solicitată în domeniul de comportare elastic. Mecanismul de plastificare al structurilor la acțiunile severe seismice se poate proiecta în așa fel încât să se dezvolte și în substructură articulații plastice, dar trebuie luate măsuri menite să asigure substructurii o comportare ductilă, precum și un acces facil pentru a interveni post seismic dacă este cazul. [19]

Trebuie avut în vedere faptul că eforturile transmise substructurii din acțiunea seismică se asociază cu mecanismul de plastificare al suprastructurii.

6.1.2. Caracteristicile terenului de fundare

Construcțiile își datorează stabilitatea, soliditatea și rezistența unor elemente invizibile, dar esențiale - fundațiile, denumite și temelii, baze, fundamente sau "tălpile caselor".

Partea principală a infrastructurii unei clădiri cu ajutorul căreia are loc rezemarea pe pământ este fundația. Scopul acesteia este de a susține greutatea construcției, pe care o transmite terenului în care este ridicată clădirea (fundația este partea componentă de construcție care se situează în legătură directă cu terenul de fundare bun și căruia îi transferă încărcările preluate de la construcție). [5]

Capacitatea portantă a terenului este influențată de natura pământului în care se amplasează fundația. Ea este determinată de cea mai mare presiune pe care terenul de fundare o poate susține fără a exista riscul de apariție a unor tasări ce pot pune în pericol construcția. Încărcările repartizate pe talpa fundației nu trebuie să depășească capacitatea portantă a terenului. Este important ca tasările rezultate să fie relativ uniforme, să poată suporta construcția fără urmări asupra ei.

Geotehnica, știința care studiază pământurile, definește pământurile ca fiind „construite din particule solide, provenite prin dezagregarea pe cale fizică sau chimică a diferitelor roci întâlnite în scoarța terestră”. [10]

Pământurile pot fi, în funcție de prezența forțelor de legătură dintre particulele solide:

- necoezive: nisipurile, pietrișurile, bolovănișurile și blocurile alcătuite din bucăți de roci mari;

- coezive: pământurile argiloase și cele prăfoase.

Pământurile necoezive sunt terenuri de fundare bune în general, nu sunt sensibile la îngheț-dezghet sau la înmuiere și au grad redus de compresibilitate.

Pământurile argiloase (argila, argila nisipoasă, argila prăfoasă, argila groasă) au un conținut ridicat de particule fine și o coeziune, respectiv o plasticitate mijlocie, mare sau foarte mare. Modul de comportare sub solicitări este dat de starea fizică, care este influențată în mod direct de conținutul lor de apă. Caracterul special al comportării lor se evidențiază prin faptul că la variații de umiditate se produc variații de volum (umflare – contracție), fiind necesară luarea unor măsuri corespunzătoare la execuția fundațiilor în aceste pământuri. [16]

Pământurile prăfoase (praf, praf nisipos, praf argilo-nisipos, praf argilos) creează probleme de fundare datorită sensibilității la acțiunea de îngheț-dezghet, a tendinței de a fi antrenate ușor de apa aflată în mișcare, precum și datorită compresibilității mari. Acestea au o coeziune și o plasticitate redusă sau mijlocie. Un caz particular și des întâlnit în țara noastră îl reprezintă pământurile prăfoase de origine eoliană (pământurile loessolide), foarte sensibile la înmuiere și care permit tasări importante ale fundațiilor. [16]

Pentru a stabili tipul și modul de fundație, sunt necesare încercări prin care să se determine caracteristicile pământului (granulozitate, plasticitate, impermeabilitate, compoziție mineralogică, etc.), dar și proprietățile mecanice ale acestuia. Rezolvarea problemelor de capacitate portantă se poate soluționa doar în momentul cunoașterii rezistenței la forfecare a terenului, iar rezolvarea problemelor de deformății se poate face doar după cunoașterea compresibilității pământului. Pentru acestea, sunt necesare determinări efectuate în laborator și pe teren.

6.1.3. Stabilirea tipului de fundație

Tipul de fundație trebuie ales în urma unui studiu tehnico-economic la structura de rezistență în ansamblu.

6.1.3.1. Factorii care influențează stabilirea tipului de fundație

Materialele pentru fundații, presiunile pe teren, adâncimile de fundare și tipul de fundație trebuie alese în funcție de: [8]

- Sistemul structural al construcției:
 - dimensiuni (travei, deschideri, înălțimi);
 - tipul de suprastructură (cu pereți, în cadre);
 - mecanismele de disipare ale energiei induse de acțiunile seismice;
 - eforturile trimise în grupările speciale și fundamentale de încărcări fundațiilor;
 - sensibilitatea sistemului structural la tasări;
 - materiale (metal, beton sau zidărie);
 - alcătuirea substructurii.
- Condițiile de execuție ale infrastructurii:
 - prezența rețelelor de utilități;
 - sistemul de epuizmente;
 - prezența în apropiere a unor construcții care pot fi influențate de execuția infrastructurii;
 - adâncimea săpăturii necesară pentru a realiza fundațiile și modul de asigurare al stabilității săpăturii.

C. Condițiile de teren

- condițiile hidrogeologice (agresivitatea apelor subterane, circulația prin pământ a apei, nivelul și variația sezonieră a apelor subterane);
- condițiile hidrologice (posibilitățile de producere a inundațiilor, nivelul apelor de suprafață);
- caracteristicile mecanice și fizice ale straturilor de pământ, natura și stratificația terenului de fundare;
- condițiile de stabilitate generală a terenului.

D. Condițiile de exploatare ale construcției

- degajări de gaze agresive care accentuează agresivitatea chimică a apelor subterane și poluează apele meteorice;
- posibilitatea de a pierde substanțele chimice sau apa din instalațiile industriale sau sanitare;
- încălziri ale terenului la construcțiile cu degajări de căldură mare;
- modul în care deformațiile terenului de fundare influențează exploatarea normală a construcției;
- în funcție de cerințele specifice tehnologice, limitarea tasărilor;
- eforturile transmise la fundații.

Fundațiile trebuie să satisfacă următoarele condiții fundamentale pentru a-și îndeplini rolul în construcție: [14]

- să fie economice și să se utilizeze preponderent materiale locale;
- sistemul de fundare trebuie stabilit în așa fel încât să prezinte siguranță în exploatare (este important deoarece intervențiile asupra fundațiilor sunt costisitoare și se poate interveni doar cu multă greutate);
- soluția de fundare aleasă trebuie să prevină apariția tasărilor diferențiate (se pot prevedea inclusiv rosturi de tasare);
- dimensiunile fundației trebuie să fie în concordanță cu încărcările care o acționează (utilizarea în caz contrar a consolidărilor reprezintă lucrări costisitoare și greu de executat);
- materialul utilizat pentru execuția fundațiilor trebuie să fie rezistent la acțiunile agresive ale apelor subterane;
- trebuie urmărit ca încărcările ce acționează asupra fundației să fie centrice, pentru ca repartizarea presiunilor să fie cât mai uniformă pe talpa fundației.

6.1.3.2. Reguli pentru stabilirea adâncimii de fundare minime

Distanța măsurată de la talpa fundației până la nivelul terenului (sistematizat sau natural) reprezintă adâncimea de fundare.

Stabilirea adâncimii minime de fundare se face în funcție de:

- înălțimea constructivă minimă a fundației;
- adâncimea de îngheț;
- nivelul subteran al apei;
- natura terenului;
- condițiile tehnologice.

Talpa fundației trebuie să pătrundă în stratul de fundare îmbunătățit sau în stratul natural bun de fundare cel puțin 20 cm.

Adâncimea de fundare în cazul construcțiilor amplasate pe terenuri dificile (pământuri lichifiabile, contractile, sensibile la umezire, etc.) este menționată pentru fiecare caz în parte în reglementările tehnice.

Cota apelor freatice: pentru ca execuția să nu fie dificilă, această cotă trebuie să se păstreze sub cota de fundare.

Cota minima / adâncimea de îngheț H_i : are valori între 60-70 cm și 1,10-1,15 m și se stabilește în funcție de zona climatică. Cota de fundare minimă pentru talpa fundației se ia întotdeauna sub adâncimea de îngheț cu 10-20 cm întrucât fundația trebuie să se rezeme pe un strat nedeformabil de pamânt.

6.1.4. Materiale utilizate pentru fundații

În mod obișnuit, fundațiile se realizează din:

- zidărie de piatră;
- beton simplu sau armat.

Clasa minimă a betonului se stabilește astfel: [11]

- betonul simplu, de clasă C4/5, pentru: egalizări, umpluturi, fundații tip bloc și cuzinet;
- betonul armat, de clasă de C8/10, pentru: fundații continue sau izolate, rețele de grinzi neexpuse la acțiuni agresive, cuzineți, radiere, fundații monolite tip pahar;
- betonul armat, de clasă C12/15, pentru: fundații supuse la acțiuni dinamice sau la solicitări importante, fundațiile prefabricate tip pahar.

Oțelul beton

La armaturile de rezistență rezultate din calcul se folosesc plase sudate din STNB sau oțel PC, OB37, iar la cele rezultate din criteriile constructive, se utilizează în general oțel OB37.

6.1.5. Clasificarea fundațiilor

La alegerea tipului de fundație, dimensiunii acesteia și materialelor din care se execută trebuie ținut cont de următoarele: tipul structurii de rezistență, de caracteristicile seismice, hidrologice și geologice ale terenului, precum și de condițiile climatice.

Fundațiile se pot clasifica astfel: [11]

- După forma lor în plan, fundațiile pot fi de mai multe tipuri:
 - pe chesoane;
 - pe piloți (care pot fi turnați din beton armat sub formă de pereți sau stâlpi, ori bătuți din metal sau lemn);
 - din rețele de grinzi;
 - pe radier general;
 - izolate (fundații tip pahar, prefabricate);
 - continue sub stâlpi sau sub ziduri (tălpi continue);
- ⇒ Mărimea și forma fundațiilor depind de influența apelor freatice, de zona seismică, de capacitatea portantă a terenului, respectiv de înălțimea construcției.
- În funcție de materialele folosite, fundațiile pot fi:
 - din lemn;
 - din beton ciclopian sau simplu, cărămidă, piatră naturală (utilizate la fundațiile rigide);
 - din beton armat (utilizate în cazul fundațiilor elastice).
- Ținând cont de nivelul apelor subterane, fundațiile se pot executa:
 - în uscat, deasupra nivelului apei freatice;
 - sub apă, sub nivelul apei freatice.

- În funcție de adâncimea de fundare (distanța până la terenul de fundare bun), există următoarele tipuri de fundații:
 - directe sau de suprafață (de adâncime mică): radier, continue, izolate
 - ⇒ pretabile a se realiza în toate tipurile de terenuri de fundare;
 - indirecte sau de adâncime: piloți, coloane, barete
 - ⇒ peste care se execută un radier pe care se poate construi;
 - ⇒ se utilizează în general în cazul terenurilor slabe de fundare, pentru a ajunge la un teren bun de fundare.
- După tehnologia de execuție, se întâlnesc fundații:
 - prefabricate - realizate în ateliere specializate, transportate și montate pe șantier;
 - monolite - executate în șantier, la fața locului.
- Din punct de vedere al sistemelor de fundare, întâlnim:
 - fundații elastice: fundații de tip radier general, fundații pe rețele de grinzi de fundare, fundații continue prin grinzi de fundare sub șiruri de stâlpi, rețele de grinzi de fundare, fundații continue sub ziduri, fundații izolate sub stâlpi;
 - fundații rigide: fundații sub ziduri cu descărcări pe reazeme, fundații continue sub ziduri, fundații rigide izolate din cuzinet și bloc din beton armat.

A. Fundații directe

O fundație directă (denumită și „fundație de mică adâncime”) se utilizează în situațiile în care terenul de fundare bun se află la adâncimi mici față de nivelul terenului natural.

A.1. Fundații sub stâlpi

A.1.1. Fundații continue sub stâlpi

Datorită încărcărilor semnificative și a naturii terenului, suprafața fundațiilor izolate poate deveni foarte mare; soluția optimă în aceste situații este de a uni după o direcție fundațiile unor șiruri de stâlpi, obținând astfel fundații continue / fundații cu grinzi continue. La construcțiile la care terenul de fundare este slab și încărcările sunt mari, folosirea fundațiilor continue doar după o direcție duce la lățimi mari pentru talpa acestora, motiv pentru care se recomandă în acest caz folosirea grinzilor continue încrucișate.

A.1.2. Fundații izolate sub stâlpi

Există mai multe tipuri de fundații izolate sub stâlpi:

- cu tălpi de beton armat
- cu cuzinet de beton armat și bloc de beton simplu (stâlpul de beton armat se reazemă, prin intermediul unui cuzinet, pe blocul de beton simplu)

A.1.3. Fundații prefabricate

Utilizarea fundațiilor prefabricate nu este o soluție folosită pe scară largă întrucât: acestea nu conferă o bună legătură cu elementele structurale verticale de la nivelul cotei $\pm 0,00$ (legătură obligatorie pentru o construcție executată în zonă seismică); prefabricatele tipizate nu pot acoperi multiplele soluții de fundare; fundațiile prefabricate necesită utilaje de ridicat și transportat; din punct de vedere

al consumului de oțel-beton, dar și economic, sunt mai avantajoase fundațiile turnate pe șantier.

În prezent, fundațiile prefabricate se realizează sub diverse tipuri și forme:

[5]

- coloane și piloți din beton-armat;
- dale groase în care pot fi îngropate conducte de instalații;
- fundații pahar utilizate pentru stâlpi prefabricați în mod curent;
- tălpi prefabricate din beton simplu sau din beton armat, de diverse forme, pline sau cu goluri. Tălpile pot fi paralelipipedice, trapezoidale, cu goluri sau nervuri, executate cu lățimi de până la 3,0 metri și cu înălțimi de 1,5 metri.
- blocuri de beton mici și mari, greu preturnate în șantier și plasate pe un strat de nisip în groapa de fundație.

A.2. Fundații sub ziduri (pereți)

În cazul construcțiilor a căror structuri de rezistență se realizează cu pereți portanți (de beton sau zidărie), încărcările se transmit cu ajutorul unor fundații continue directe la terenul bun de fundare, care sunt de obicei axate în raport cu zidurile pe care le suportă (fundațiile dezaxate se folosesc la zidurile solicitate de împingerea pământului, la zidurile rosturilor de tasare).

În grupările speciale de încărcări (forțe tăietoare și momente încovoietoare), pereții structurali de beton armat transmit infrastructurii eforturi, fiind de obicei insuficient lestați (având o forță axială mică). Din acest motiv, doar în anumite cazuri particulare poate fi utilizată soluția de fundație independentă.

Fundațiile sub ziduri pot fi: fundații realizate din însăși placa suport a pardoselii, cu descărcări pe reazeme izolate, continue de beton armat sau continue de beton simplu. [11]

A.2.1. Fundații sub ziduri despărțitoare (realizate din însăși placa suport a pardoselii)

În cazul zidurilor despărțitoare neportante, cu o grosime mai mică de 15 cm, placa-suport a pardoselii peretelui tine loc fundației.

A.2.2. Fundații cu descărcări pe reazeme izolate

Acestea se folosesc pentru a reduce volumul de săpătură, respectiv de beton, atunci când zidurile transmit încărcări mici la fundații sau în situațiile în care terenul de fundare bun se află la adâncimi mari. De aceea, se poate considera că pentru o fundație cu o adâncime mai mare de 2,00 m, este mai avantajoasă o fundație cu descărcare pe reazeme izolate decât continue. Nu se recomandă în zonele cu seismicitate mare (grad seismic de 7, 8, 9) sau pentru terenurile cu tasări inegale. [19]

A.2.3. Fundații continue din beton armat sub ziduri

Aceste soluții se folosesc atunci când terenurile de fundare au o rezistență neuniformă sau mică, iar fundațiile sunt solicitate la încărcări importante. Astfel, pentru a fi îndeplinită condiția $t_g \alpha \geq t_g \alpha_{\min}$, trebuie lătită talpa fundației. În aceste condiții, din punct de vedere tehnico-economic, nu mai sunt potrivite fundațiile din beton simplu și trebuie utilizate fundații din beton armat, cu ajutorul cărora se obțin suprafețe de rezemare mai mari, fără creșterea greutateii proprii a fundației și care aduc economie de beton și săpătură. [19]

A.2.4. Fundații continue de beton simplu sub ziduri

Fundațiile de beton simplu, după forma secțiunii transversale, pot fi: în trepte, cu evazări sau dreptunghiulare. [11]

- Fundații cu trepte

Fiecare treapta trebuie să aibă cel puțin 40 centimetri înălțime. Aceste fundații se utilizează în situațiile în care talpa fundației este cu 35-40 centimetri mai lăta de fiecare parte a zidului; Avantajul utilizării fundațiilor în trepte îl reprezintă economisirea betonului, dar necesită în schimb folosirea cofrajelor.

- Fundații cu evazări
Se utilizează atunci când din calcule reiese o lățime a tălpii fundației cu 25-35 cm mai mare decât lățimea zidului pe fiecare parte și terenul prezintă o coeziune suficientă ca să fie executate evazări în pereții săpăturii. Trebuie ținut cont ca lățimea evazării să fie de maxim 15 centimetri, evazarea să aibă o pantă de aproximativ 4/1, iar lucrările de cofrare să se realizeze cu puțin timp înainte de a turna betonul;
- Fundații cu secțiune dreptunghiulară
În acest caz, blocul de fundație trebuie să fie mai lat cu 5-10 cm decât zidul/soclul, pe fiecare parte. Pentru a se putea monta cofrajele necesare turnării betonului, soclul trebuie să fie la rândul lui cu cel puțin 25 milimetri mai mare, pe fiecare parte a zidului.
Aceste fundații se utilizează în special în situațiile în care lățimea tălpii fundației nu este mai mare de 1 metru.

A.3. Radier generale de beton armat

O fundație radier general este „o fundație directă, realizată ca un planșeu întors și care asigură o suprafață maximă de rezemare pe teren a construcției”. [5]

Utilizarea fundațiilor de tip radier se recomandă în situațiile următoare:

- când construcțiile cu înălțimi mari au încărcări importante care se transmit terenului;
- când, din cauza prezenței apei subterane, este impusă execuția cuvelor etanșe;
- când elementele structurale verticale (stâlpii, pereții) sunt amplasate la distanțe mici, ceea ce îngreunează lucrările de execuție ale fundațiilor continue / izolate;
- în cazul terenurilor cu rezistență scăzută, care impun tălpii fundațiilor o suprafață mai mare;
- în cazul terenurilor neomogene sau dificile care prezintă risc de tasări diferențiate.

În funcție de soluția constructivă, un radier general poate fi:

- a) casetat, format din 2 planșee solidarizate între ele cu ajutorul unor grinzi așezate pe 2 direcții;
- b) tip placă cu vute;
- c) general tip planșeu ciupercă;
- d) general tip dală groasă (cu grosime constantă sau cu grosime variabilă), în care elementele verticale sunt rezemate direct pe acesta.

Radierul poate fi folosit și în cazul construcțiilor aflate sub nivelul apei subterane. Radierul împreună cu subsolul formează în acest caz o cuvă etanșă. Prin dispunerea hidroizolației pe pereții perimetrali și pe exteriorul radierului, se realizează etanșarea cuvei. Pentru a fi asigurată impermeabilitatea, suprafața interioară a pereților perimetrali trebuie tratată.

Radierele se dimensionează pe baza prevederilor menționate în STAS 10107/0-90. [85]

În general, înălțimea radierului se reduce în zona lifturilor și astfel se micșorează și capacitatea betonului simplu la forța tăietoare. De aceea, la goluri, se poate monta local armătura de bordaj și etrieri.

Pentru placa radierului, procentul minim de armare este de 0,15% din fiecare față. Barele se pot înnađi prin petrecere sau, în cazul celor cu diametru mare ($\Phi 25.. \Phi 40$), prin sudare.

B. Fundații indirecte

Când nivelul apelor subterane este ridicat, terenul de fundare bun se află la o adâncime mai mare de 6 metri, iar fundarea directă este necorespunzătoare tehnic sau neeconomică și trebuie utilizată o fundație indirectă. Aceasta se realizează pentru a transmite în straturile mai adânci ale terenului încărcările provenite de la construcție.

Exista următoarele tipuri de fundații indirecte:

- pe coloane
- pe barete
- pe chesoane:
 - cu aer comprimat
 - deschise
- pe piloți
 - realizați direct în șantier (piloți cu tub metalic de protecție pierdut sau recuperabil, piloți forați)
 - prefabricați.

B.1. Piloții forați

Din categoria sistemelor clasice de fundare folosite în cazurile în care terenurile au o capacitate insuficientă de a prelua încărcările transmise din structură fac parte și piloții executați „în situ”.

Piloții forați cu diametre cuprinse între 450 mm și 2500 mm pot fi realizați până la o adâncime de 70 m în orice tip de teren.

Exista 3 etape de execuție pentru realizarea unui pilot forat:

- execuția forajului
- introducerea carcasei de armătură în teren
- betonarea.

În funcție de tehnologia de realizare, piloții pot fi: [75]

- prefabricați și precomprimați bătuți;
- offshore (forați sau Benotto);
- CFA (forați cu snec continuu);
- executați sub protecția noroiului de foraj (polimeri sau bentonită);
- forați cu tubaj nerecuperabil sau recuperabil;
- forați în uscat.

Soluția optimă de execuție (din punct de vedere tehnico-economică) se alege ținând cont de nivelul apei subterane, de condițiile de amplasament, de natura terenului și de cerințele proiectului.

În general, piloții forați în situ sunt folosiți pentru lucrările executate în terenuri dificile / instabile sau pentru construcțiile care transmit către fundații încărcări de mii de tone din structură (clădiri înalte, poduri, structuri industriale masive).

Pentru excavațiile adânci, piloții pot fi utilizați și ca lucrări de sprijiniri ale malurilor. Aceștia pot fi piloți interdistanțați, secanți sau tangenți, în funcție de caracteristicile terenului.

B.2. Pereții mulați

Pereții mulați (figura 6.2.) sunt elemente verticale executate din beton armat în tronsoane cu lungimi de până la 7 metri, adâncimi de până la 70 metri și grosimi cuprinse între 0.40-1.50 metri. Aceștia oferă soluții pentru sprijinirea excavațiilor dificile și adânci realizate în zone urbane și se pot folosi inclusiv în situațiile în care apa subterana creează probleme.



Figura 6.2. Pereții mulați

În vederea execuției unui perete mulat se utilizează cupe mecanice grele pe cablu, cu deschideri de 2.60-4.20 metri și greutate cuprinse între 5-23 de tone (figura 6.3.). Execuția cu cupa mecanică pe cablu a unui panou de perete mulat se realizează cu ajutorul unei suspensii bentonitice, până la adâncimea dorită. Fluidul de foraj cu densitate variabilă (care are bentonica ca principală componentă) permite finalizarea cu precizie a excavațiilor, fără a declanșa surpări ale terenului. Carcasa de armătură se introduce numai după încheierea excavației unui panou de perete mulat, iar ulterior se poate turna betonul, utilizând o pâlnie și tuburi de betonare. După finalizarea unui panou curent, se pot începe lucrările la următorul element. Aceste operații trebuie repetate pe tot perimetrul, până când se finalizează întregul perete mulat.



Figura 6.3. Utilaj folosit pentru execuția pereților mulați

Pereții mulați (figura 6.4.) pot fi folosiți și ca ziduri de sprijin, pereți mulați temporari, structurali sau structuri portante. Indiferent de problemele care pot apărea în cazul execuției unei structuri subterane (magistrale de metrou, parcări subterane, subsoluri, etc.), ei sunt o soluție.

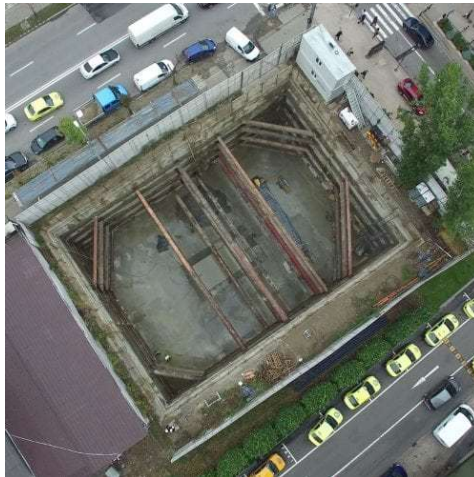


Figura 6.4. Exemplu perete mulat finalizat

6.1.6. Solicitări transmise infrastructurilor

Acestea se determină în grupările speciale, respectiv fundamentale de încărcări, luând în considerare presiunea apei, încărcările aplicate direct infrastructurii (încărcările din exploatare, din greutatea proprie, etc.), eforturile provenite de la suprastructură, eforturile din teren apărute ca urmare a împingerii pământului, etc. [19]

Verificarea terenului de fundare sau proiectarea elementelor infrastructurii se face ținând cont de categoria de solicitări transmise infrastructurii.

6.1.7. Stabilirea dimensiunilor bazei fundației

Dimensiunea bazei fundației se stabilește în așa fel încât presiunile să aibă valori acceptabile la contactul dintre fundație și teren. În acest fel, posibilitatea de apariție a unor stări limită care ar putea periclita siguranța sau exploatarea normală a construcției este împiedicată.

6.2. Caz particular ISHO - interacțiunea teren-structură și proiectare piloți

6.2.1. Interacțiunea teren-structură a sistemului de fundare

Analiza rezultatelor interacțiunii teren-structură a presupus calculul și verificarea deplasărilor, deformațiilor și a eforturilor în elementele fundației și în masivul de teren.

Evaluarea interacțiunii teren-structură s-a făcut în starea plană de deformații pentru condiții statice și pseudo-stactice, considerând acțiunea seismică aferentă perioadei de menținere deschisă a excavației de 6 luni (conform normativului SR EN 1998-5-2004), utilizând metoda numerică de calcul cu element finit prin intermediul programului PLAXIS 2D 2017.01 și urmărind în concordanță etapele de execuție: realizarea sprijinirii berlineze, excavarea contrabanchetei concomitent cu turnarea betonului de egalizare în ploturi de maxim 6x6 m, turnarea radierului și executarea infrastructurii și suprastructurii. [80]

6.2.2. Sprijinirea berlineză. Deformații și eforturi

În continuare sunt prezentate rezultatele analizei sistemului de sprijinire berlineză sub formă de deformații și eforturi. Analiza s-a realizat pentru condiții statice, sub gruparea de încărcări de lungă durată, respectiv pentru condiții pseudo-stactice, considerând acțiunea seismică aferentă perioadei de menținere deschise a excavației de 6 luni și luând în considerare etapele de execuție ale sprijinirii berlineze.

6.2.2.1. Condiții statice de solicitare

În figura 6.5. sunt prezentate deplasările orizontale ale profilelor sprijinirii berlineze HEA180 situate la interax 1,5 m rezultate în urma analizei geotehnice. Deplasarea orizontală maximă a sprijinirii berlineze după turnarea ploturilor de beton de egalizare a rezultat de 6 cm.

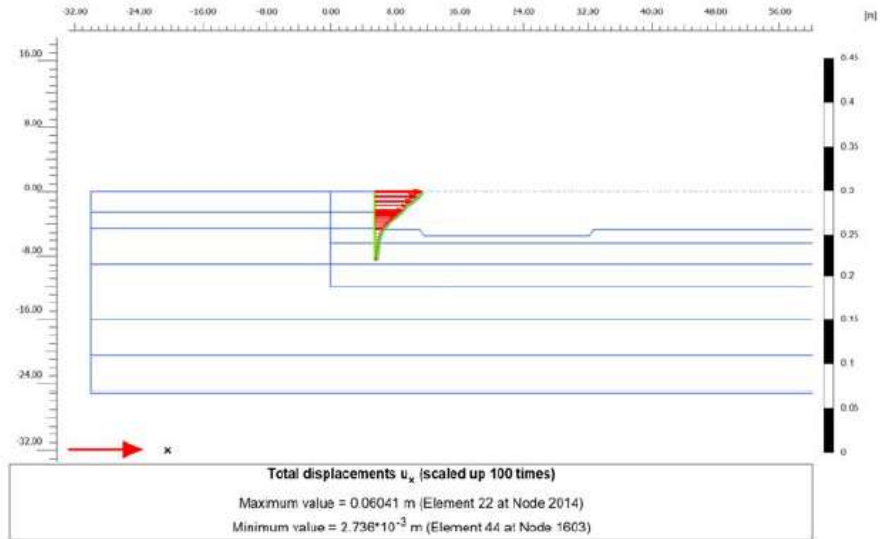


Figura 6.5. Deplasarea orizontală a sprijinirii berlineze după turnarea ploturilor de beton de egalizare

În figura 6.6. este prezentată diagrama înfășurătoare de momente încovoietoare a profilelor sprijinirii berlineze HEA180 situate la interax 1,5 m, rezultată în urma analizei geotehnice. Valorile momentelor încovoietoare din diagramă sunt prezentate în kNm/m. Valoarea caracteristică a momentului încovoietor maxim în profilele HEA180 rezultat după turnarea ploturilor de beton de egalizare a fost de $28,17 \text{ kNm} / \text{m} \cdot 1,5 \text{ m} = 42,25 \text{ kNm}$.

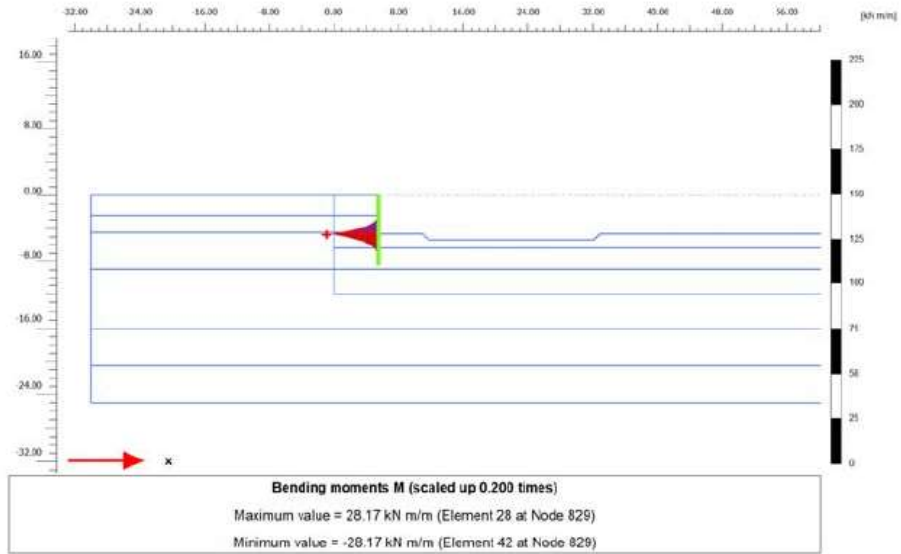


Figura 6.6. Diagrama înfășurătoare de momente încovoietoare (kNm/m) a profilelor HEA180 situate la interax 1,5 m ale sprijinirii berlineze după turnarea ploturilor de beton de egalizare

În figura 6.7. este prezentată diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare a profilelor sprijinirii berlineze HEA180 situate la interax 1,5 m, rezultată în urma analizei geotehnice. Valorile forței tăietoare din diagramă sunt prezentate în kN/m. Valoarea caracteristică a forței tăietoare maxime în profilele HEA180 rezultată după turnarea ploturilor de beton de egalizare a fost de $39,17 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \text{ m} = 58,75 \text{ kN}$.

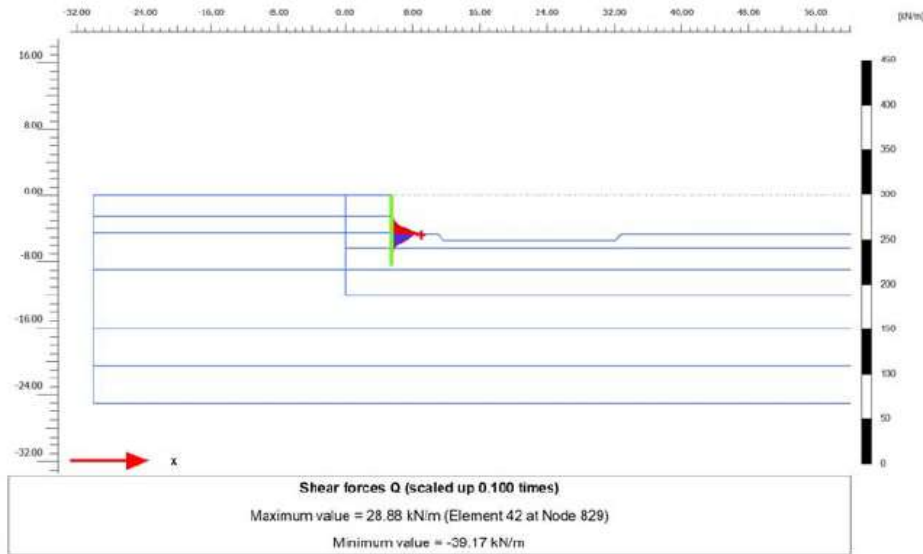


Figura 6.7. Diagrama înfășurătoare de forțe tăietoare (kN/m) a profilelor HEA180 situate la interax 1,5 m ale sprijinirii berlineze după turnarea ploturilor de beton de egalizare

Pentru determinarea valorilor de calcul ale eforturilor, valorile maxime caracteristice obținute prin calcul și prezentate anterior au fost multiplicare cu factorul parțial de siguranță 1,35, conform abordării de calcul 2 x (definită de SR EN 1997-1:2004). [79]

6.2.2.2. Condiții dinamice de solicitare

Pentru determinarea interacțiunii teren-structură în cazul solicitării seismice, s-a considerat metoda pseudo-statică, definită de SR EN 1998-5:2004 și NP 124:2010. [80][58]

Parametrii geotehnici considerați în calcul au avut valori reduse cu coeficienții parțiali de siguranță menționați în SR EN 1998-5:2004, față de cei pentru condițiile de solicitare statică definiți anterior. [80]

Pentru a aplica această metodă a fost necesară determinarea coeficienților seismici pe direcție verticală k_v și orizontală k_h .

$$k_v = 0,7 \cdot k_h$$

$$k_h = 0,5 \cdot \gamma_I \cdot \frac{a_g}{g}$$

Conform SR EN 1998-1:2004 și NP 124:2010, pentru acțiunea seismică definită prin valoarea maximă a accelerației terenului (a_g), în vederea atingerii aceleiași probabilități de depășire în N ani (caracterizat prin intervalul mediu de recurență corespunzător acțiunii seismice de calcul precizate în normele în vigoare pentru o perioada de viață a construcției de 50 ani - T_{LR}), ca și în n ani (caracterizat prin

intervalul mediu de recurență corespunzător duratei de viață a construcției provizorii - T_L), s-a putut calcula valoarea factorului de importanță γ_I („factorul de multiplicare a forței seismice de calcul”) utilizând relația:

$$\gamma_I = \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{\frac{1}{3}} \quad [80] \quad [58]$$

Valoarea coeficientului de importanță pentru construcțiile cu durată de viață mai mică decât 50 ani (vârsta prevăzută în normele actuale) s-a putut stabili plecând de la principiul obținerii aceluiași grad de asigurare la acțiunea seismică (adică obținerii aceleiași probabilități de depășire a valorii accelerației maxime pentru teren, pe perioada de viață a construcției).

În urma calculului coeficientului de importanță în funcție de durata de viață a lucrării temporare de susținere a excavației adânci (considerată ca fiind 6 luni conform estimărilor beneficiarului), în care s-au asumat valorile de calcul ale accelerației menționate în P100-1:2013 ($a_g = 0,20g$, $I_{MR}=225$ ani), s-a ajuns la o valoare $\gamma_I=0,23$. [46]

Astfel, pentru coeficienții seismici introduși în programul de calcul cu element finit Plaxis 2D, au rezultat următoarele valori:

$$k_h = 0,5 \cdot 0,23 \cdot \frac{0,20g}{g} = 0,023$$

$$k_v = 0,7 \cdot k_h = 0,7 \cdot 0,023 = 0,016$$

Pentru aplicarea forțelor orizontale și verticale, în cadrul metodei pseudo-stactice, au fost considerate patru cazuri de calcul, în funcție de direcțiile de orientare a forțelor (forță orizontală spre incintă sau în sens opus, forță verticală în sus sau în jos). În continuare sunt prezentate rezultatele pentru cazul cel mai defavorabil.

În figura 6.8. este prezentată diagrama de momente încovoietoare rezultată în urma calculului pseudo-static al profilelor sprijinirii berlineze HEA180 situate la interax 1,5 m și rezemate de ploturile de beton de egalizare. Valorile momentelor încovoietoare din diagramă sunt prezentate în kNm/m.

Valoarea momentului încovoietor maxim în profilele HEA180 este $29,38 \text{ kNm/m} \cdot 1,5 \text{ m} = 44,07 \text{ kNm}$.

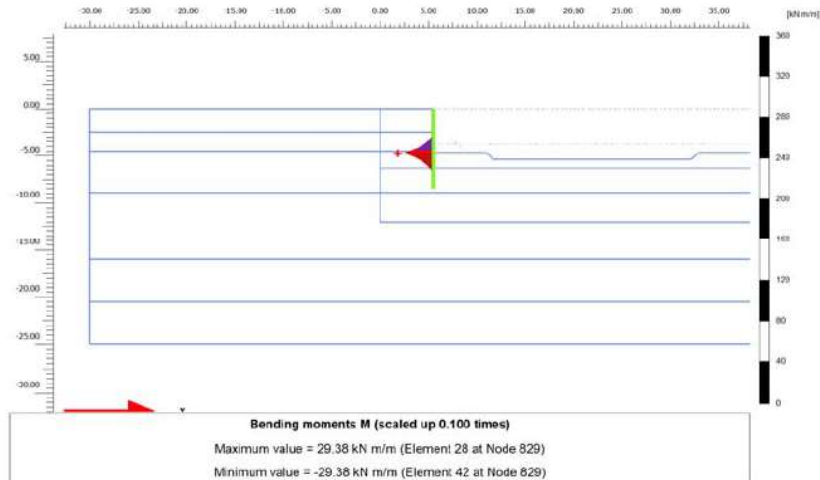


Figura 6.8. Diagrama de momente încovoietoare (kNm/m) rezultată în urma calculului pseudo-static a profilelor HEA180 pentru sprijinirea berlineza, situate la interax de 1,5 m

În figura 6.9. este prezentată diagrama de forțe tăietoare rezultată în urma calculului pseudo-static al profilelor sprijinirii berlineze HEA180 situate la interax 1,5 m și rezemate de ploturile de beton de egalizare. Valorile forței tăietoare din diagramă sunt prezentate în kN/m. Valoarea forței tăietoare maxime în profilele HEA180 este $35,79 \text{ kN/m} \times 1,5 \text{ m} = 53,68 \text{ kN}$.

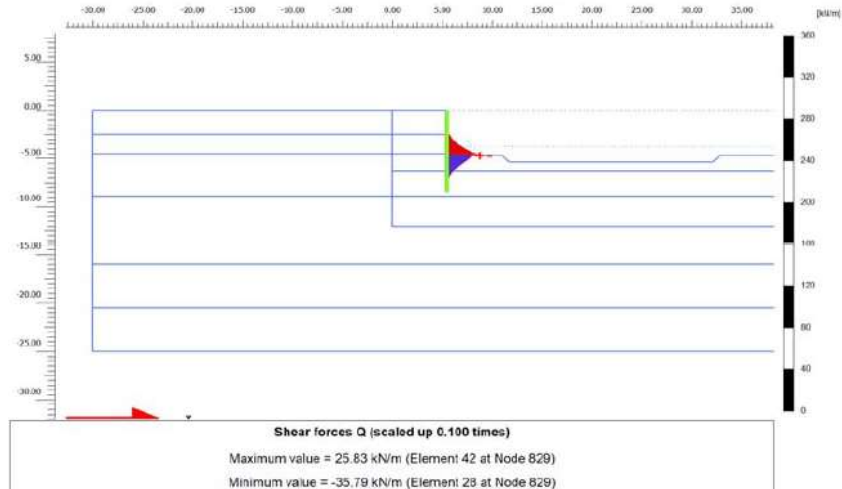


Figura 6.9. Diagrama de forțe tăietoare (kN/m) a profilelor HEA180 situate la interax 1,5 m ale sprijinirii berlineze rezultată în urma calculului pseudo-static

Dimensionarea structurală a elementelor sprijinirii berlineze s-a efectuat pe baza înfășurătorii eforturilor rezultate din cele două cazuri de solicitare analizate, cel static și cel pseudo-static.

6.2.3. Decomprimarea terenului sub baza excavației generale

Rezultatele calculului în Plaxis 2D 2017.01 prezentate în figura 6.10. pun în evidență o deformare verticală a terenului la cota finală a excavației datorată decomprimării acestuia, având valoarea maximă de $\sim 1,8$ cm (efectul de „heaving” sau umflare a bazei excavației).

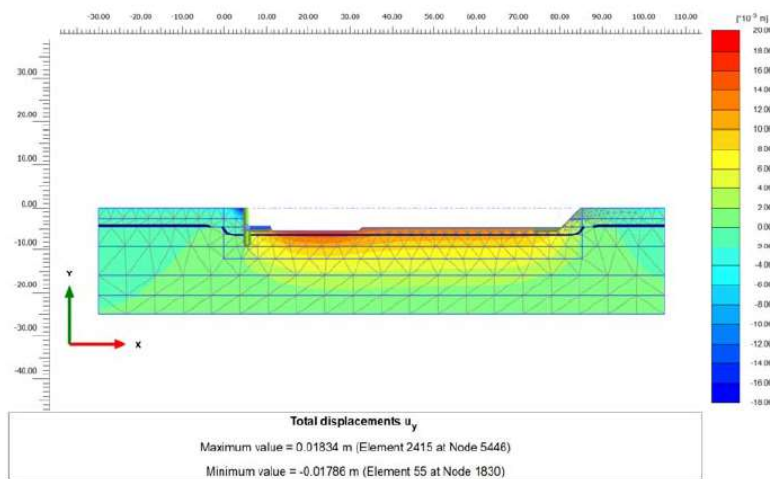


Figura 6.10. Deplasări verticale (decomprimare teren) în urma excavației la cota finală

6.2.4. Excavația în taluz. Verificarea de stabilitate

Pe conturul laturilor de Nord, Est și Vest, excavația a fost realizată în taluz cu panta de aproximativ 1:1.

În figura 6.11. este prezentată suprafața potențială de pierdere a stabilității pentru taluzul cu pantă aproximativ 1:1. Factorul de stabilitate rezultat în urma analizei efectuate a fost 1,55, fiind mai mare decât coeficientul parțial prescris parametrilor pământului de 1,25 (a unghiului de frecare internă și coeziune).

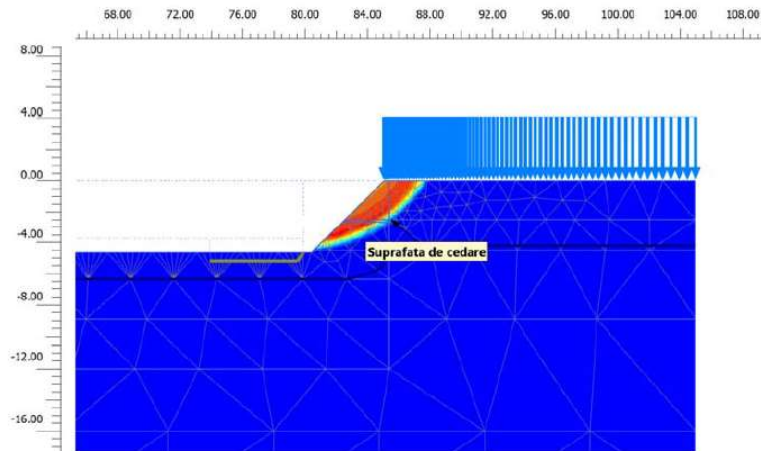


Figura 6.11. Suprafața potențială de pierdere a stabilității pentru taluzul cu pantă aproximativ 1:1

În figura 6.12. este prezentată suprafața potențială de pierdere a stabilității pentru taluzul cu pantă aproximativ 1:1, în condiții seismice. Factorul de stabilitate rezultat în urma analizei efectuate a fost 1,20, iar analiza de stabilitate a utilizat parametrii geotehnici reduși conform SR EN 1998-5:2004. [80]

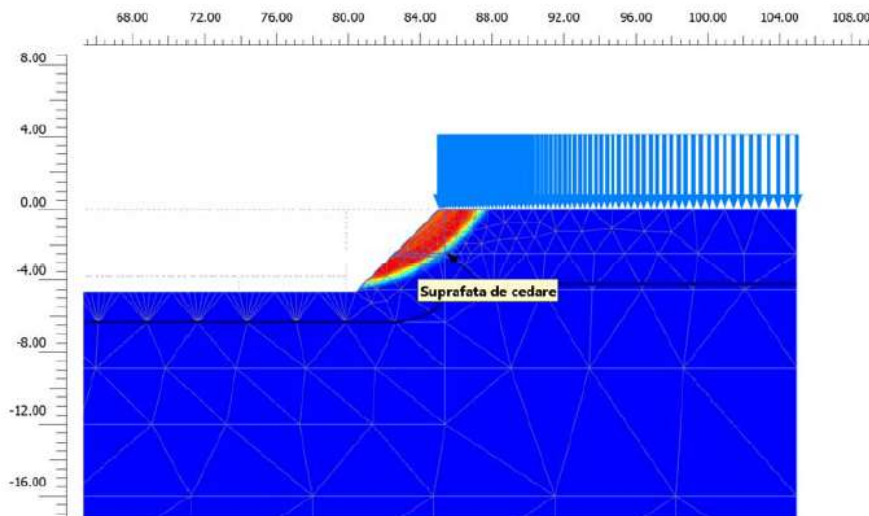


Figura 6.12. Suprafața potențială de pierdere a stabilității pentru taluzul cu pantă aproximativ 1:1 în condiții seismice

6.2.5. Sistemul de fundare. Deformații și eforturi

Soluția de fundare adoptată pentru structura clădirii A, fost cea de fundare directă pe radierul cu grosimea de 80 cm corespunzator structurii subsolului (fără suprastructură), respectiv cea de fundare indirectă pe piloți prin intermediul radierului cu grosime 150 cm corespunzator structurii S+P+20E. Piloții au avut diametrul 108 cm și fișa activă de 17m24. În urma studiului geotehnic a reieșit necesitatea execuției a 34 de piloți, cu un pilot de probă. [69]

Figurile 6.13. și 6.14. prezintă deformația radierului general al Corpului A, respectiv presiunea pe terenul de fundare al acestuia, sub încărcările de lungă durată provenite din suprastructură. Așa cum reiese din figurile expuse, la o tasare maximă a radierului de 7,8 cm, presiunea maximă transmisă terenului de fundare a fost de aproximativ 115 kPa.

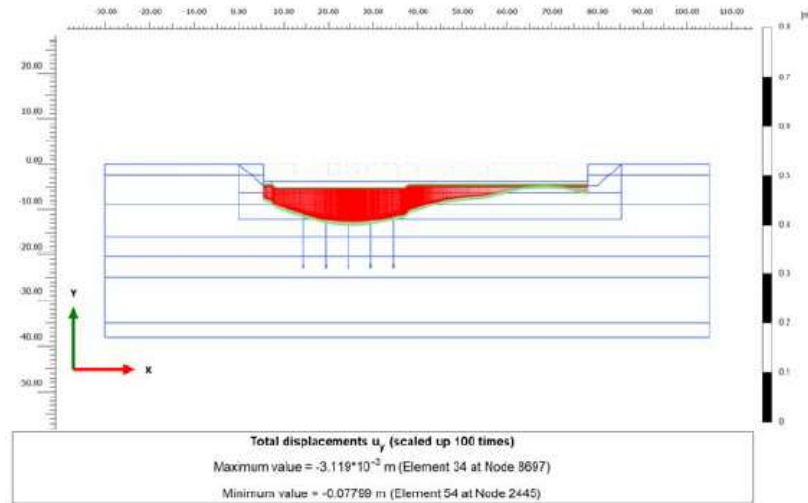


Figura 6.13. Tasarea terenului de fundare al radierului general sub încărcările din gruparea de lungă durată pentru structura Corpului A

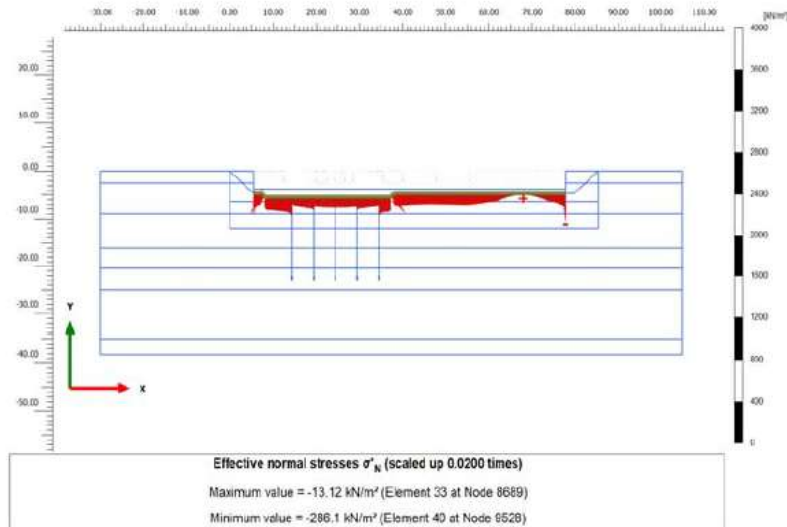


Figura 6.14. Presiunea efectivă transmisă terenului de către radierul general rezultată din încărcările din gruparea de lungă durată pentru structura Corpului A

Figurile 6.15. și 6.16. prezintă diagramele de eforturi axiale în piloții de fundare corespunzătorii structurii S+P+20E în gruparea de lungă durată, respectiv în gruparea fundamentală. Așa cum se poate observa, efortul axial maxim transmis piloților în gruparea de lungă durată a fost de: $691 \text{ kN} / \text{m} \times 5 \text{ m} = 3455 \text{ kN}$, iar efortul axial maxim transmis piloților în gruparea fundamentală a fost: $1016 \text{ kN} / \text{m} \times 5 \text{ m} = 5080 \text{ kN}$.

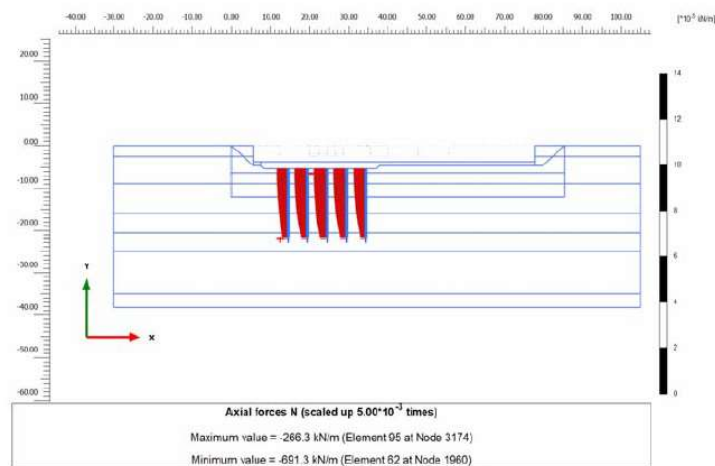


Figura 6.15. Diagramele de eforturi axiale în piloții de fundare corespunzătorii structurii S+P+20E în gruparea de lungă durată

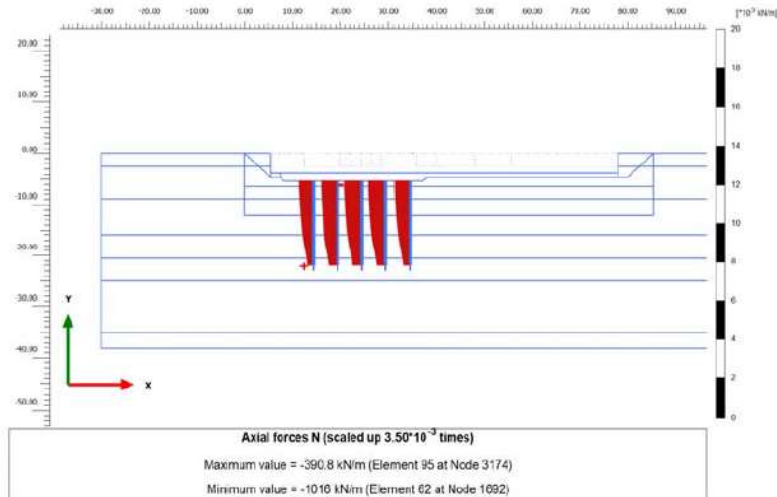


Figura 6.16. Diagramele de eforturi axiale în piloții de fundare corespunzătoare structurii S+P+20E în gruparea fundamentală

6.2.6. Rigidități ale sistemului de fundare

Coeficientul de pat pentru radier k_s a fost definit de raportul dintre presiunea dezvoltată sub radier și tasarea corespunzătoare a terenului la cota de fundare.

$$k_s = \frac{p}{\Delta s}$$

unde:

p este presiunea pe terenul de fundare, sub radier;
 Δs este tasarea terenului sub radier, în faza de încărcare.

Determinarea valorii relevante a coeficientului de pat s-a făcut în etapa în care asupra sistemului de fundare au acționat încărcările din suprastructură și infrastructură, în gruparea de lungă durată.

Valoarea coeficientului de pat a depins de presiunea și tasarea din fiecare punct de sub radier. Din acest motiv, coeficientul de pat sub radier a prezentat o distribuție variabilă a valorilor. Forma diagramei de variație a coeficientului de pat a depins în mare măsură de modelul constitutiv ales pentru simularea comportamentului pământului. În cazul modelului HS small, valoarea coeficientului de pat a scăzut odată cu creșterea presiunii pe talpa radierului, în virtutea dependenței rigidității pământului de nivelul de deformare considerat de modelul constitutiv.

Pentru calculul suprastructurii de către proiectantul de rezistență, s-au considerat domenii de valori rezultate în urma calculelor efectuate, prudente alese, care au ținut cont de incertitudinile de model, dar și de aproximarea comportamentului terenului de fundare printr-un model liniar-elastic de tip Winkler. [57]

RIGIDITĂȚI ALE SISTEMULUI DE FUNDARE AL CORPULUI A

• COMBINAȚII ALE RIGIDITĂȚILOR ÎN IPOTEZA STATICĂ

Ipoteza 1 de încărcare statică (gravitațională)

Coeficienți de pat radier:

 $k_s = 2300 \text{ kN/m}^3$ (pentru latura sudică a radierului); $k_s = 1250 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona centrală a radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 1500 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona marginală a radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 2650 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător structurii S+P+4E); $k_s = 5000 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător numai structurii subsolului S).

Coeficienți de pat piloți:

 $k_s = 45000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții centrali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 48000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții marginali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E).

Ipoteza 2 de încărcare statică (gravitațională)

Coeficienți de pat radier:

 $k_s = 3400 \text{ kN/m}^3$ (pentru latura sudică a radierului); $k_s = 1800 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona centrală a radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 2000 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona marginală a radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 3800 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător structurii S+P+4E); $k_s = 7200 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător numai structurii subsolului S).

Coeficienți de pat piloți:

 $k_s = 65000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții centrali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 69000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții marginali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E).

• COMBINAȚII ALE RIGIDITĂȚILOR ÎN IPOTEZA DINAMICĂ

Ipoteza 1 de încărcare dinamică (seism)

Coeficienți de pat radier:

 $k_s = 6900 \text{ kN/m}^3$ (pentru latura sudică a radierului); $k_s = 3750 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona centrală a radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 4500 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona marginală a radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 7950 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător structurii S+P+4E); $k_s = 15000 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător numai structurii subsolului S).

Coeficienți de pat piloți:

 $k_s = 135000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții centrali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E); $k_s = 144000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții marginali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E).

Ipoteza 2 de încărcare dinamică (seism)

Coefficienți de pat radier:

$k_s = 10200 \text{ kN/m}^3$ (pentru latura sudică a radierului);

$k_s = 5400 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona centrală a radierului corespunzător structurii S+P+20E);

$k_s = 6000 \text{ kN/m}^3$ (pentru zona marginală a radierului corespunzător structurii S+P+20E);

$k_s = 11400 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător structurii S+P+4E);

$k_s = 21600 \text{ kN/m}^3$ (pentru radierul corespunzător numai structurii subsolului S).

Coefficienți de pat piloți:

$k_s = 195000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții centrali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E);

$k_s = 207000 \text{ kN/m}$ (pentru piloții marginali ai radierului corespunzător structurii S+P+20E).

Totodată, pentru combinațiile de rigidități de mai sus, s-a aplicat asupra radierului o subpresiune maximă a apei subterane egală cu 11,2 kPa, corespunzătoare apei subterane având nivelul -4,25 (+85,00 rMN).

Pentru dimensionarea radierului și a armării acestuia s-a avut în vedere starea limită ultimă UPL menționată de Eurocode 7. Astfel, pentru dimensionarea elementelor substructurii la starea limită ultimă UPL, în calculul structural s-a considerat un caz de încărcare având subpresiunea apei subterane de 26,2 kPa pe suprafața radierului, aferent unei creșteri a nivelului apelor subterane la cota -2,75 (+86,50 rMN).

Cotele sunt date după cota $\pm 0.00 = 92.50 \text{ m CTM}$ (cota Mării Negre) care este cota ± 0 a întregului complex.

Ca urmare a datelor obținute din ipotezele prezentate mai sus, s-a putut stabili soluția de fundare a blocului de 20 de etaje în funcție de caracteristicile terenului de fundare.

6.2.7. Optimizarea sistemului de fundare

Din punct de vedere tehnic, ca soluții de fundare pentru clădirile înalte cu greutate semnificative ale construcției, amintim:

- fundații pe piloți -> soluție utilizată și la clădirea care face obiectul studiului de caz prezentat în această lucrare;
- fundații pe barete -> dacă s-ar fi folosit această soluție, ea ar fi avut un cost mult mai ridicat întrucât pentru realizarea baretelor se folosește un consum mai mare de oțel și un volum mai mare de beton;
- fundarea directă prin îmbunătățirea terenului de fundare (coloane de balast, metoda TERRA-MIX, ploturi de balast, etc) -> datorită caracteristicilor solului și a adâncimii necesare de fundare, această soluție nu a reprezentat o varianta de fundare viabilă;
- fundații pe chesoane (un cheson este „o construcție din beton sau oțel de forma unei cutii, care servește la executarea fundațiilor sub apă sau în terenurile umede”) -> nu putea fi aplicat acest tip de fundare întrucât se folosește la construcții mai unitare, la obiecte punctuale, cazul acesta particular având jumătate de clădire de 4 etaje și jumătate de clădire de 20 de etaje nu ar fi făcut posibilă realizarea unei fundații cu un singur cheson, iar prevederea unor rosturi ar fi implicat riscuri de tasări diferențiate pe

- termen lung; fundațiile pe chesoane sunt pretabile mai mult pentru elementele de fundare punctuale;
- fundare doar pe radier -> un radier pe zona de 4 etaje și un radier cu o adâncime mai mare pentru partea de 20 de etaje, între cele 2 fiind prevăzut un rost; din calcule, acest radier pentru zona de 20 de etaje s-a dovedit că are o tasare mai mare decât cea admisă, deci această soluție nu putea fi folosită (neeconomic din punct de vedere al materialelor și cu tasări prea mari pentru radier).
 - ⇒ singura soluție viabilă rămâne fundarea pe piloți de diametru mare, dar într-un număr mai mic sau piloți cu diametru mai mic, într-un număr mai mare (în cazul tuturor clădirilor înalte, fie rezidențiale, fie office, se folosesc fundații pe piloți și radier, fiind clar soluția optimă; optimizarea în aceste situații constă în stabilirea numărului de piloți și a diametrului acestora pentru ca ei să poată susține greutatea construcției).

Aspectele de care trebuie ținut cont în alegerea unei soluții optime de fundare sunt: cantitatea de oțel și volumul de beton (reflectate în costurile de execuție), timpul de realizare al lucrărilor (care are și el implicații în costuri: prețul cu închirierea utilajelor pe zi, cu forța de muncă, durata până la finalizarea construcției care în cazul unei clădiri care urmează să se închirieze aduce luni fără chirii) și tehnologia de execuție (posibilitatea de a efectua lucrările în condiții de siguranță și care să fie pretabile cu situația din teren).

În proiectarea infrastructurii clădirii A din cadrul proiectului ISHO, piloții au fost dispuși aleator în zona structurii de 20 de etaje (în anumite zone rezultate din interacțiunea teren-structura de fundare). Din acest motiv, realizarea unui radier a fost obligatorie pentru a asigura elasticitatea fundației. În acest fel, încărcările provenite din elementele verticale sunt descărcate direct în radier (în zona de nucleu), iar piloții preiau încărcarea din radier și o transmite terenului. Astfel, întreaga infrastructură conlucrează ca un tot unitar.

Datorită stratificației terenului de fundare reieșită în urma studiului geotehnic, s-a concluzionat că piloții de fundare trebuie să aibă o fișă activă de 17 m pentru a ajunge în terenul bun de fundare. În urma modelării structurale s-a verificat că soluția propusă / recomandată prin studiu, cu un număr de 34 de piloți cu diametrul de $\Phi 108$ cm, satisface cerințele de rezistență și stabilitate ale construcției în prezentul context (soluția de fundare fiind direct influențată de capacitatea portantă a terenului și de presiunea efectivă care trebuie preluată de terenul de fundare, de stările de tensiune din teren).

Ca soluție alternativă s-au propus piloți cu diametrul de 90 cm, tot pe zona de structură înaltă și tot cu aceeași adâncime (nu se pot pune piloți mai scurți datorită înălțimii minime la care se găsește terenul bun de fundare; de aceea, în calculul de optimizare au fost luate în considerare doar modificări în ceea ce privește diametrul și numărul lor). Cu cât diametrul este mai mic, cu atât este necesar ca numărul de piloți să crească.

În cele ce urmează este prezentat un calcul cu numărul de piloți necesari la un diametru de 90 cm și o analiză din punct de vedere economic între cele 2 soluții (piloți cu diametrul de 108 cm vs 90 cm).

$N = \text{forța axială}$

$N^{\Phi 108} = 4200 \text{ kN}$ (luată pentru o tasare maximă de 5 cm)

$$p_{\text{calc}}^{\Phi 108} = \frac{N^{\Phi 108}}{A_b^{\Phi 108}} = \frac{N^{\Phi 108}}{\frac{\pi d_1^2}{4}} = \frac{4200}{\frac{3.14 \times 108^2}{4}} = 0,46 \text{ kN/cm}^2$$

p_{calc} (presiunea de calcul) = p_v (presiunea la vârf a pilotului)

$$p_{\text{calc}}^{\Phi 108} = p_{\text{calc}}^{\Phi 90}$$

$$p_{\text{calc}}^{\Phi 90} = \frac{N^{\Phi 90}}{A_b^{\Phi 90}} = \frac{N^{\Phi 90}}{\frac{\pi d_2^2}{4}} = \frac{N^{\Phi 90}}{\frac{3.14 \times 90^2}{4}} = 0,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$N^{\Phi 90} = 0,46 \times \frac{3,14 \times 90^2}{4} = 2925 \text{ kN}$$

Calculul ariei de beton în piloți și a numărului de piloți necesari la diametrul de 90 cm:

$$A_b^{\Phi 108} = \frac{\pi d_1^2}{4} = \frac{3.14 \times 108^2}{4} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_b^{\Phi 90} = \frac{\pi d_2^2}{4} = \frac{3.14 \times 90^2}{4} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_b^{\Phi 108}}{A_b^{\Phi 90}} = \frac{0,92}{0,64} = 1,44$$

$N_{\text{tot}}^{\Phi 108}$ (forța axială totală pentru pilotul de 108 cm) = Nr. piloți ^{$\Phi 108$} $\times N^{\Phi 108}$

$$N_{\text{tot}}^{\Phi 108} = 34 \times 4200 = 142\,800 \text{ kN}$$

$$N_{\text{tot}}^{\Phi 108} = N_{\text{tot}}^{\Phi 90}$$

$N_{\text{tot}}^{\Phi 90}$ (forța axială totală pentru pilotul de 90 cm) = Nr. piloți ^{$\Phi 90$} $\times N^{\Phi 90}$

$$142\,800 = \text{Nr. piloți}^{\Phi 90} \times 2925$$

$$\text{Nr. piloți}^{\Phi 90} = \frac{142\,800}{2925} = 48,82 \text{ piloți} \approx 49 \text{ piloți}$$

Verificarea numărului de piloți $\Phi 90$ cm:

$$\text{Nr. piloți}^{\Phi 90} = \frac{A_b^{\Phi 108}}{A_b^{\Phi 90}} \times \text{Nr. piloți}^{\Phi 108} = 1,44 \times 34 = 48,96 \text{ piloți} \approx 49 \text{ piloți}$$

Calculul betonului și a armăturii necesare în piloți:

- $\Phi 108$ cm -> 34 piloți
 - beton necesar pentru un pilot: $V_b^{\Phi 108} = \pi r^2 h = 3.14 \times 0,54^2 \times 17 = 16 \text{ mc}$

- armătură necesară pentru un pilot: 1418 kg (conform extras de armătură emis de proiectant)
 - beton necesar pentru 34 de piloți: $16 \times 34 = 544$ mc
 - armătură necesară pentru 34 de piloți: $1418 \times 34 = 48\,212$ kg
 - $\Phi 90$ cm -> 49 piloți
 - beton necesar pentru un pilot: $V_b^{\Phi 90} = \pi r^2 h = 3.14 \times 0.45^2 \times 17 = 11$ mc
 - armătură necesară pentru un pilot: 974.82 kg
- $$p \div = \frac{A_a^{\Phi 108}}{A_b^{\Phi 108}} = \frac{1418}{16} = 88.62 \text{ kg/mc}$$
- $$p \div = \frac{A_a^{\Phi 90}}{A_b^{\Phi 90}}$$
- $$A_a^{\Phi 90} = A_b^{\Phi 90} \times p \div = 11 \times 88.62 = 974.82 \text{ kg}$$
- beton necesar pentru 49 de piloți: $11 \times 49 = 539$ mc
 - armătură necesară pentru 49 de piloți: $974.82 \times 49 = 47\,766$ kg

Calculul privind costurile de execuție a celor 2 soluții de fundare:

Costul de realizare al fundației cu piloți de diametru $\Phi 1080$, într-un număr de 34 de bucăți este:

- pentru beton: $544 \text{ mc} \times 60 \text{ euro/mc} = 32\,640$ euro
 - pentru armătură: $48\,212 \text{ kg} \times 1 \text{ euro/kg} = 48\,212$ euro
 - pentru forarea mecanică a piloților: $34 \text{ buc} \times 17 \text{ ml} \times 50 \text{ euro/ml} = 28\,900$ euro
- Cost total = 109 752 euro

Conform calculelor realizate anterior, pentru a putea utiliza piloți cu diametrul de $\Phi 90$ cm sunt necesari 49 de piloți. În această situație, costul de realizare al fundației ar fi:

- pentru beton: $539 \text{ mc} \times 60 \text{ euro/mc} = 32\,340$ euro
 - pentru armătură: $47\,766 \text{ kg} \times 1 \text{ euro/kg} = 47\,766$ euro
 - pentru forarea mecanică a piloților: $49 \text{ buc} \times 17 \text{ ml} \times 50 \text{ euro/ml} = 41\,650$ euro
- Cost total = 121 756 euro

Notă: la baza prețurile utilizate în acest calcul comparativ stă oferta de preț câștigătoare a firmei care a executat piloții, cu prețuri reale din momentul realizării lucrărilor. Pe lângă prețurile cu materialele puse în operă (beton și armătură), s-a luat în considerare și costul suplimentar pentru forarea piloților. Diferența dintre cele 2 diametre ale piloților nefiind semnificativ cu mult mai mare, s-a considerat același preț de forare/ml.

Concluzie:

Ca urmare a calculelor întocmite și prezentate mai sus, realizarea fundației pentru blocul de 20 de etaje în soluția de piloți forți din beton armat, cu diametrul de 108 cm, într-un număr de 34 de bucăți reprezintă din punct de vedere economic cea mai optimă soluție de fundare, care asigură rezistența și stabilitatea necesară

construcției (se poate observa că din punctul de vedere al materialelor, costurile sunt relativ apropiate, dar din punct de vedere al manoperei este mult mai scump să fie executați un număr mai mare de piloți). Și din punct de vedere tehnic, aceasta reprezintă cea mai bună soluție de fundare, folosită la scară largă pentru toate construcțiile înalte care se execută în momentul de față atât de România, cât și în lume. Execuția unei fundații cu un număr mai mic de piloți, dar de diametru mai mare, oferă și rapiditate în execuție (cu cât se execută mai mulți piloți, cu atât crește timpul de realizare al lucrărilor dar și posibilitatea de a apărea întârzieri). Timpul de execuție și nivelul apei subterane ridicat presupune adoptarea unor tehnologii avansate care conduc la costuri ridicate și creșterea perioadei de execuție. Influența rigidității sistemului de fundare în conlucrare cu teren de fundare (prezentat anterior), confirmă faptul că soluția de fundare propusă prin studiul geotehnic nu este optimă doar din punct de vedere economic, ci și din punct de vedere tehnic.

6.3. Caz particular ISHO - execuție piloți

6.3.1. Materiale

Betonul

Compoziția amestecului pentru betoanele folosite la piloții forțați a respectat prevederile SR EN 206:2014.[81] În plus, au fost aplicate prevederile prezentate mai jos.

Betonul utilizat (specificat și pe planșele din proiect) a fost de clasă C25/30, CEM II 32,5R, clase de expunere XC2, XA1 și preparat cu o cantitate minimă de ciment de 400 kg la 1m³ de beton. Raportul apă/ciment a fost de maxim 0,5, iar sortul de agregate: 0-16mm. [69] Au fost utilizați plastifianți, superplastifianți pentru a obține o lucrabilitate superioară, iar tasarea obținută prin încercarea conului a fost de 18 ÷ 24 cm (recomandat S5 ≥ 22cm, dar maxim 24 cm -> nu s-a admis depășirea acestor limite). [81]

A fost folosit aditiv întârziator de priză pentru a obține lucrabilitatea mai sus menționată (pentru cel puțin o oră după sosirea betonului în șantier).

Numărul minim de cuburi într-o prelevare a fost de 3.

La prelevarea probelor de beton pe teren pentru încercarea de rezistență la compresiune s-au respectat următoarele condiții: [81]

- a) S-a realizat o prelevare pentru fiecare din primii trei piloți de pe șantier;
- b) S-a realizat o prelevare pentru fiecare al cincilea pilot din următorii;
- c) S-au realizat două prelevări în plus după întreruperea lucrărilor la mai mult de 7 zile;
- d) S-a realizat o prelevare pentru fiecare 75 m³ de beton turnat în aceeași zi;
- e) În situații speciale apărute pe parcursul lucrărilor (sau când au existat îndoieli asupra calității betonului pus în operă), proiectantul a cerut executantului prelevări și încercări suplimentare.

Oțelul beton

Piloții au fost armați conform planșelor de execuție ale proiectului. Armătura folosită pentru armarea piloților a fost B500C.

6.3.2. Execuția piloților forajți de fundare de diametru mare

6.3.2.1. Prevederi generale

Trasarea centrelor piloților s-a realizat în raport cu axele principale ale construcției. Execuția piloților a început după realizarea lucrărilor de drenare a apei pluviale și după finalizarea platformei de lucru la cotele menționate în proiect.

Centrul fiecărui pilot s-a fixat definitiv cu ajutorul țarușilor.

Prin planșele de execuție s-a stabilit numerotarea piloților.

Planul după care s-a realizat execuția piloților este prezentat în figura 6.17.

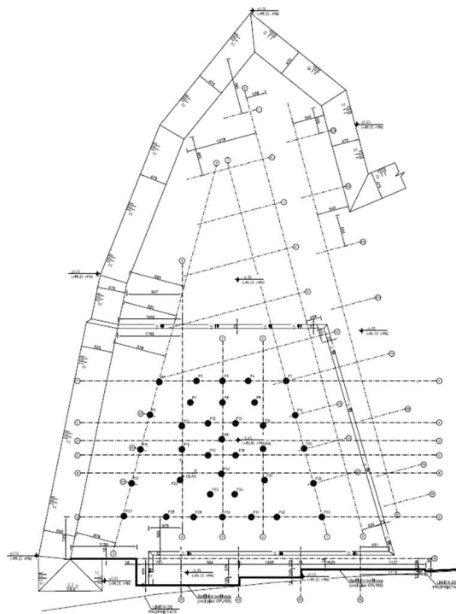


Figura 6.17. Plan excavație și trasare piloți

În tabelul 6.1. sunt prezentate coordonatele piloților (de fundare și de proba) cu diametrul $\Phi 1080$ milimetri raportate la punctul $0(0,0)$.

Tabelul 6.1. Coordonatele pilotilor raportate la punctul 0(0,0)

Pilot de fundare nr.	Coordonatele pilotilor de fundare Ø1080mm raportate la punctul O (0,0)	
	x [cm]	y [cm]
O (B/4)	0	0
1	-390	1563
2	246	1582
3	693	1582
4	1134	1582
5	1784	1582
6	-551	1001
7	141	1212
8	693	1212
9	1244	1212
10	1941	994
11	-3	808
12	444	854
13	917	854
14	1389	817
15	-715	406
16	-3	408
17	444	305
18	917	305
19	1389	417
20	2093	422
21	-866	-175
22	-33	-119
23	482	-363
24	903	-363
25	1415	-121

26	2253	-175
27	-999	-738
28	-273	-750
29	197	-755
30	693	-755
31	1188	-755
32	1626	-755
33	2398	-753
34	675	-13
Pilot de proba	Coordonatele pilotului de proba Ø1080mm raportat la punctul O (0,0)	
	x [cm]	y [cm]
PP	680	552

Suprafața terenului a prezentat ușoare variații față de cota +89,30 rMN.

Adâncimea maximă a forajelor sprijinirii berlineze a fost corespunzătoare cotei -8,85 (+80,83 rMN), iar a excavației a fost corespunzătoare cotei -5,45 (+83,80 rMN) față de ±0,00 a Corpului A. [69]

Basele tehnologice s-au excavat local conform planșelor proiectului.

Executantul a realizat base locale și șanțuri deschise menite să colecteze și evacueze apele meteorice ajunse pe suprafața platformei de lucru, pe toată durata de execuție a pereților mlați.

6.3.2.2. Etapele tehnologice de execuție a piloților

Trasarea s-a realizat astfel:

- Trasarea centrelor piloților s-a realizat în raport cu sistemul general de trasare și a fost materializată în mod corespunzător pe amplasament;
- Fixarea definitivă a poziției fiecărui pilot s-a făcut prin trasarea și marcarea pe teren a centrului / axei pilotului. Nu au fost admise abateri la trasare mai mari de 10 mm față de proiect;
- Bornele de referință, respectiv reperii ficși puși la dispoziție de către beneficiar au fost plasați în afara perimetrului construcției, în zone în care nu a existat vreun pericol de mișcare al acestora în timpul execuției lucrărilor sau de degradare a lor.

Forarea piloților a presupus următoarele etape: [23]

- fixarea echipamentelor de foraj pe poziție și verificarea verticalității brațelor folosind indicatoarele de bord și înclinometrele montate pe utilaj; de asemenea, s-au realizat verificări zilnice ale acestora, la începutul programului de lucru, cu ajutorul bolobocului de precizie;
- așezarea tubajelor de protecție ale piloților pe poziție, verificarea verticalității acestora cu ajutorul bolobocului de precizie și introducerea în pământ prin mișcare de rotație-avansare;

- introducerea tubulaturilor de protecție cu o lungime de minim 5 metri în pământ;
- introducerea prin mișcări de rotație - avansare a șnecurilor în pământ și extragerea acestora împreună cu materialele excavate din foraje;
- introducerea în foraje a noroiului bentonitic în vederea susținerii pereților acestora; nivelul noroiului a trebuit menținut permanent cu cel puțin 2 metri peste cea mai ridicată cotă dintre cota inferioară a cadrului șablon de ghidaj al tuburilor de protecție și cota NAS (cota nivelului apei subterane);
- verificarea verticalității tijelor telescopice folosind bolobocul de precizie la așezarea pe pământ a șapei, la adâncimile de 2 și 4 metri după introducerea în pământ a șapei, iar ulterior din 5 în 5 metri până la forarea completă a fișelor piloților. Abaterile maxime de la verticalitate ale tijelor telescopice la nivelul platformei de lucru nu au depășit 0,5 %;
- forarea fiecărui pilot cu ajutorul borsapei / șnecului până la cota finală;
- perioada de timp între finalul forării și începutul betonării nu a depășit 4 ore;
- curățarea tălpilor forajelor utilizând borsape de curățat speciale, prevăzute cu lamele plate (fără dinți) la baza acestora;
- recircularea noroiului bentonitic în vederea asigurării unei greutatei specifice necesare betonării, înainte de a instala carcasa de armătură;
- intervalul de timp între terminarea recirculării fluidului de foraj și începutul betonării nu a fost mai mare de 3 ore.

Introducerea carcaselor de armătură s-a făcut astfel:

- carcasa de armătură au fost introduse până la cotele prevăzute în proiect cu ajutorul macaralelor, în poziții perfect verticale și centrice. Carcasele de armătură nu au avut voie să se încovoie, iar introducerea lor în golurile de foraj s-a realizat vertical, fără ca acestea să frece de pereții forajului;
- s-au introdus tubulaturile de betonare până la așezarea acestora pe baza carcaselor de armătură, pentru începerea betonării.

Lucrările de betonare s-au efectuat astfel: [23]

- Operațiunile de betonare s-au efectuat prin procedeul tubului cu pâlnie: la începutul betonării, în tubul contractor, s-a introdus un corp de separație între betonul care s-a turnat și fluidul din interiorul tubului contractor astfel încât acestea să nu se amestece în tubulatura de betonare. S-a avut în vedere ca pe întreg parcursul betonării, baza tubulaturii de betonare să se afle în foraj, sub nivelul betonului, cu cel puțin 2 m;
- Înainte de a începe lucrările de betonare, s-au efectuat teste cu ajutorul conului pentru a verifica tasarea betoanelor, la fiecare autobetonieră. Nu au fost puse în operă betoanele care au prezentat tasări mai mici de 18 cm, acestea fiind returnate. Delegatul beneficiarului a cerut executantului să preleveze probe suplimentare ori de câte ori au existat îndoieli asupra calității betonului pus în operă;
- În timpul lucrărilor de betonare s-au completat fișele de turnare, pe baza cărora s-a recepționat fiecare pilot. S-a întocmit și un grafic de betonare pentru fiecare pilot din care a rezultat consumul de beton pe lungimea acestuia, consum ce a fost înregistrat în fișa pilotului pentru fiecare etapă de betonare. În cazul consumurilor exagerate de beton (sub volumul teoretic / cu peste 20% peste acesta) a fost înștiințat neîntârziat proiectantul de specialitate;
- Operațiile de betonare ale piloților au fost considerate finalizate doar când s-au atins cotele de spargere ale betoanelor prevăzute prin proiect, la care s-a adăugat o lungime betonată suplimentară, menită să asigure prezența unui

beton nealterat la nivelul cotei de spargere. Proiectantul a recomandat ca lungimile betonate suplimentar să fie cât diametrul piloților betonați. Conform SR EN 1536:2004, executantul lucrării putea propune, pe baza experienței proprii, o altă valoare pentru lungimea betonată suplimentar (care însă putea fi folosită numai cu acordul proiectantului și al beneficiarului).

Pregătirea capului pilotului s-a realizat astfel:

- După execuția lucrărilor de excavații la cota finală, s-au spart betoanele degradate / contaminate de la partea superioară a piloților pe toată lungimea betonată suplimentar, în așa fel încât, betoanele din corpul piloților să rămână compacte și curate, cu caracteristicile de rezistență conform proiectului;
- Dacă în urma spargerii zonei contaminate, betonul curat s-ar fi întâlnit mai jos decât cota de spargere menționată în proiect, era necesar ca suprafața de contact a capului pilotului să fie tratată cu un aditiv pentru betoane folosit pentru a îmbunătăți aderența dintre diferitele straturi de beton (nou/vechi). Procedeele de reparare trebuia obligatoriu aprobat de către proiectant înainte de a începe lucrările de reparații. După caz, se putea solicita îndeșirea fretei pe zona de reparație;
- La spargerea betoanelor contaminate s-a asigurat ca armăturile rămân nedegradate. Armăturile au fost ulterior înglobate în fundație/radier.

Pentru fiecare pilot turnat s-a întocmit o fișă tehnică după modelul din SR EN 1536:2011 (fișă tehnică de informații detaliate), în care s-a consemnat viteza de forare și stratificația determinată în foraj. Dacă în succesiunea straturilor de pământ ar fi fost descoperite anomalii, mai ales diferențe legate de consistența și compoziția stratului de la nivelul bazei pilotului, ar fi fost informat de îndată proiectantul de specialitate.

Operațiile de săpare ale forajelor au fost însoțite de înregistrarea următoarelor informații: stagnările în forare, stratificația terenului, graficul de betonare, obstacolele întâlnite etc., toate consemnate în fișele fiecărui pilot în timpul realizării operațiilor respective; fișele piloților au fost prezente în permanență în șantier pentru control.

Timpul de execuție total pentru un pilot nu a depășit 24 ore.

6.3.3. Abateri limită față de cotele și dimensiunile indicate în proiect

Abaterile limită admise la pozițiile în plan ale axelor verticale ale piloților la nivelul platformei de lucru au fost de 50 mm.

Abaterile de la verticală ale fiecărui pilot au fost de 0,5% uzual, dar maxim 1% (0,01 m/m) din adâncimea de sub cota platformei de lucru a porțiunii considerate.

Abaterile limită admise la dimensiunile în plan ale diametrelor piloților au fost -0 cm / +10 cm.

Față de cotele de nivel prevăzute în proiect, abaterile limită admise au fost:

- pentru cota superioară a armăturii: ± 10 cm;
- pentru cota capului pilotului după spargere: ± 4 cm;
- pentru cota bazei pilotului: ± 20 cm.

6.4. Caz particular ISHO – documentație fotografică cu etapele de execuție a piloților

Etapele de execuție a piloților au fost următoarele:

1. Forarea piloților

În figurile 6.18. – 6.21. de mai jos sunt prezentate fotografiile în care se ilustrează modalitatea în care s-a realizat forarea piloților.



Figura 6.18. Începerea lucrărilor de forare a piloților



Figura 6.19. Forarea piloților



Figura 6.20. Forarea piloților



Figura 6.21. Finalizarea forării piloților

2. Sudarea armăturilor

Etapele parcurse pentru sudarea armăturilor sunt prezentate în figurile 6.22.-6.24.



Figura 6.22. Armături pregătite pentru sudare



Figura 6.23. Îmbinarea carcaselor de armătură



Figura 6.24. Sudarea carcaselor de armătură

3. Introducere Copex-ului pe armături pentru protejarea acestora în momentul spargerii betonului contaminat de la capetele piloților

O etapa importantă pentru protecția mustăților de legătura a armăturilor a fost protejarea acestora cu Copex (figura 6.25.).



Figura 6.25. Introducerea Copex-ului pe armături pentru protejarea lor în momentul spargerii betonului contaminat

4. Introducerea carcaselor de armătură în foraj

În figurile 6.26. – 6.28. sunt prezentate etapele introducerii armăturilor în forajele piloților realizate anterior.



Figura 6.26. Pregătirea introducerii carcaselor de armătură în foraj



Figura 6.27. Introducerea carcaselor de armătură în foraj



Figura 6.28. Carcasa de armătură introdusă în foraj

5. Turnarea betonului în piloți

Modalitatea de turnare a betonului în piloți se poate observa în figurile 6.29. – 6.32.



Figura 6.29. Pregătirea turnării betonului în piloți



Figura 6.30. Turnarea betonului în piloți



Figura 6.31. Turnarea betonului în piloți



Figura 6.32. Turnarea betonului în piloți

6. Pregătirea suprafeței din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare

Pregătirea terenului din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare este ilustrată în figurile 6.33. – 6.35.



Figura 6.33. Pregătirea suprafeței din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare



Figura 6.34. Pregătirea suprafeței din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare



Figura 6.35. Pregătirea suprafeței din jurul piloților pentru turnarea betonului de egalizare

Nota: Pe durata execuției piloților, epuizmentele au fost lăsate în funcțiune (cum se poate observa și în imaginea de mai sus)

7. Turnarea betonului de egalizare

Fotografiile 6.36. – 6.37. arată cum a fost turnat betonul de egalizare.



Figura 6.36. Turnarea betonului de egalizare



Figura 6.37. Turnarea betonului de egalizare

8. Spargerea betonului contaminat de la fiecare pilot în parte

În fotografiile 6.38. – 6.45. se poate observa etapa de spargerea betonului contaminat.



Figura 6.38. Spargerea betonului contaminat



Figura 6.39. Spargerea betonului contaminat



Figura 6.40. Spargerea betonului contaminat



Figura 6.41. Armătură rămasă după spargerea betonului contaminat



Figura 6.42. Înlăturarea betonul spart de la capetele piloților



Figura 6.43. Înlăturarea betonul spart de la capetele piloților



Figura 6.44. Mustățile de armătură rămase după spargerea betonului contaminat al piloților



Figura 6.45. Mustățile de armătură rămase după spargerea betonului contaminat al piloților

9. Începerea armării radierului

După execuția piloților a fost turnat un beton de egalizare, aplicată o hidroizolație Voltex și s-a început execuția radierului. Figura 6.46. arată începutul armării radierului.



Figura 6.46. Începerea armării radierului

6.5. Caz particular ISHO - pilot de probă (raport de testare a integrității acestuia)

Metoda de încercare: încercare cu forțe axiale de compresiune

Încercarea de probă pe pilot instrumentat a avut ca obiect prezentarea programului de încărcare a unui pilot $d=1080$ mm pentru verificarea capacității portante la încărcări axiale de compresiune.

Încercarea de probă pe pilot s-a desfășurat conform prevederilor din NP 045-2000 „Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații”, iar execuția pilotului de probă a respectat prevederile din SR EN 1536:2011 „Execuția lucrărilor geotehnice speciale. Piloți foraj”. [52] [75]

Conform normativ NP 045-2000, încercarea s-a încadrat în nivelul (clasa) de calitate N2: încercare efectuată în apropierea amplasamentului structurii proiectate pentru a verifica, în condițiile de teren date, tehnologia de execuție a piloților dar și pentru a determina dependența încărcare-deplasare, respectiv capacitatea portantă. [52]

Pilotul de probă a fost realizat de executantul lucrărilor de fundații speciale cu aceeași tehnologie ca cea utilizată la piloții de fundare. Încercarea de probă a fost

condusă de o unitate specializată care a făcut dovada experienței în efectuarea acestui tip de lucrări.

Această unitate a răspuns de calitatea instrumentării pilotului de probă (montarea mărcilor tensometrice și a traductorilor folosiți). Executantul încercării de probă a răspuns de corectitudinea și acuratețea măsurărilor și de rezultatele obținute.

6.5.1. Date generale

Stratificația sintetică de calcul considerată în faza de proiectare a fost [70]:

- +85.30 m - +80.19 m (5.11 m) – argila prăfoasă
- +80.19 m - +73.09 m (7.1 m) – nisip
- +73.09 m - +68.59 m (4.5 m) – argilă
- +68.59 m - +66.95 m (1.64 m) – nisip prăfos.

Pilotul de fundare cu diametrul de $\Phi 1080$ mm a fost forat în sistem rotativ sub protecția tubajului recuperabil.

6.5.2. Tema pentru încercări

Pe un pilot cu diametrul $d=1080$ mm, executat suplimentar folosind aceeași tehnologie, amplasat conform planșelor proiectului, s-au efectuat încercări statice de probă.

Pilotul a fost executat cu aceeași tehnologie ca și ceilalți piloți din lucrare. La execuția pilotului de probă și a celor de ancoraj au fost respectate prevederile Caietului de sarcini pentru execuția piloților forțați.

Pilotul PP1 a fost solicitat la încercări statice axiale de compresiune în teren natural pentru nivelul de calitate N2.

Platforma de lucru:

- Platforma de lucru pentru efectuarea încercărilor s-a amenajat la cota actuală a terenului, la aproximativ $-0,30$ m față de cota $\pm 0,00$ a Corpului A.
- S-au respectat cerințele executantului piloților forțați și a celui care a instalat sistemul de grinzi de preluare a reacțiunii.

6.5.3. Efectuarea încercărilor

6.5.3.1. Lucrări preliminare încercărilor de proba

Pregătirea piloților a presupus următoarele faze tehnologice:

- Spargerea până la cota la care betonul s-a prezentat corespunzător conform prevederilor proiectului
- Suflarea capetelor piloților pentru a îndepărta materialul rezultat din spargerea piloților
- Polizarea suprafețelor pentru amplasarea senzorului, respectiv uscarea și curățarea suprafețelor pe care a fost amplasat senzorul aparatului de testare.

În cazul de față, s-a înlăturat cu o perje de mână materialul existent pe suprafața pilotului și s-au efectuat mai multe măsurători pe fiecare pilot. În acest fel s-au putut elimina anomaliile care puteau fi cauzate de modul de aplicare a loviturii, porțiunile microfisurate de la suprafața betonului (rezultate din spargere), impuritățile (urme de nisip sau argila) care prin dislocare ar fi putut altera calitatea semnalului.

6.5.3.2. Execuția pilotului de probă și a piloților de ancoraj

Piloții au fost executați conform planșelor proiectului și a specificațiilor din caietele de sarcini, fiind protejați de un tubaj metalic de ghidare ($\Phi_{\text{min,int}}=1080$ mm).

Betonul din piloți a fost stabilit și turnat de clasă C25/30, S5, 400 kg/m^3 CEM-II 32,5R, $A/C_{\text{max}}=0,50$, d_{max} 0-16 mm, clase de expunere XC2, XA1. Au fost folosiți aditivi plastifianți și întârziatori care să asigure o lucrabilitate de minim 2 ore după sosirea în șantier. [69]

Piloții au fost armați conform planșelor de execuție ale proiectului. Armătura montată a fost de tip B500C. [69]

Pentru fiecare pilot executat, pentru încărcările de probă, a fost întocmită fișa de forare și de betonare.

6.5.3.3. Realizarea încercării

Principalele etape în realizarea încercărilor au fost următoarele:

- Execuția pilotului de probă și a piloților de ancoraj;
- Excavația terenului adiacent și pregătirea capetelor piloților;
- Instalarea sistemului de grinzi de preluare a reacțiunii, a sistemului de încărcare axială la compresiune și a dispozitivelor de măsurare a deplasărilor verticale (microcomparatoare);
- Încărcarea axială a pilotului de probă ;
- Demontarea sistemului de grinzi de preluare a reacțiunii și a sistemului de încărcare axială.

a. Pregătirea pilotului pentru încercare și pregătirea încercării

Piloții încercați au fost nominalizați de beneficiar și proiectant, de comun acord cu executantul încercărilor, conform caietului de sarcini.

b. Realizarea încercării

Valoarea maximă a sarcinii de încercare a fost stabilită de proiectant la 7000 kN. Sarcina pentru pilotul de test a fost împărțită în 10 trepte de încercare (700 kN, 1400 kN, 2100 kN, 2800 kN, 3500 kN, 4200 kN, 4900 kN, 5600 kN, 6300 kN, 7000 kN), urmată de 5 trepte de descărcare (5600 kN, 4200 kN, 2800 kN, 1400 kN, 0 kN). Pe fiecare treaptă de încercare s-au făcut citiri ale deplasării până la constatarea stabilizării convenționale ale deplasărilor (figura 6.47.). Prin schema de încercare, pilotul amplasat central a fost testat la compresiune, iar cei 4 piloți de ancoraj au fost solicitați la smulgere. Diferențele între citirile comparatoarelor (tabelul 6.2.) au fost minimale și s-au înscris în condițiile impuse de normativ. [52] Grinzile de referință nu au înregistrat deplasări, fapt probat prin nivelmentul optic executat. Pilotul de test PP1 a fost instrumentat cu mărci tensometrice digitale în vederea analizării detaliate a comportării pilotului sub acțiunea încercărilor și pentru determinarea rezistenței pe suprafața laterală a pilotului de proba în diferitele straturi parcurse.

⇒ Încărcarea pilotului s-a efectuat după o perioadă minimă de timp calculată de la finalizarea execuției acestuia, interval dictat de momentul atingerii rezistenței de calcul a betonului.

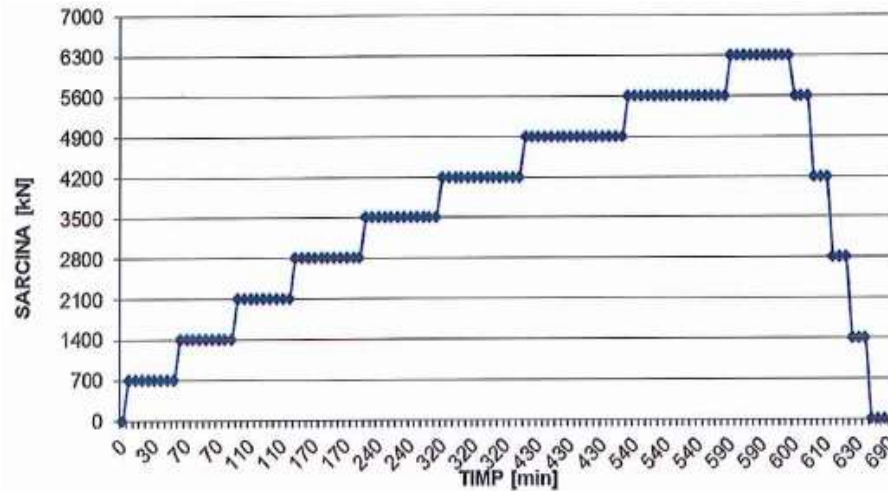


Figura 6.47. Evoluția în timp a sarcinii de încărcare la compresiune (Pilot test $\Phi 1080$ mm PP1)

Tabelul 6.2. Tabel înregistrări primare la încercare de compresiune – pilot test $\Phi 1080$ mm nr. PP1

SARCINA [kN]	TIMP [min]	TASARE (sutimi mm)				
		MC1	MC2	MC3	MC4	MEDIA
0	0	0	0	0	0	0
700	0	32	32	30	42	34
700	2	35	33	30	42	35
700	5	36	35	31	42	35
700	10	36	36	31	42	36,25
700	15	37	37	31	42	36,75
700	20	37	37	31	42	36,75
700	25	37	37	31	42	36,75

700	30	37	37	31	42	36,75
1400	0	70	65	63	62	65
1400	2	75	70	71	66	70,5
1400	5	76	71	73	66	71,5
1400	10	78	76	73	70	74,25
1400	15	79	80	74	70	75,75
1400	20	80	72	75	72	77,25
1400	25	81	85	75	74	78,75
1400	30	81	85	75	75	79
1400	40	81	85	75	75	79
2100	0	139	136	137	124	134
2100	2	146	140	140	130	139
2100	5	148	144	142	132	141,5
2100	10	150	148	145	135	144,5
2100	15	152	149	146	136	145,75
2100	20	152	150	148	137	146,75
2100	25	153	152	150	140	148,75
2100	30	153	154	151	142	150
2100	40	153	154	151	142	150
2800	0	208	215	209	179	202,75
2800	2	215	228	214	188	211,25
2800	5	221	230	217	190	214,50
2800	10	232	237	234	192	223,75

2800	15	237	241	236	192	226,50
2800	20	239	241	237	193	227,50
2800	25	240	241	238	194	228,25
2800	30	240	241	239	196	229
2800	40	242	242	240	198	230,50
2800	50	244	245	242	200	232,75
2800	60	244	245	242	200	232,75
3500	0	329	339	338	275	320,25
3500	2	334	352	350	286	333
3500	5	353	360	356	295	341
3500	10	364	369	369	307	352,25
3500	15	377	378	380	318	363,25
3500	20	380	384	384	322	366,50
3500	25	386	388	391	327	373
3500	30	388	389	392	330	374,75
3500	40	394	390	395	331	377,50
3500	50	396	390	400	337	380,75
3500	60	400	392	404	341	384,25
3500	70	400	393	405	341	384,75
4200	0	540	543	563	478	531
4200	2	562	585	587	495	552,25
4200	5	590	607	620	525	585,50
4200	10	606	620	638	537	600,25
4200	15	615	630	642	540	606,75
4200	20	628	645	655	555	620,75
4200	25	639	652	664	563	629,50
4200	30	650	668	680	580	644,50
4200	40	672	687	705	600	666
4200	50	685	698	714	609	676,50
4200	60	689	705	720	616	682,50

4200	70	694	710	726	622	688
4200	80	697	714	728	623	690,50
4900	0	878	928	945	835	896,50
4900	2	913	959	975	896	935,75
4900	5	933	970	989	912	951
4900	10	980	994	1038	957	992,25
4900	15	1005	1016	1057	971	1012,30
4900	20	1030	1041	1092	1003	1041,50
4900	25	1054	1055	1114	1028	1062,80
4900	30	1081	1077	1151	1057	1091,50
4900	40	1112	1105	1180	1080	1119,30
4900	50	1126	1148	1194	1091	1189,80
4900	60	1138	1157	1199	1098	1148
4900	70	1147	1166	1208	1103	1156
4900	80	1160	1177	1221	1117	1168,75
4900	90	1169	1185	1232	1129	1178,75
4900	100	1173	1190	1236	1133	1183
4900	110	1175	1194	1239	1139	1186,75
5600	0	1490	1530	1610	1479	1527,30
5600	2	1538	1568	1647	1509	1535,50
5600	5	1580	1619	1709	1562	1617,50
5600	10	1627	1660	1760	1598	1651,30
5600	15	1656	1700	1785	1628	1692,30
5600	20	1687	1742	1829	1653	1727,80
5600	25	1712	1770	1854	1677	1753,30
5600	30	1715	1780	1870	1690	1763,80
5600	40	1731	1790	1874	1695	1772,50
5600	50	1744	1805	1888	1709	1786,50
5600	60	1756	1820	1905	1727	1802
5600	70	1773	1857	1925	1747	1825,50
5600	80	790	1873	1945	1759	1841,80

5600	90	1804	1887	1958	1770	1854,80
5600	100	1810	1895	1960	1775	1880
5600	110	1813	1899	1963	1779	1863,50
6300	0	2225	2340	2390	2223	2294,50
6300	2	2275	2426	2460	2266	2356,80
6300	5	2290	2443	2470	2274	2369,30
6300	10	2336	2528	2503	2322	2422,30
6300	15	2345	2535	2513	2332	2431,30
6300	20	2384	2595	2535	2369	2470,80
6300	25	2418	2620	2550	2382	2492,50
6300	30	2425	2630	2565	2395	2503,80
6300	40	2439	2678	2580	2412	2527,30
6300	50	2454	2697	2596	2427	2543,50
5600	0	2276	2517	2417	2251	2365,30
5600	5	2271	2514	2415	22249	2262,30
5600	10	2270	2512	2412	2247	2360,30
4200	0	2055	2290	2196	2034	2143,80
4200	5	2050	2286	2181	2030	2136,80
4200	10	2048	2283	2186	2026	2135,80
2800	0	1850	2083	1985	1833	1937,80
2800	5	1843	2080	1981	1830	1933,50
2800	10	1843	2079	1978	1927	1931,80
1400	0	1778	1811	1803	1653	1761,30
1400	5	1776	1810	1800	1650	1759
1400	10	1776	1809	1798	1650	1758,30
0	0	1567	1599	1586	1664	1604
0	5	1565	1595	1587	1663	1602,50
0	10	1563	1592	1585	1660	1600
0	60	1507	1534	1503	1649	1548,30

c. Incertitudini de măsurare

Pompa hidraulică, presele hidraulice, manometrul și microcomparatoarele au fost în parametrii normali de funcționare. Incertitudinile de măsurare au fost specificate în certificatele de etalonare ale aparatelor.

d. Concluzii

- Încercarea pilotului a fost efectuată în conformitate cu proiectul de încercare și cu NP 045 – 2000 „Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundație”. [52]
- Încercările s-au efectuat fără presiuni de orice natură.
- În condițiile impuse, rezultatele obținute au fost concludente și au satisfăcut clasa de calitate cerută pentru încercările de nivel N2.
- În urma testului, pilotul de probă $\Phi 1080\text{mm}$ PP1 a satisfăcut capacitatea portanta de 5600 kN (conform NP 045 – 2000). [52] Nu a putut fi atinsă sarcina maximă stabilită de proiectant $Q_{\max}=7000$ kN întrucât la a IX-a treaptă de încercare $Q = 6300$ kN, la 50 minute după atingerea treptei, betonul din piloți s-a fisurat, făcând imposibilă continuarea până la Q_{\max} (figura 6.48.). Tasare medie la $t=50$ minute, $Q=6300$ kN a fost de 2543,5 sutimi de milimetru (25,435 mm).

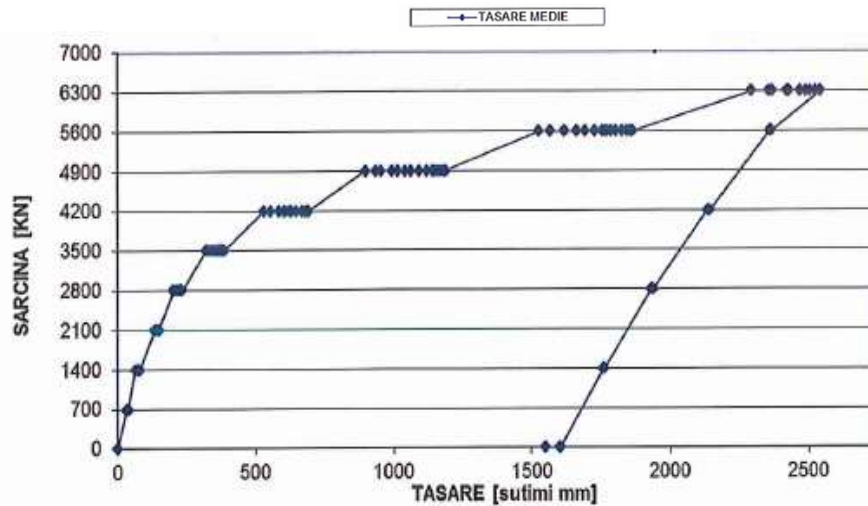


Figura 6.48. Relația sarcina – tasare medie la compresiune (Pilot test $\Phi 1080$ mm PP1)

- În urma testului, tasarea medie la sarcina $Q=5600$ kN a fost de 1863,5 sutimi de milimetru (18,635 mm) (figura 6.49.).
- Rezultatele se referă strict la pilotul de proba PP1.

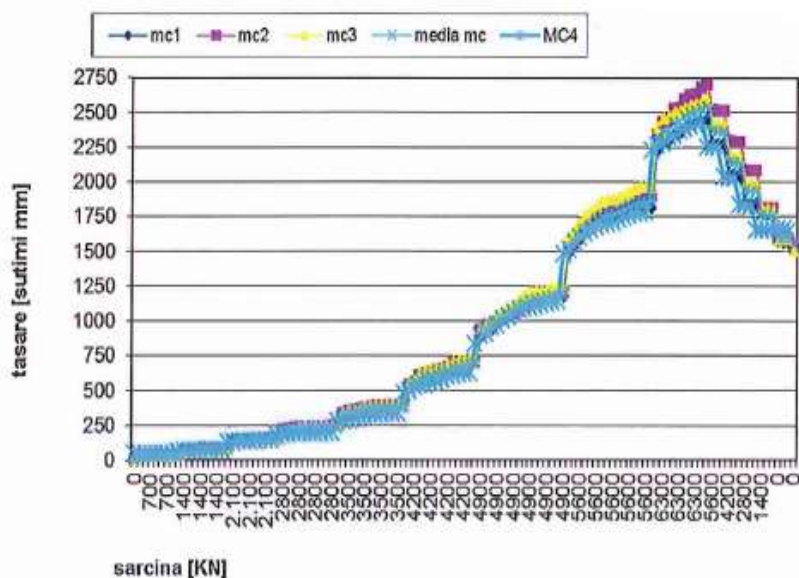


Figura 6.49. Sarcina la compresiune – citiri comparatoare (Pilot test $\Phi 1080$ mm PP1)

6.5.4. Mărci tensometrice

Pilotul de probă a fost instrumentat cu mărci tensometrice pe 6 nivele de adâncime. Pe fiecare nivel au fost instalate 2 mărci tensometrice dispuse diametral opus. Adâncimile de dispunere a mărcilor tensometrice au fost corelate cu planul pilotului instrumentat prezentat în caietul de sarcini. Astfel, mărcile au fost instalate la adâncimea de 1m, 4m, 7m, 12m, 16.2 m, 17.5 m.

Mărcile tensometrice au fost instalate pe carcasa de armătură, fiind prinse de armătură longitudinală prin intermediul unor bride.

Anterior debutului testului de compresiune au fost remediate toate întreruperile de cablu care s-au constatat după faza de spargere a capului pilotului. O marcă tensiometrică de la nivelul 5 – 16.2 m adâncime, nu a înregistrat date în timpul testului.

Înregistrarea datelor în timpul testului de proba a fost realizată cu sistemul de achiziție Sisgeo OmniaLog.

Determinarea modului de deformație a secțiunii compuse beton- armătură din pilot a fost realizată conform metodei propuse de Fellenius pe baza măsurătorilor pe mărcile tensometrice.

Metoda a presupus instalarea unor mărci tensometrice pe o lungime liberă a pilotului și cunoscând forța aplicată și deformațiile specifice ale secțiunii libere, s-a determinat modulul de deformație al secțiunii pilotului. Această procedură a fost aplicată pentru secțiunea de la cota -1.0 pentru care microdeformațiile înregistrate au fost prelucrate conform metodei Fellenius, obținând diagrama de variație a modului de deformație cu deformația specifică. A fost luat în calcul modulul de deformație al betonului determinat în laborator, pe probele cilindrice prelevate la execuția pilotului. [52]

Mărcile tensometrice cu coardă vibrantă au măsurat microdeformațiile din pilot în timpul testului de probă în secțiunile instrumentate. Cunoscând deformația specifică la nivelul unei secțiuni și valoarea modului echivalent de deformație al secțiunii pilotului alcătuit din beton și armătură din oțel, s-a obținut forța totală de compresiune axială în secțiunea respectivă. Din diferența între forțele din 2 secțiuni instrumentate consecutive, a rezultat rezistența pe suprafața laterală a pilotului pe cele 2 secțiuni.

6.5.5. Concluzii privind mărcile tensometrice

Scopul acțiunii de monitorizare a fost acela de a verifica ipotezele din faza de proiectare în raport cu deformațiile și implicit eforturile monitorizate în structură / în structura de sprijinire, de a calibra modelul de calcul pentru interacțiunea teren – lucrare de sprijin, precum și de a asigura condițiile de siguranță în execuție, respectiv ulterior în exploatare.

Datele înregistrate de mărcile tensometrice (tabelul 6.3.) nu au permis o reprezentare a mobilizării frecării pe suprafața laterală întrucât o marcă tensometrică de la nivelul 5 nu a fost funcțională, o marcă tensometrică de la nivelul 3 a ieșit din funcțiune pe parcursul testului și variația modului de deformație în pilot a fost raportată la primul nivel de mărci tensometrice (metoda Fellenius), unde microdeformațiile înregistrate au fost mult mai mari decât cele de la cota următoare.

Tabelul 6.3. Datele înregistrate de mărcile tensometrice

DATE MĂRCI TENSOMETRICE CU COARDA VIBRANTĂ							
Forța (kN)	A	Valoare	$\Delta_{\mu\epsilon} = Li-L0$	B	Valoare ($\mu\epsilon$)	$\Delta_{\mu\epsilon} = Li-L0$	AVG($\mu\epsilon$)
adâncime relativă față de cotă de spargere pilot - 1,0							
0	680.7	1767.23		670.9	1716.71		0
700	673.7	1731.07	-36.16	663.5	1679.05	-37.66	-36.91
1400	667.6	1699.86	-67.37	654.7	1634.8	-81.9	-74.64
2100	658.5	1653.84	-113.39	644.1	1582.29	-134.41	-123.9
2800	650.5	1613.9	-153.33	634.7	1536.45	-180.26	-166.8
3500	640.6	1565.14	-202.08	624.6	1487.94	-228.77	-215.43
4200	630.9	1518.1	-249.12	614.3	1439.27	-277.44	-263.28
4900	622.5	1477.95	-292.28	603.5	1389.11	-327.6	-308.44
5600	612.3	1429.91	337.31	590	1327.65	-389.05	-363.18
6300	598.6	1366.64	-400.59	578.3	1275.52	-441.19	-420.89
5600	602.3	1383.59	-383.64	582.2	1292.78	-423.93	-403.78
0	676.7	1746.52	-20.71	662.1	1671.97	-44.74	-32.72

adâncime relativă față de cotă de spargere pilot - 4,0							
0	574.8	1260.13		529.6	1069.74		0
700	570.4	1240.91	-19.22	529.9	1058.86	-10.88	-15.05
1400	566	1221.84	-38.29	523.7	1046.3	-23.7	-31
2100	558.7	1190.52	-69.6	517.9	1022.99	-46.74	-58.17
2800	551.9	1161.72	-98.41	513.9	1007.25	-62.48	-80.45
3500	545	1132.85	-127.27	507.6	982.71	-87.03	-107.15
4200	539.6	1110.52	-149.61	501.9	960.76	-108.98	-129.29
4900	533.1	1083.92	-176.2	496.8	941.33	-128.4	-152.3
5600	525.4	1052.84	-207.29	489.5	913.87	-155.86	-181.58
6300	518.4	1024.97	-235.16	483.6	891.98	-177.76	-206.46
5600	525.4	1052.84	-207.29	489.5	913.87	-155.86	-181.58
6300	518.4	1024.97	-235.16	483.6	891.98	-177.76	-206.46
5600	520.8	1034.48	-225.65	485.6	899.37	-170.37	-198.01
0	574.7	1259.69	-0.44	525.5	1053.24	-16.5	-8.47
adâncime relativă față de cotă de spargere pilot - 7,0							
0	578.9	1278.17		475.6	862.71		0
700	577.5	1271.99	-6.17	475.2	861.26	-1.45	-3.81
1400	573.7	1255.31	-22.86	474.2	857.64	-5.07	-13.97
2100	568.2	1231.35	-46.81	459	803.54	-59.17	-52.99
2800	563.7	1211.93	-66.24	430.6	707.18	-155.53	-110.89
3500	229.3	1193.08	-85.09	377.8	544.38	-318.33	-201.71
4200	554.4	1172.27	-105.9	288.5	317.45	-545.26	-325.58
4900	549.1	1149.96	-128.21	179.7	123.16	-739.55	-433.88
5600	541.3	1117.52	-160.64		0	-862.71	-511.68
6300	534	1087.58	-190.58		0	-862.71	-526.65
6500	535.5	1093.7	-184.46		0	-862.71	-523.59
0	578.6	1276.84	-1.32		0	-862.71	-432.02
adâncime relativă față de cotă de spargere pilot - 12,0							
0	526.1	1055.64		448.4	766.85		0
700	524.7	1050.03	-5.61	447.2	762.75	-4.1	-4.85
1400	521.3	1036.47	-19.17	442.6	747.14	-19.71	-19.44
2100	515.5	1013.53	-42.11	438.3	732.7	-34.16	-38.13
2800	510.3	993.19	-62.45	433.6	717.07	-49.79	-56.12
3500	505.8	975.75	-79.89	430.2	705.86	-60.99	-70.44
4200	501.1	957.7	-97.94	427.4	696.71	-70.15	-84.04

4900	498.6	948.17	-107.48	426.1	692.47	-74.38	-90.93
5600	495.5	936.41	-119.23	424.7	687.93	-78.92	-99.08
6300	491	919.48	-136.16	423.1	682.76	-84.09	-110.13
5600	491.8	992.48	-133.16	424.1	685.99	-80.86	-107.01
0	522.8	1042.44	-13.2	455.8	792.37	25.52	6.16
adâncime relativă față de cotă de spargere pilot - 16,2							
0	395.2	595.68			0		0
700	395.2	595.68	0		0	0	0
1400	393	589.07	-6.61		0	0	-3.31
2100	391.4	584.28	-11.4		0	0	-.5.70
2800	388	574.17	-21.51		0	0	-10.75
3500	384.2	565.98	-32.7		0	0	-16.35
4200	379.5	549.29	-46.39		0	0	-23.19
4900	375.7	538.35	-57.33		0	0	-28.67
5600	371.3	525.81	-69.87		0	0	-34.94
6300	365.4	509.23	-86.45		0	0	-43.22
5600	365.8	510.35	-85.33		0	0	-42.67
0	381	553.64	-42.04		0	0	-21.02
adâncime relativă față de cotă de spargere pilot - 17,5							
0	627.3	1583		685.7	1793.28		0
700	627	1499.39	-1.44	685.7	1793.28	0	-0.72
1400	612.9	1432.72	-68.11	685.4	1791.71	-1.57	-34.84
2100	609.1	1415	-85.82	685.5	1792.24	-1.05	-43.44
2800	600.5	1375.33	-125.5	685.2	1790.67	-2.61	-64.06
3500	590.3	1329	-171.83	684.9	1789.1	-4.18	-88
4200	580.6	1285.69	-215.14	685.8	1793.81	0.52	-107.31
4900	570.6	1241.78	-259.05	686.1	1795.38	209	-128.48
5600	559.7	1194.79	-306.04	687.7	1803.76	10.48	-147.68
6300	553.2	1167.2	-333.63	689.2	1811.64	18.35	-157.64
5600	556.7	1182.02	-318.81	689.3	1812.16	18.88	-149.97
0	624.1	1485.56	-15.27	689.8	1814.79	21.51	3.12

6.5.6. Test pe pilotul de probă

În figurile 6.50.-6.51. sunt prezentate schițele pe baza cărora s-a realizat încercarea pilotului de probă.

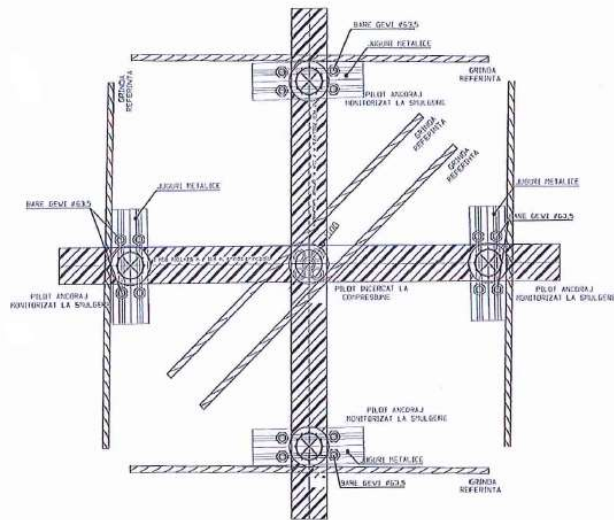


Figura 6.50. Vedere de sus ansamblu pilot – dispozitive de încercare

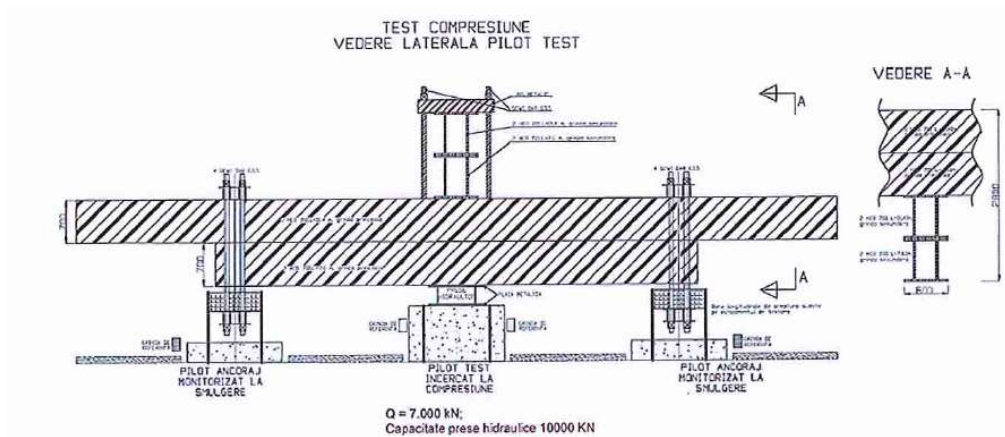


Figura 6.51. Secțiune verticală ansamblu pilot – dispozitive de încercare

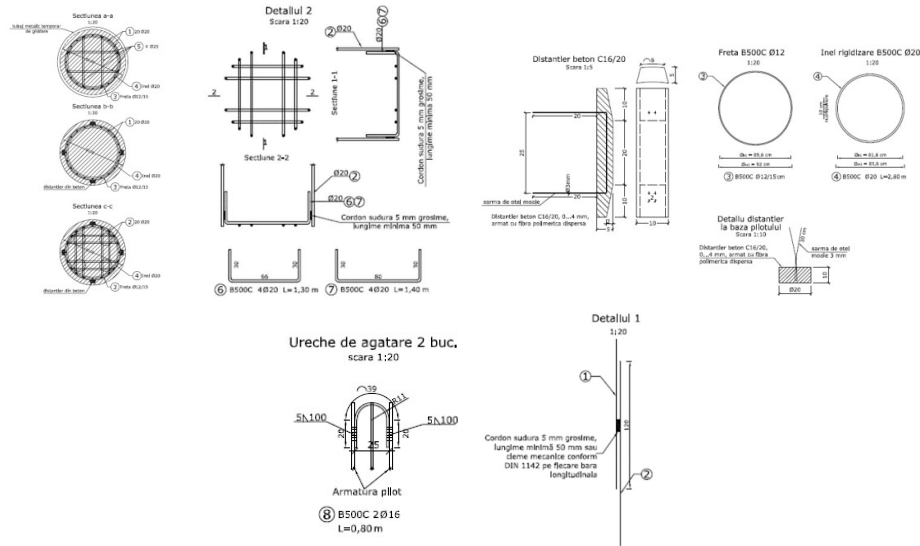


Figura 6.52. Plan forare, armare și betonare pilot de proba

Tabelul 6.4. Extras armare pilot de probă Ø1080

EXTRAS ARMARE PILOT DE PROBĂ PP Ø1080 mm								
Marca	Diam. [mm]	Lungime [m]	Bucăți	Material	Lungimi			
					B500C			
					Ø12	Ø16	Ø20	Ø25
1	Ø20	12,00	20	B500C			240,00	
2	Ø20	7,40	20	B500C			148,00	
3	Ø12	370,70	1	B500C	370,70			
4	Ø20	2,80	10	B500C			28,00	
5	Ø25	1,95	4	B500C				7,80
6	Ø20	1,30	4	B500C			5,20	
7	Ø20	1,40	4	B500C			5,60	
8	Ø16	0,80	2	B500C		1,60		
TOTAL	ml / Ø			[m]	370,70	1,60	426,80	7,80
TOTAL	kg / ml			[kg/m]	0,888	1,578	2,466	3,853
TOTAL	kg / Ø			[kg]	329,20	2,60	1052,60	30,10
TOTAL	kg / tip oțel			[kg]	1417,1			
TOTAL	kg			[kg]	1418			

6.5.8. Documentație fotografică realizare probă

În figurile 6.53. – 6.61. sunt prezentate fotografiile cu etapele de realizare a probelor întocmite pe parcursul realizării testelor.



Figura 6.53. Aducerea în șantier a probelor pentru realizarea testelor



Figura 6.54. Sudarea virolelor pentru realizarea probelor



Figura 6.55. Mărcile tensometrice

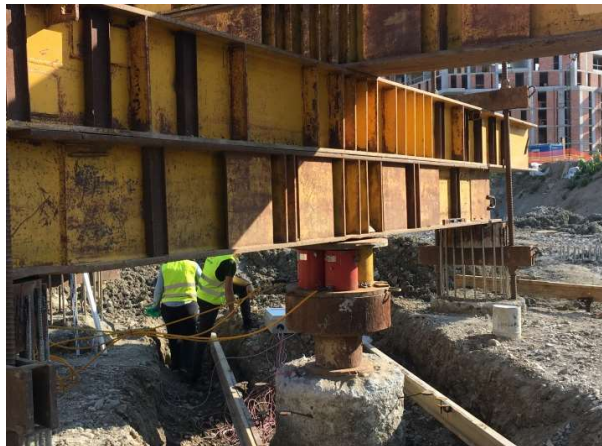


Figura 6.56. Aplicarea tensiunii



Figura 6.57. Aplicarea tensiunii



Figura 6.58. Mărcile tensometrice



Figura 6.59. Realizarea probelor



Figura 6.60. Realizarea probelor



Figura 6.61. Realizarea probelor

6.6. Caz particular ISHO – radier din beton armat

6.6.1. Prezentarea lucrărilor premergătoare turnării radierului din beton armat

Cele 2 volume de clădiri (A1 – 20 etaje și A2 – 4 etaje) au o fundație comună de tip radier general. Zona înaltă are radierul amplasat pe piloți din beton armat, cu o grosime a betonului armat de 1.50 m (cu îngroșare în zona caselor scării și a puțurilor de lift de 2.65 m). Corpul A2 cu 4 etaje are un radier cu dală groasă de 80 cm.

Întrucât cantitatea de beton ce a necesitat să fie turnată în radier a fost una foarte mare, turnarea s-a realizat pe ploturi. Radierul în grosime de 80 cm corespunzător zonei A2 a fost turnat anterior celui de la corpul A1. Din acest motiv, au fost folosite rosturi tehnologice de turnare între ploturi: tole speciale din tablă perforată.

A. Stadiul fizic al lucrărilor înaintea turnării radierului

1. Au fost amplasați piloții conform proiectului împreună cu armătura dezvelită care se încastrează în radier.
2. Betonul de egalizare a fost turnat la cota din proiect pe toată suprafața radierului.
3. Sistemul de protecție hidrofuga cu Voltex pe baza de bentonita și geotextil (hidrozolația) a fost montat pe toată suprafața radierului și pe elementele verticale de pe conturul subsolului.
4. Montarea armăturii pentru radier a fost finalizată și verificată de cei în drept și s-a întocmit PVRC (proces verbal de recepție calitativă) aferent.
5. Au fost montate tuburile ce trec prin radier pentru canalizarea pluvială. La acestea s-au verificat pantele, etanșeitatea și gurile de captare a apei. Au mai fost montate și verificate următoarele: împământarea înglobată în radier (conductorul pentru priza de pământ) și tubulatura pentru cablurile electrice care asigură legătura între corpul central și camerele electrice.
6. Mustățile de armătură pentru diafragme au fost montate corespunzător.

B. Condițiile tehnice-organizatorice

1. Pe șantier au fost aduse elemente de cofraj pentru închiderile perimetrice și toate accesoriile necesare.
2. Taluzurile malurilor au fost protejate cu folie PVC pentru a evita udarea lor, împiedicând astfel scurgerile de noroi.
3. Locul de munca a fost asigurat cu alimentare de energie electrică pentru sculele și utilajele care au urmat să fie folosite la turnarea betonului.
4. Căile de acces la locul de muncă au fost libere (inclusiv accesul la pompele de beton).
5. Locul de muncă a fost prevăzut cu iluminat eficient pe timp de noapte având în vedere că turnarea s-a realizat continuu și după lăsarea întunericului.
6. Formațiile au fost instruite cu privire la metodele de lucru și a instructajului PSI.
7. Armarea radierului, precum și modul în care a fost montat cofrajul perimetral și cel aferent zonelor caselor de scară, a fost verificat de dirigintele de șantier și de către proiectantul de rezistență și s-au încheiat documentele aferente cărții construcției.
8. Sistemul de evacuare și colectare a apelor freatice și din precipitații era funcțional (scurgerea apelor către sifoanele de pardoseala montate).
9. Pentru turnarea betoanelor au fost pregătite 3 autopompe, iar poziția lor de calare era bine stabilită.
10. Pentru mișcarea și manipularea țevilor de la pompele de beton a fost disponibilă macaraua turn cu braț orizontal.
11. La locul de turnare s-a aflat un laborant care a avut sarcina de a verifica calitatea betonului livrat pentru turnare și care a prelevat probe de beton proaspăt, probe care au fost trimise la laborator în vederea încercărilor conform normativului NE 012/1-2007. [42] Frecvența de prelevare a probelor de beton a fost de 2 probe la fiecare 100 mc de beton turnat.

C. Descrierea procesului de producție

Procesul de producție pentru turnarea betonului în radier s-a desfășurat în următoarea succesiune tehnologică:

- a. Montarea cofrajelor perimetrice în jurul radierului;

- b. Trasarea nivelului de beton ce trebuia turnat;
- c. Poziționarea pompelor pentru turnarea betonului
Această poziționare a avut în vedere ca distribuirea betonului să se facă cât mai uniform de către fiecare pompă. Dispunerea pompelor de beton s-a făcut astfel:
 - 2 pompe paralele cu șirul 5
 - 1 pompă pe Splai paralelă cu axul A;
- d. Turnarea betonului: această operațiune a fost condusă de conducătorul punctului de lucru. Acesta împreună cu reprezentantul numit de el au supravegheat respectarea procedurilor de lucru. Având în vedere că turnarea betonului s-a realizat pe mai multe schimburi de lucru, șeful de șantier a numit un șef de schimb, care a avut ca sarcină supravegherea nemijlocită a turnării de beton.

6.6.2. Regulile respectate la betonarea radierului

Au fost respectate următoarele reguli la betonarea radierului:

- a. Cofrajele perimetrice metalice în zonele caselor de scara și la lift au fost unse în prealabil cu decofrol, iar cele din material lemnos au fost udate înainte de betonare cu cca 2-3 ore;
- b. Hidroizolația pe baza de bentonită a fost ridicată pe cofrajele perimetrice;
- c. Din mijlocul de transport, betonul proaspăt a fost descărcat direct în cuva pompei de beton, de unde a fost dirijată direct la locul de turnare;
- d. Dacă betonul adus în șantier nu s-ar fi încadrat în limitele de consistență admise, acesta ar fi fost refuzat întrucât este interzisă punerea lui în opera; Această operațiune de control a fost supravegheată de laborantul prezent în șantier, care a avut obligația de a face prin sondaj verificări asupra betonului proaspăt;
- e. Înălțimea de cădere a betonului liber la turnare nu a depășit 3m;
- f. Betonul a trebuit răspândit uniform în lungul radierului, realizându-se straturi orizontale de maxim 40 cm înălțime, iar turnarea unui nou strat s-a realizat înaintea începerii prizei betonului turnat anterior;
- g. Nu s-a admis azvârlirea betonului la distanțe mai mari de 1,5 m cu lopata și nici întinderea acestuia prin tragere cu grebla;
- h. S-au luat măsuri menite să împiedice deplasarea armăturilor față de poziția din proiect sau deformarea acestora: când pe parcursul turnării s-a constatat apariția vreunei abateri, aceasta a fost îndreptată imediat;
- i. S-a urmărit înglobarea completă a armăturii și a pieselor înglobate (gurilor de scurgere) respectându-se acoperirea cu beton a armăturii de 5 cm, conform proiectului tehnic;
- j. Nu a fost permisă așezarea vibratorului în funcție pe armătură și nici scuturarea sau ciocănirea armăturii;
- k. Betonarea până la rosturile de lucru stabilite prin proiect s-a făcut continuu; durata întreruperii betonării nu a avut voie să fie mai mare decât perioada de începere a prizei cimentului; în cazurile excepționale în care întreruperea a fost mai mare, a fost permisă reluarea doar după ce anterior au fost pregătite corespunzător suprafețele.

Având în vedere că grosimea dalei de beton care a fost turnată a fost de 1.5 m în cea mai mare parte, iar în zonele adiacente caselor de scară a fost chiar mai mare, pentru turnarea betonului în aceasta situație au trebuit aplicate particularitățile

menționate în NE012/2-2010. [43] Astfel, turnarea betonului s-a realizat în trepte conform detaliului din schița de mai jos (figura 6.62).

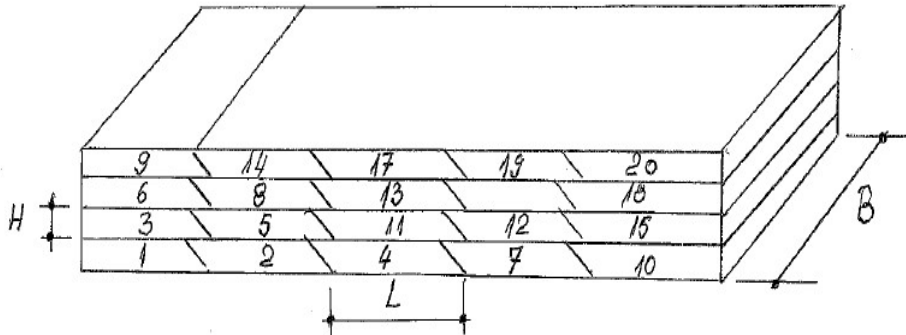


Figura 6.62. Trepte turnare beton [43]

Calculul a fost făcut pentru raza de acțiune a pompelor care au fost amplasate în șantier și s-a acționat conform celor precizate mai sus.

Lungimea "L" a frontului de turnare s-a determinat conform NE 012/2-2010 prin relația: [43]

$$L = C_b \times T_a / H \times B \times n \quad [43]$$

în care:

- C_b exprimat în mc/h reprezintă capacitatea de furnizare pe ora a stației de betoane, în cazul nostru $C_b = 33 \text{ mc/h}$
 $T_a = T - T_t - T_s$ unde
 - T reprezintă perioada de timp până în momentul în care începe priza betonului, care, în cazul nostru, la temperaturile actuale, a fost de 3.5 h conform NE 012/2-2010 [43]
 - T_t reprezintă durata de transport de la stația de betoane la șantier, în cazul nostru fiind de 0.45 h.
 - T_s reprezintă durata medie de staționare și transport local în șantier (inclusiv timpul de descărcare) și a fost de 0.1 h.
 - H reprezintă grosimea preconizată pentru fiecare strat de beton. Această grosime a fost de 0.37 m.
 - B reprezintă lățimea frontului de turnare aferent fiecărei pompe. În cazul nostru, $B = 4 \text{ m}$.
 - n reprezintă numărul de straturi.
- ⇒ în urma calculului a rezultat lungimea unui strat în frontul de lucru de cca 16.7 m.
- I. Începerea betonării: a fost admisă numai după ce a fost verificată adoptarea măsurilor necesare executării acestor operațiuni fără întrerupere:
 - asigurarea bazei de material adecvat;
 - funcționalitatea ireproșabilă a stațiilor de betonare;
 - numărul suficient de mijloace de transport a betonului;
 - dotarea suficientă cu vibratoare;

- instruirea personalului executant;
- asigurarea efectivelor suficiente pe toată durata perioadei de turnare.
- m. Procedeele de vibrare mecanică a betonului (compactarea mecanică prin vibrare a betonului se putea realiza prin următoarele procedee):
 - Vibrare internă folosind vibratoare de adâncime
 - Vibrare de exterior folosind vibratoare de cofraje.
 - Vibrare de suprafață cu ajutorul riglelor vibrante, caz în care se obține și o suprafață lisa de beton

⇒ În cazul nostru, au fost folosite vibratoare de adâncime.

Timpul de vibrare optim a fost stabilit prin determinări de probă realizate în momentul compactării primei șarje de beton. Din acest motiv, durata vibrării s-a ales de 30-50 sec.

- n. Prelevarea probelor betonului adus la turnare s-a realizat astfel:

Pentru verificarea conformității betonului au fost prelevate probe din betonul proaspăt la locul de turnare în frecvență de 2 probe la 100 mc.

- o. S-a finisat suprafața de beton și s-a asigurat panta de scurgere către gurile de scurgere montate.

Această operațiune s-a efectuat mecanizat cu mașini de drișcuit și finisat acționat cu motor termic (elicoptere). Prin efectuarea acestei operațiuni s-a împiedicat și apariția unor fisuri de contracție la întărirea betonului.

- p. Întreținerea betonului după turnare și finisare s-a realizat astfel:

Betonul pus în opera a fost udat cu apa mai mult de 36 de ore de la turnare - mai ales pe timpul zilei când temperatura exterioara a fost ridicata (peste 22°C).

Dacă turnarea s-ar fi realizat pe timp friguros, la 2-3 ore de la terminarea finisării, suprafața liberă a betonului ar fi trebuit protejată cu materiale care să asigure evitarea pierderii de căldura rezultată din procesul de hidratare și întărire al betonului, a evaporării rapide a apei din beton și care să mențină suprafața umedă (pentru aceasta se recomanda utilizarea prelatelor, foliilor PVC, punerea unui strat din geotextil care să fie udat periodic etc). Protecția betonului putea fi îndepărtată după minimum 7 zile de la turnare.

6.6.3. Resurse: materiale și utilaje

Materiale:

- armături din oțel beton montate în radier;
- beton proaspăt C 30/37 CI 02D16S4, XC1, CEM II-M 9S-V0 42, N-LH; [69]
- material lemnos pentru completarea cofrajelor;
- cuie;
- decofrol de la Sika adecvat cofrajelor de acest tip;
- tola de tabla perforată pentru rost;
- materiale pentru protejarea betonului proaspăt turnat.

Utilaje:

- set cofraje metalice pentru contur;
- autopompe pentru turnat beton cu braț de peste 35m, cu furtune adiționale de 10 m, capacitate de turnare de peste 50 mc/ora;

Notă: a fost necesar să existe o pompă de rezervă.

- stații de producere a betonului care puteau asigura un ritm de circa 120 mc/ora (40mc/pompă);

Notă: a fost obligatoriu să existe o stație de rezervă care să fi putut furniza un beton cu aceleași caracteristici, în cazul în care ar fi fost nevoie;

- macara turn cu braț orizontal care a acoperit suprafața radierului pentru manevrarea furtunelor adiționale ale pompelor de beton;
- vibratoare de adâncime;
- instalație de iluminat pe timp de noapte;
- mașini de finisat betonul proaspăt;
- grup electrogen de intervenție de minim 20kVA.

6.6.4. Prescripții de calitate

1. Dimensiunile geometrice (lungime, lățime) : $\pm 20\text{mm}$
2. Cota de nivel: $\pm 10\text{mm}$
3. Axe în plan orizontal: $\pm 10\text{mm}$
4. Înclinarea suprafeței plane față de orizontală: 16mm
5. Au fost admise următoarele defecte privind aspectul betonului: [43]
 - defecte în straturile de acoperire (în zona muchiiilor): totalitatea acestor defecte a fost limitată la maximum 5% din lungimea respectivelor muchii; au fost admise defecte cu lungimi de maxim 5 cm și cu adâncimi mai mici decât grosimea straturilor de acoperire;
 - defecte de suprafață (denivelări, segregări, pori): totalitatea acestor defecte a fost limitată la maxim 10% din suprafață; au fost admise defecte cu o suprafață de maxim 400 cm² și o adâncime de maxim 1 cm.

6.6.5. Plan armare radier și detalii de execuție

În figura de mai jos (figura 6.63.) este prezentat planul după care s-a realizat armarea radierului blocului de 20 de etaje, iar figura 6.64. prezintă detaliul general de armare al radierului.

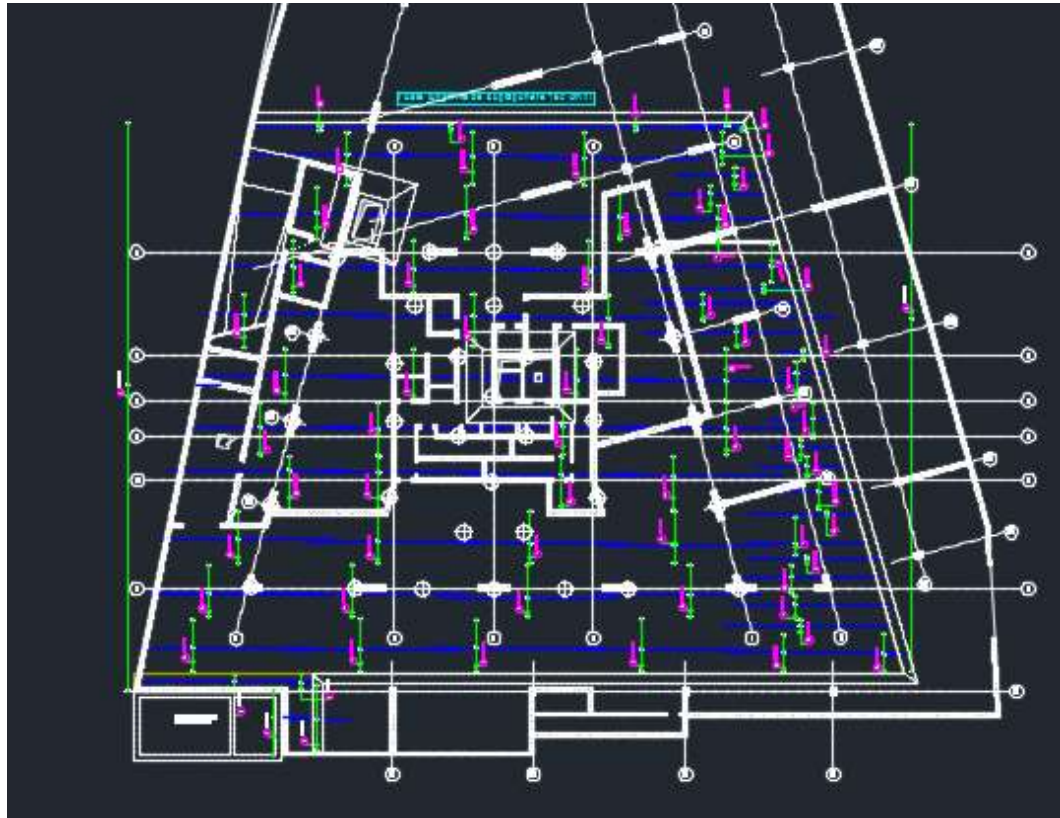


Figura 6.63. Plan armare radier



Figura 6.64. Detaliu general armare radier

6.6.6. Documentație fotografică

După ce a fost spart betonul contaminat de la capetele piloți și turnat un beton de egalizare, a fost întinsă o hidroizolație Voltex (figura 6.65. și figura 6.66.), aplicată pe toată suprafața orizontală a radierului, dar care a continuat și pe verticală (la elementele verticale de la subsol).



Figura 6.65. Aplicare hidroizolație Voltex



Figura 6.66. Aplicare hidroizolație Voltex

- În continuare se vor prezenta etapele de execuție ale radierului:
- montarea armăturii inferioare pe cele 2 direcții (figura 6.67. și figura 6.68.)
 - montarea armăturii superioare pe cele 2 direcții (figurile 6.69. – 6.71.)
 - finalizarea armăturii pe primul plot de radier (figura 6.72.) și grosimea radierului reieșită din execuție (figura 6.73.)
 - amplasarea rostului de turnare (figura 6.74.)
 - începerea armării plotului 2 de radier (figura 6.75.)
 - armarea baselor (figurile 6.76. – 6.78.)
 - realizarea verificărilor la armătura montată (figura 6.79.)
 - înglobarea instalațiilor în radier (figura 6.80. și figura 6.81.)
 - montarea mustăților pentru elementele verticale din subsol (figura 6.82. și figura 6.83.)
 - turnarea radierului și ulterior elicopterizarea acestuia (figurile 6.84. – 6.87.)
 - prezentarea plăcii turnate cu mustățile lăsate pentru elementele verticale de la subsol (figurile 6.88.- 6.90.)
 - continuarea cu armarea elementelor verticale din subsol (figurile 6.91. – 6.94.)



Figura 6.67. Montarea armăturii inferioare a radierului pe o direcție



Figura 6.68. Montarea armaturii inferioare a radierului și pe cea de-a doua direcție

În poza de mai sus se pot observa cu gri distanțierele din beton montate sub primul rând de armături și distanțierii care au avut rolul de a asigura acoperirea minimă cu beton.

Nota: Montarea caprelor a fost necesară pentru menținerea armăturii superioare pe poziție.



Figura 6.69. Legarea barelor independente de armătură pentru plasa superioară



Figura 6.70. Legarea barelor independente de armătură pentru plasa superioară



Figura 6.71. Legarea barelor independente de armătură pentru plasa superioară



Figura 6.72. Finalizarea armăturii primului plot de radier



Figura 6.73. Grosimea radierului pe zona S+4E+Er



Figura 6.74. Rost de turnare



Figura 6.75. Armarea plotului 2 de radier



Figura 6.76. Armarea baselor



Figura 6.77. Armarea baselor



Figura 6.78. Armarea baselor



Figura 6.79. Realizare verificări armatură



Figura 6.80. Montarea instalațiilor în radier



Figura 6.81. Montarea instalațiilor în radier



Figura 6.82. Montarea elementelor verticale care ies din radier



Figura 6.83. Montarea elementelor verticale care ies din radier

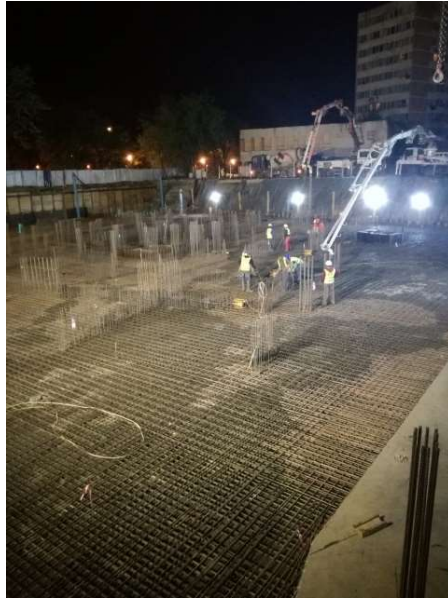


Figura 6.84. Turnarea radierului – începerea turnării



Figura 6.85. Turnarea radierului + pompa calată



Figura 6.86. Turnarea radierului



Figura 6.87. Turnarea și elicopterizarea radierului



Figura 6.88. Placa turnată cu mustățile lăsate pentru elementele verticale de la subsol



Figura 6.89. Placa turnată cu mustățile lăsate pentru elementele verticale de la subsol



Figura 6.90. Placa turnată cu mustățile lăsate pentru elementele verticale de la subsol



Figura 6.91. Montarea elementelor verticale de la subsol prin legarea carcaselor de armătură de mustățile lăsate din placă



Figura 6.92. Montarea elementelor verticale de la subsol prin legarea carcaselor de armătură de mustățile lăsate din placă



Figura 6.93. Elementele verticale de la subsol



Figura 6.94. Cofrare și turnare elemente verticale de la subsol și continuarea lucrărilor pe verticală

6.7. Soluțiile de fundare a celor mai reprezentative clădiri înalte

6.7.1. Studiu de caz Burj Khalifa

6.7.1.1. Localizare și date generale

Burj Khalifa este în momentul de față cea mai înaltă clădire din lume, măsurând 828 m. Ea este localizată în centrul Dubai-ului (Emiratele Arabe Unite) și este situată la 1 km de pârâul Dubai Creek și la 3 km de Golful Persic (figura 6.95.).

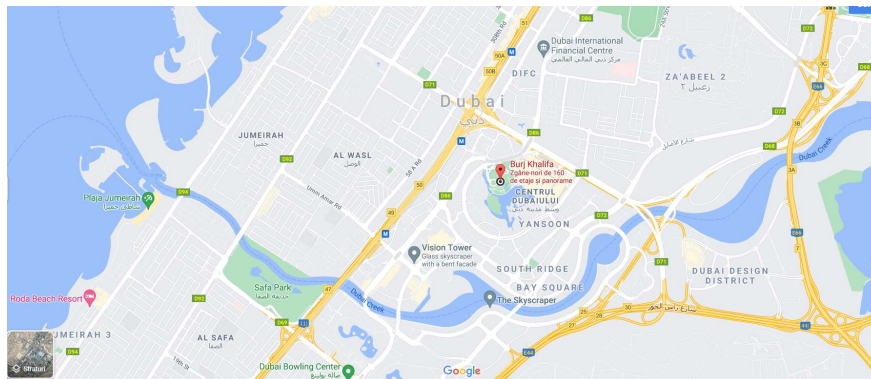


Figura 6.95. Localizare clădire Burj Khalifa

6.7.1.2. Soluția de fundare adoptată

Fundația Burj Khalifa a fost proiectată sub forma unei flori cu trei petale, concepută astfel pentru a putea susține clădirea a cărei structură centrală este hexagonală și din care pornesc trei aripi ce servesc drept contraforturi (figura 6.96.). Această structură asigură construcției o rigiditate mai mare la încărcarea laterală, dar și la torsiune.

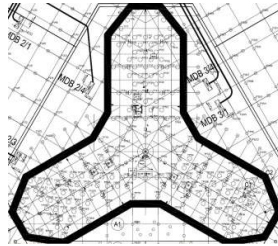


Figura 6.96. Plan fundație Burj Khalifa [2]

Turnul este susținut de un radier din beton armat care se sprijină la rândul lui pe 192 de piloți din beton armat. Piloții au fost executați cu o adâncime de 50 m și un diametru de 1,5 m (figura 6.97.). S-a calculat ca distanța dintre centrul a doi piloți consecutivi să fie de minim 2,5 ori diametrul piloților. Alezajele pentru cei 192 de piloți au fost scufundate în anul 2004. Pentru a minimiza efectele dăunătoare ale substanțelor chimice corozive din apele subterane, a fost folosit un sistem de protecție catodică. Condițiile de sol au fost favorabile, solul stabil și moale fiind ușor de săpat. [2]

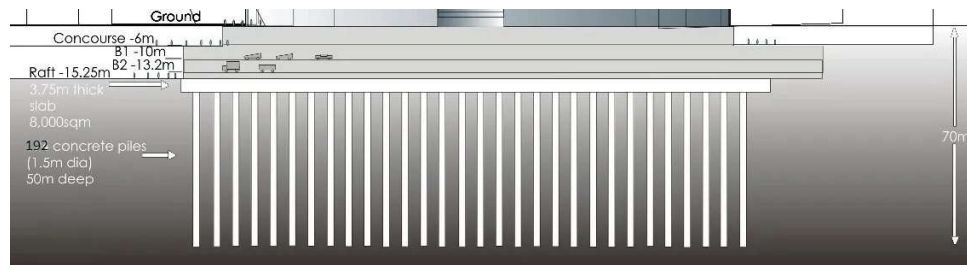


Figura 6.97. Detaliu fundație Burj Khalifa [2]

Radierul din beton armat, având o grosime de 3,7 m și o suprafață de 8000 mp, a fost executat în patru turnări separate. [2]

Pentru o fundație de asemenea dimensiuni au fost necesare amestecuri speciale de beton care să reziste la presiunea enormă a construcției. Consistența betonului a fost esențială deoarece condițiile climatice au fost dificile, temperaturile depășind 50 de grade Celsius în timpul zilei. Din acest motiv, turnarea betonului s-a făcut numai noaptea, când umiditatea era mai mare și aerul mai rece.

În lunile de vară s-a adăugat gheață în amestec pentru a nu apărea fisuri și pentru a se obține o întărire uniformă a betonului.

În total, pentru fundație, au fost turnați aproximativ 45.000 m³ de beton, cu o greutate mai mare de 110.000 tone. [2]

6.7.2. Studiu de caz Sky Tower

6.7.2.1. Localizare și date generale

Cea mai înaltă clădire din România, Sky Tower, ajunge la o înălțime de 137 m și este localizată în sectorul 1 din București, pe artera principală Calea Floreasca. Ea se află la 400 m de Lacul Floreasca și la 500 m de Lacul Tei (figura 6.98.).

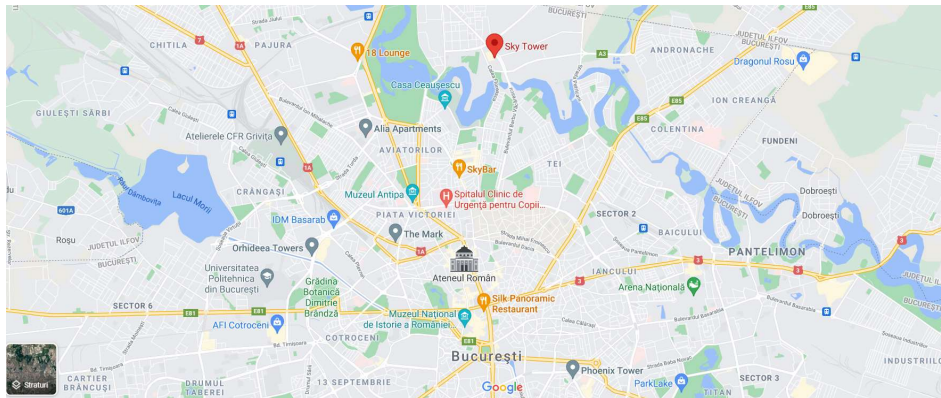


Figura 6.98. Localizare Sky Tower

6.7.2.2. Soluția de fundare adoptată

În cadrul proiectului Sky Tower s-a realizat cea mai adâncă excavație din România: 20 m în sistemul top-down (figura 6.99.). Avantajul metodei top-down (figura 6.100.) a constat în faptul că infrastructura și suprastructura au putut fi construite concomitent, timpul de execuție fiind redus semnificativ. Această metodă este recomandată a se folosi în special în cazul clădirilor cu multe etaje subterane, situate în zone urbane aglomerate.



Figura 6.99. Fundația Sky Tower



Figura 6.100. Sistemul top-down

Lucrările de infrastructura au inclus:

- ✓ execuția pereților mulți cu D 1000
- ✓ barete de fundare cu D 600
- ✓ realizarea sistemelor de epuizment.

Pentru ca pereții mulți să fie stabili, s-au folosit ancore temporare în trepte pentru prima dată în România. În cazul proiectului Sky Tower, s-a dovedit că aceasta este metoda cea mai avantajoasă (ținând cont de costuri, densitate urbană și program de lucru). La partea superioară a pereților mulți s-a executat un rând de ancore cu lungimi variabile. Ancorele au avut până la 1.000 kN forțe de tensionare, înclinații de 100, 170 și 350° și lungimi de 22,5 - 26 metri. Ele au fost realizate în argilă și în nisip, iar în locurile în care s-au intersectat cu al doilea strat acvifer, au fost realizate chiar și în nisip refulant. Forța de tensionare a fost mai mare decât forța de întindere de 1,5 ori pentru ancorele de test, atingând 150 de tone, lucru considerabil având în vedere dimensiunile acestora. [26]

Execuția pereților mulți s-a realizat astfel:

- s-au realizat forajele și s-au umplut cu pastă de ciment (figura 6.101.);
- s-au introdus ancorele în toroane (figura 6.102.);
- s-a realizat injecția primară;
- după injecția primară, la 24 de ore, s-a realizat injecția secundară;
- s-au tensionat la 1,25 din forță maximă de întindere, iar la 7 zile după execuție, s-au blocat la 0,8 în conformitate cu cerințele proiectului (figura 6.103);

În total au fost executate 155 de ancore. [26]



Figura 6.101. Execuția forajului



Figura 6.102. Introducere ancoră și injectare



Figura 6.103. Tensionare

Această clădire s-a conceput în așa fel încât să facă față unui cutremur cu o magnitudine mai mare de 9 grade, fiind una dintre cele mai sigure clădiri în caz de cutremur. Ea are **37 de etaje și** fiecare etaj dispune de 1.150 de metri pătrați. Cele cinci etaje subterane împreună cu piloții fundației ating 60 de metri adâncime, reprezentând aproximativ 40% din înălțimea turnului. SkyTower se remarcă prin estetica sa excelentă, care dezvăluie o arhitectură modernă și impunătoare prin forma sa eliptică. Pentru construcția clădirii de birouri s-au folosit 17.250 de metri pătrați de placaj pentru fațade, 8.300 de tone de oțel și 50.000 de metri cubi de beton. Dacă barele de oțel ar fi fost înșirate, puse împreună ar fi ajuns la o lungime totală de 4463 km. [26] Construcția a fost finalizată în anul 2012.

6.8. Concluzii privind sistemul de fundare al clădirilor înalte

În cazul ISHO, ca și în cazul clădirilor Burj Khalifa și Sky Tower, prezența apelor de suprafață în vecinătate (râul Bega, pârâul Dubai Creek și Lacurile Floreasca și Tei) a avut implicații asupra nivelului apei freactice, ceea ce a făcut necesară folosirea unor sisteme de epuzimente în toate aceste situații. După cum se poate observa și din descrierile prezentate mai sus, la orice clădire înaltă, fundația are un rol important, iar rezistența și stabilitatea construcției este asigurată în primul rând cu ajutorul radierului și a piloților. Grosimea radierului, precum și numărul piloților, diametrul acestora sau adâncimea lor de fundare este direct influențată de tipul de sol și de numărul de nivele care se doresc a se realiza. Tehnologia de execuție poate varia în funcție de condițiile de teren. În toate cele 3 cazuri analizate în prezenta lucrare, s-au găsit soluții de fundare optime, în concordanță cu caracteristicile amplasamentului și cu tehnologia de execuție locală, fiind folosiți piloți de adâncime atât pentru a ajunge la terenul bun de fundare, cât și pentru a asigura o fundație solidă.

7. IMPORTANȚA REALIZĂRII LUCRĂRILOR DE HIDROIZOLAȚII

Hidroizolarea unei fundații reprezintă o etapă importantă în execuția unei construcții întrucât o protejează de infiltrațiile de apă. În situațiile în care construcțiile nu sunt bine hidroizolate la bază, apa se poate infiltra și astfel poate apărea igrasia și mucegaiul, efecte care în acest caz nu mai pot fi oprite, ci doar atenuate.

O importanță deosebită trebuie acordată în special clădirilor înalte, a căror execuție prevede de regulă realizarea mai multor etaje subterane. În acest caz, pereții subsolului împreună cu elevația se vor hidroizola în mod obligatoriu.

Cele mai utilizate materiale hidroizolante sunt: materiale bituminoase în suluri, masele bituminoase preparate din bitumuri, bitumurile.

7.1. Hidroizolații pe elementele de infrastructură

Acest tip de hidroizolații se aplică pe părțile de clădire / elementele construcției situate sub cota $\pm 0,00$, cum sunt: [60]

- fundațiile sau soclurile de fundații
- pardoselile
- subsolurile

pentru care trebuie asigurată o protecție împotriva apei cu sau fără presiune hidrostatică, umidității pământului, factorilor de mediu.

Hidroizolarea se poate realiza cu materiale polimerice, bituminoase sau hidroizolante în foi.

7.1.1. Hidroizolații la pardoseli, socluri, fundații

Acestea reprezintă protecții hidrofuge care au ca scop apărarea construcțiilor împotriva apelor provenite din umiditatea solului, din infiltrații, din fenomenul de capilaritate sau din stropiri și se realizează la exteriorul soclurilor, sub pardoseli sau pe talpa fundațiilor de sub pereții clădirilor. [60]

În anumite situații, se poate racorda hidroizolația fundațiilor cu hidroizolația verticală a soclului, iar la pardoselile amplasate pe teren, cu stratul de rupere al capilarității sau cu hidroizolația lor.

7.1.2. Hidroizolații la subsoluri

La subsoluri, protecțiile hidrofuge trebuie realizate:

- asupra elementelor de construcție amplasate sub nivelul terenului;
- împotriva apelor cu presiune când pânza freatică sau pungile de acumulare exercită presiune;
- împotriva apelor fără presiune când terenul de fundare este permeabil, iar pânza freatică cu nivel maxim sau constant se află sub betonul de egalizare cu cel puțin un metru.

În general, structurile hidroizolante sunt proiectate în 2 sisteme: [60]

- a) cuvă interioară (denumită și „cuvă în cuvă”)

b) cuvă exterioară;

7.2. Hidroizolații pe elementele de suprastructură

Aceste tipuri de hidroizolații (aplicate pe părți de clădire situate deasupra cotei $\pm 0,00$) se adresează:

- încăperilor umede;
- logiilor sau balcoanelor;
- acoperișurilor în pantă sau de tip terasă.

Ele sunt necesare ca lucrări de izolare hidrofugă pentru a proteja clădirea de acțiunea factorilor atmosferici.

7.3. Prevederi și cerințe pentru hidroizolații

Suprafața suport pe care se aplică hidroizolația trebuie să îndeplinească următoarele cerințe de calitate: [60]

- să fie netedă și curată;
- să aibă rezistență și bune posibilități de aderență;
- să prezinte deformații situate în limitele maxime admise de normative sau neglijabile.

Înainte de a începe aplicarea straturilor din componența structurii hidroizolante, toate suprafețele pe care se aplică hidroizolațiile trebuie să fie tratate corespunzător (fie amorsate, fie prevăzute cu alte sisteme de aderență și protecție).

Nu este permisă execuția lucrărilor de hidroizolații pe timp de vânt intens, ploaie sau zăpadă. Acestea trebuie realizate doar la temperaturi pozitive, de peste $+ 5^{\circ}\text{C}$; [60]

Suprafețele suport pe care se aplică structurile hidroizolante sunt definite:

- de suprafața propriu-zisă a clădirii (în pantă, verticală sau plană);
- de elementele de rezistență.

O structura hidroizolantă se poate aplica pe suport în următoarele variante:

- lipită în câmp continuu (lipirea se poate efectua cu aer cald, flacăra, adezivi specifici sau prin auto-aderență, la rece sau la cald);
- lipită în câmp continuu cu fixare suplimentară mecanică;
- simplu pozat cu fixare mecanică.

În funcție de specificațiile de mediu, de caracteristicile mecanice și fizice ale materialelor hidroizolante, respectiv de categoria de importanță a clădirii, structurile hidroizolante constituite din materiale în foi pot fi de mai multe tipuri: multistrat, bistrat sau monostrat. [60]

7.4. Specificații particulare infrastructură

Structurile hidroizolante orizontale se pot executa sub nivelul cuzineților din care pornesc stâlpii de rezistență ai clădirii, pe întreaga lățime a tălpii fundațiilor (realizate din beton simplu sau slab armat), prin lipire pe o suprafață suport, în câmp continuu.

Modalitatea de aplicare a structurilor hidroizolante la socluri se realizează în aceleași condiții ca și la fundații, diferențele fiind doar la cazurile de clădiri cu sau fără subsol:

- a) la soclurile construcțiilor cu subsol: structurile hidroizolante se execută deodată cu cea a pereților subsolului, doar pe partea exterioară a peretelui elevației și se racordează la cea a fundațiilor aferente;
- b) la soclurile construcțiilor fără subsol: structurile verticale hidroizolante se realizează pe ambele părți ale acestora, racordate cu cele ale pardoselii și ale fundației.

În cazul pardoselii amplasate pe pământ, se poate prevedea o structură hidroizolantă orizontală de tip:

- a) multistrat – „lipit în câmp continuu pe o șapă din mortar de ciment în cazul pericolului apariției infiltrațiilor din pânza freatică”. [60]
- b) strat de separare – „simplu pozat peste stratul de pietriș ciuruit de rupere a capilarității”; [60]

Structura hidroizolantă în cazul subsolurilor este recomandat a se realiza pe exteriorul elementului de rezistență din beton armat.

Structurile hidroizolante din materiale în foi pot fi ancorate suplimentar la partea superioară sau se pot aplica prin lipire în câmp continuu. Trebuie avut în vedere ca suprafețele protejate hidrofug să fie unite corespunzător în toate părțile și să fie continue.

Structurile hidroizolante se protejează în timpul executării umpluturilor (pentru a se evita deteriorările) cu ajutorul unui sistem de placare / acoperire:

- a) de tip ușor (tencuieli sau folii speciale);
- b) de tip greu (zidărie sau elemente în plăci);

Piesele de străpungere și rosturile se tratează distinct, în funcție de etapele cronologice necesare și în concordanță cu sistemul de racordare, înainte de a începe execuția structurii hidroizolante generale.

În anumite situații, hidroizolarea părților de infrastructură este asociată cu un sistem de drenare a apelor perimetrare din teren.

7.5. Hidroizolații contra umidității pământului

Hidroizolațiile prevăzute pentru a întrerupe capilaritatea sau contra apei din stropiri se dispun în general: sub pardoselile încăperilor situate pe pământ, la soclurile exterioare ale clădirilor, sub pereții clădirilor.

Hidroizolațiile exterioare ale soclurilor clădirilor trebuie protejate cu tencuieli armate cu plasă rabiț, prelungite sub nivelul trotuarului. O hidroizolație exterioară se pot realiza cu un strat de țesătură sau pânză bitumată („TSA 2000, PA 55, PA 45”) sau cu o tencuială impermeabilă și un strat de carton bitumat („CA 333, CA 400”). [60]

Protecția din tencuială armată sau tencuiala impermeabilă trebuie să depășească nivelul hidroizolației de sub pereți cu minim 5 cm.

În vederea întreruperii capilarității, pardoselile încăperilor amplasate pe pământ peste cota 0,00 trebuie prevăzute cu un strat de pietriș. Pardoselile încăperilor localizate peste cota 0,00, cu spălări/ude, trebuie executate pe un strat de hidroizolație bituminoasă realizat din straturi multiple.

Hidroizolația orizontală de sub pereții clădirilor se aplică la o înălțime de la cota trotuarului de minim 30 cm, pe toată grosimea peretelui. Ea este alcătuită fie din carton bitumat (CA 333, CA 400) lipit cu 2 straturi din mastic de bitum IB 70-95oC, fie din 2 straturi de împâslitură bitumată (tip IA 1000 și IA 1100). Hidroizolația verticală a soclului trebuie racordată la hidroizolația de sub pereți.

Pe stâlpii și pe pereții interiori, hidroizolațiile pardoselilor încăperilor trebuie ridicate cu minim 30 cm.

Este necesară hidroizolația pereților încăperilor expuse la stropit.

7.5.1. Hidroizolații contra apelor cu presiune

La pereții parțiali sau totali îngropați ai construcțiilor, la planșee sau la radiere, „hidroizolațiile contra apelor cu presiune” se utilizează în următoarele situații: în cazul în care sunt prezente apele freatice, când sunt acumulate precipitații în zona de umplură sau în situația în care construcția este fundată pe un teren cu permeabilitate redusă / impermeabil.

7.5.2. Hidroizolații contra apelor fără presiune

Se recomandă folosirea „hidroizolației contra apelor fără presiune” la planșee, pereți sau radiere ale unor construcții îngropate (total sau parțial), care au o fundație în teren de cel puțin un metru grosime sub betonul de egalizare și se află deasupra nivelului pânzei freatice. Acestea se prevăd împotriva apelor din precipitații și a umidității pământului care nu se mai pot aduna și nu mai pot stagna în zona de umplură.

Hidroizolațiile verticale ale pereților se aplică pe structura de rezistență corectată prin tencuire, dinspre exterior și se racordează cu hidroizolația orizontală pe zona supralărgită a betonului de egalizare. Hidroizolațiile orizontale de la nivelul inferior se aplică pe un beton de egalizare, cu o șapă din mortar de ciment. [60]

7.6. Hidroizolații la construcții subterane

În următoarele cazuri se recomandă utilizarea hidroizolațiilor cu materiale bituminoase:

- când sunt mai avantajoase decât alte procedee, cum ar fi: utilizarea de betoane impermeabile, ridicarea nivelului inferior al construcției, folosirea sistemelor pentru drenare, impermeabilizarea terenului;
- când nu se pot infiltra în teren produse petroliere, respectiv alte soluții ce pot influența caracteristicile bitumului.

În momentul proiectării construcțiilor subterane trebuie avută în vedere posibilitatea de a executa ulterior lucrările de hidroizolații.

În alegerea unui tip de hidroizolație trebuie avute în vedere criteriile următoare: [60]

- acțiunea solicitărilor mecanice asupra hidroizolației, dar și a temperaturii;
- condițiile geologice și hidrotehnice din amplasament;
- rezistența construcției la fisurare în funcție de valoarea limită de calcul a deschiderii fisurilor:
 - cu o deschidere a fisurilor de până la 0,1 mm;
 - cu o deschidere a fisurilor de 0,1 - 0,2 mm;
 - cu o deschidere a fisurilor de 0,2 - 0,5 mm;
- categoria admisibilă de umezire a suprafețelor interioare (pentru radier, pardoseli și pereți):
 - ud: sunt permise porțiuni de umezeală pe cel mult 20% din suprafața totală, cu posibilitatea de a apărea picături de apă;

- umed: sunt permise porțiuni de umezeală izolate pe cel mult 20% din suprafața totală, fără a permite să apară picături de apă;
- uscat: nu se admit decât pete izolate de umezeală pe cel mult 1% din totalul suprafeței.

7.7. Condiții de execuție

Pentru execuția lucrărilor de hidroizolație a construcțiilor subterane trebuie respectate următoarele: [60]

- hidroizolația pe verticală a pereților trebuie să înceapă de la scafe și să se execute complet pe construcție până la o înălțime maxima de 2 metri. La înălțimi mai mari, legătura cu tronsoanele superioare se execută în trepte cu suprapuneri de minim 10 cm;
- chiturile se pot folosi doar pe suprafețe uscate, masticul de bitum se poate aplica în perioada de vară numai cu temperatura de 160-180°C, respectiv cu 10-20°C în plus iarna, iar emulsiile se pot pune în opera la temperatura suportului de minimum + 15°C;
- se recomandă ca stratul de amorsare folosit la hidroizolarea construcțiilor din spații închise să fie executat cu emulsie de bitum; dacă se utilizează soluții bituminoase, trebuie să fie luate măsuri de ventilare și să fie asigurată supravegherea contra incendiilor;
- rosturile, respectiv străpungerile trebuie să fie întărite cu straturi suplimentare de minim 50 cm lățime, realizate din țesături bitumate sau pânze;
- hidroizolația să fie întărită la scafe și muchii cu fâșii de 50-100 cm lățime, din țesături bitumate sau pânze;
- suprafața pe care se aplică, se impune să fie cu forme geometrice simple și rigide; în cazul scafelor cu muchii rotunjite, acestea trebuie să aibă raza de 5 cm;
- pe întreaga durată de execuție a lucrărilor, nivelul pânzei freatice trebuie coborât și menținut sub cota inferioară a radierului (la minim 30 cm).

Pentru a preîntâmpina alunecarea straturilor hidroizolatoare în zonele expuse razelor solare sau pe timp călduros, hidroizolația trebuie aplicată în structură completă pe porțiuni, iar ulterior se poate executa peretele de protecție. La protecțiile din beton, armătura se recomandă să fie fixată cu distanțieri pentru a nu străpunge hidroizolația.

7.8. Verificări privind calitatea lucrărilor de hidroizolații

Calitatea lucrărilor de hidroizolații (întrucât sunt lucrări ascunse) trebuie verificată pe întreaga perioadă de execuție, iar la final, este obligatoriu să fie încheiat un proces verbal care să ateste:

- etanșeitatea la infiltrații (înainte de a executa hidroizolația pereților);
- proba de umplere cu apă necesară pentru a consuma deformațiile (în cazul bazinelor);
- amplasarea și fixarea pieselor metalice de rost sau străpungere în beton;
- etapele și succesiunea operațiilor;

- calitatea amorsajului și lipirea corectă a tuturor straturilor hidroizolației;
- calitatea suportului (umiditate, planeitate, rigiditate, aderență);
- calitatea materialelor hidroizolatoare.

Suplimentar, dacă sunt suspiciuni, se poate verifica prin sondaj și practic execuția izolației:

- prin încercări de laborator, care pot determina dacă materialele utilizate respectă calitatea;
- se poate desface în puncte izolația pentru a stabili identitatea structurii.

Vizual, se verifică la hidroizolație dacă:

- protecția s-a asigurat în conformitate cu specificațiile din proiect;
- protecția hidroizolației verticale este fără deplasări și aderență;
- panta este fără stagnări de apă către gurile de scurgere și s-a executat conform proiectului;
- racordarea cu elementele de străpungere asigură o etanșare perfectă la rosturi și la gurile de scurgere;
- lipirea straturilor care formează hidroizolația s-a realizat continuu, respectiv uniform cu mastic de bitum;
- hidroizolația este continuă și nu are umflături.

Din punct de vedere al lucrărilor de tinichigerie aferente hidroizolațiilor, se verifică dacă:

- atunci când se toarnă apa în punctele cele mai înalte ale acoperișului, gurile de scurgere funcționează normal;
- gurile de scurgere au montat grătarul;
- paziile, șorțurile, copertinele sunt fixate bine sau executate corect cu falțuri, pentru a asigura protecția și etanșarea hidroizolației;
- burlanele sunt prinse cu brățări etanșe, iar jgheaburile sunt lipite etanș, cu pantă minimă care să asigure scurgerea apelor, fără a stagna.

Pentru suprafețele mai mari de 20 m², se poate realiza doar cu avizul proiectantului de rezistență în scris, o verificare ce constă în inundarea cu un strat de 2-4 cm grosime de apă, măsurată din punctul cel mai înalt (anterior trebuie înfundate gurile de scurgere). În cazul acestei probe, după 72 ore de menținere a apei, pe tavan nu are voie să apară umezeală.

Pentru construcțiile subterane, înainte de a realiza peretele de protecție și umplutura, trebuie examinată timp de 72 ore etanșeitatea, prin oprirea epuizamentului.

7.9. Lucrări de întreținere a hidroizolațiilor

Buna funcționare a hidroizolației la acoperișuri și construcții subterane se poate asigura printr-o întreținere permanentă, ținând cont de următoarele reguli:

- este recomandată curățarea hidroizolațiilor prin măturare umedă de cel puțin 2 ori pe an (la sfârșitul toamnei și la începutul primăverii);
- este interzisă montarea / așezarea peste hidroizolații a unor utilaje sau obiecte cu temperaturi mai mari de 40°C, realizarea focului sau deversarea lichidelor fierbinți;
- nu este permisă schimbarea destinației acoperișului;
- sunt interzise circulațiile mai mari decât permite stratul de protecție;
- este interzisă spargerea hidroizolației, respectiv a stratului de protecție pentru a executa ulterior străpungeri sau ancorări;

- este interzisă depozitarea obiectelor sau realizarea altor amenajări pe acoperișuri / pe hidroizolații.

Integritatea hidroizolațiilor construcțiilor subterane și a încăperilor trebuie menținută pe toată perioada de execuție a protecției hidroizolației (perete de protecție sau șapă), respectiv pe perioada lucrărilor de construcții (cofrare, armare, betonare) care se realizează ulterior hidroizolației, ținând cont de faptul ca:

- destinația încăperilor nu poate fi schimbată, iar fără avizul proiectantului nu se pot face amenajări;
- trotuarele trebuie să fie păstrate curate, executate cu panta spre exterior în vederea scurgerii apelor; se impune colmatarea rosturilor și crăpăturilor mărite cu mastic bituminos;
- nu pot fi efectuate lucrări lângă construcție fără avizul proiectantului și nu sunt permise săpături lângă pereți care pot să înlăture împingerea pământului.

7.10. Prevederi privind exploatarea

7.10.1. Verificări periodice

Hidroizolațiile care sunt accesibile se examinează o data pe an, în general la început de vara.

Aceste verificări urmăresc:

- funcționalitatea și integritatea receptoarelor pluviale (ancoraje, ventilații, etc.);
- alterări ale sistemelor de protecție (pelicule, pietriș, dale);
- depuneri, aglomerări de materiale pulverulente sau vegetale;
- deteriorări ale hidroizolației sau ale altor elemente de protecție (exfolieri, alunecări, desprinderi, etc.).

7.10.2. Lucrări de întreținere

Lucrările de întreținere trebuie executate de fiecare data când este necesar și este recomandat să se realizeze: [60]

- la hidroizolațiile cu o vechime mai mică de 10 ani: 1 data la 2-3 ani;
- la hidroizolațiile cu o vechime între 10 și 15 ani: cel puțin 1 data la 2 ani;
- la hidroizolațiile mai vechi de 15 ani: anual.

7.11. Urmărirea comportării hidroizolației în timp

Comportarea hidroizolației în timp trebuie urmărită. În acest sens, prevederile din P130-1999 definesc: [62]

- a) efectuarea urmăririi curente în concordanță cu instrucțiunile de urmărire curentă, specificate în proiectele de execuție;
- b) obligațiile și răspunderile proprietarilor, investitorilor, proiectanților, executanților, administratorilor, utilizatorilor pentru a urmări în timp construcția;

- c) categoria de urmărire, perioadele de realizare a acestora, metodologia de efectuare.

Urmărirea specială se face la construcțiile de importanță excepțională, deosebită, la construcțiile cu evoluție periculoasă sau la cerere și doar pe baza unui proiect de urmărire specială.

7.12. Caz particular ISHO: tipuri de hidroizolații utilizate la subsolul clădirii înaintea realizării umpluturilor

7.12.1. Hidroizolații temporare la elemente verticale

Acest tip de hidroizolație s-a folosit la pereții clădirilor lângă care, lipit, urmează a se construi în viitorul apropiat alte clădiri. În momentul finalizării noilor construcții învecinate, aceste hidroizolații temporare (figura 7.1. și figura 7.2.) vor fi înlocuite cu hidroizolații definitive.



Figura 174. Hidroizolație temporară



Figura 7.2. Hidroizolație temporară

7.12.2. Hidroizolații permanente Armodillo la elemente verticale

Membrana Armodillo (figura 7.3.) este o membrană cu funcții integrate pentru protecția și drenarea sistemului hidroizolant, care rezolvă concomitent impermeabilizarea și drenajul cu un singur produs și totodată nu necesită strat de protecție.

Armodillo este o membrană fabricată dintr-un compus cu „fază inversă” ce conține bitum distilat, selectat pentru uz industrial, cu un conținut ridicat de polimeri elastomerici și plastomerici, la care polimerii în care este dispersat bitumul formează cel mai consistent ingredient. Membrana este ranforsată cu o țesătură poliesterică nețesută, rezistentă la perforare și sfâșiere, având o elongație ridicată la rupere.

Fața superioară a membranei este amprentată cu crampoane din polimer-bitum elastice și rezistente, care protejează membrana la perforare pe durata umpluturilor și care formează în același timp o rețea eficientă de drenaj, ce permite drenarea rapidă a apei către sistemele perimetrice de drenaj, stopând bălțirile periculoase de apă.

Această membrană a fost aplicată cu flacăra, la fel ca orice membrană bituminoasă pe suport amorsat, cu amorsa Indever. Membranele s-au suprapus și s-au lipit pe lungime (figura 7.4.), în timp ce capetele s-au etanșat fără suprapunere, prin lipirea pe fâșii a membranei ranforsate cu țesătură poliesterică, cu lățimea de 14 cm, lipită anterior de-a lungul peretelui.



Figura 7.3. Membrana Armodillo



Figura 7.4. Montaj membrana Armodillo

Compactarea straturilor de umpluturi lângă clădirea A după realizarea hidroizolațiilor permanente este ilustrată în figurile 7.5.-7.7.:



Figura 7.5. Realizare umpluturi perimetrice subsolului



Figura 7.6. Compactare umpluturi lângă hidroizolație



Figura 7.7. Pământul compactat de lângă subsol

7.12.3. Hidroizolații pentru fundații (radier) cu membrane VOLTEX

Membranele VOLTEX sunt compozite hidroizolatoare foarte eficiente.

Această membrană este formată din bentonite de sodiu și 2 geotextile de polipropilena. Cele 2 geotextile sunt interconectate prin intermediul procesului de poansonare patentat, care confinează și încapsulează stratul de bentonită granulară, având ca scop: [25]

- menținerea unei grosimi uniforme a stratului de bentonită;
- realizarea unei rețele de micro-filamente care se încastrează în betonul proaspăt, asigurând astfel contactul rezistent la beton, blocând migrația apei între membrană și suportul din beton;
- minimalizarea pierderilor de bentonită pe timpul manipulării, înainte și în timpul instalării;
- sporirea rezistenței la prehidratare pe durate mai mari de timp, menținându-și proprietățile;
- asigurarea rezistenței la traficul de șantier fără a se deteriora.

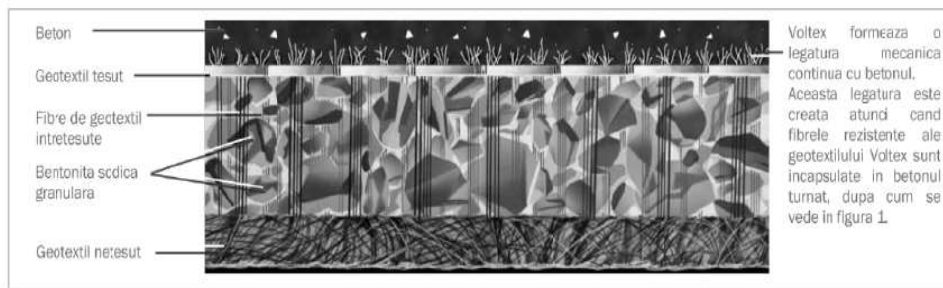


Figura 7.8. Instalarea membranei VOLTEX [25]

Instalarea membranei VOLTEX (figura 7.8.) este ușoară și rapidă: trebuie desfășurată pe suport, iar apoi fixată mecanic. VOLTEX poate fi montată în aproape orice condiții atmosferice pe betonul proaspăt turnat, fără a fi necesari adezivi sau primeri. Aceasta se îmbina ușor pentru a etanșa colturile sau în jurul penetrațiilor. În acest fel, se obține o membrană continuă, care se autoetanșează.

În membrana VOLTEX se află bentonita sodică, ce este uniform încapsulată între 2 geotextile de rezistență înaltă, unul nețesut și altul țesut. [25] Prin întretesere, datorită ultimelor tehnologii, geotextilele se interconectează și astfel este prevenită deplasarea bentonitei (înaintea, în timpul și după instalare). O protecție superioară la eventuale deteriorări accidentale cauzate de activitățile din șantier dar și la intemperii, fără să mai fie nevoie de un strat suplimentar de protecție, este dată de geotextile.

În momentul turnării betonului pe VOLTEX, datorită geotextilului de înaltă rezistență, se realizează o aderență mecanică fermă. Chiar dacă apar tasări ale terenului, legătura mecanică păstrează în contact permanent membrana VOLTEX cu betonul, prevenind în acest fel pătrunderea apei între beton și hidroizolație.

VOLTEX a fost proiectată cu scopul de a impermeabiliza fundațiile pe suportul pregătit corespunzător, fără să mai fie necesară aplicarea unei șape de protecție. Flexibilitatea și inerența materialului fac posibilă instalarea ușoară în zonele de incință de la limitele de proprietate sau pe suprafețele neregulate. După decofrare, VOLTEX se poate monta imediat (nu este necesară așteptarea întăririi betonului). Această membrană realizează un sistem de impermeabilizare activă. Diferența între impermeabilizarea pasivă și cea activă este ilustrată în figura 7.9.

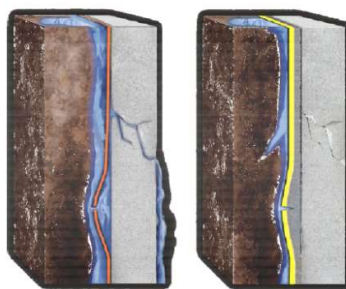


Figura 7.9. Impermeabilizarea pasivă vs activă

Substratul pe care se aplică VOLTEX este obligatoriu să fie pregătit conform specificațiilor următoare: neted, fără goluri mari sau proeminente, fără obiecte tăioase, pietre, bucăți de moloz, care pot afecta integritatea membranei ca urmare a traficului de pe șantier. Golurile și cavitățile ce depășesc diametrul de 20 mm, fisurile și rosturile trebuie umplute cu mortar de ciment, pasta hidroizolatoare BENTOSEAL sau pasta WATERSTOPPAGE (granule bentonita și apa), în scopul atingerii unui grad corespunzător de nivelare față de suprafețele adiacente, urmărind configurația substratului original din beton. [25] Proeminențele ce depășesc 20 mm trebuie îndepărtate până la nivelul suprafeței. În general, suprafețele ondulate sunt acceptate, nu însă și muchiile, bavurile exagerate, schimbările bruște de nivel.

Membrana VOLTEX s-a instalat pe suport cu geotextilul țesut, gri închis, către aplicator, pentru a asigura incastrarea membranei în beton. Înainte de a începe lucrările de armare, s-a inspectat întreaga suprafață a membranei. Membrana a fost

curățată de toate resturile de materiale, rămășițele de moloz, ambalaje, etc. Marginile adiacente s-au suprapus 10 cm, iar capetele fâșiilor de membrană s-au decalat cu 30 cm (figura 7.10.).

Această membrană s-a instalat în contact intim cu substratul, urmărind cât mai strâns configurația suprafeței, fără a lăsa goluri între membrană și substrat (figura 7.11.).

Suprafețele pe care au fost aplicate hidroizolațiile Voltex sunt:

- hidroizolație berlineză



Figura 7.10. Hidroizolație montată pe berlineză



Figura 7.11. Finalizare montaj hidroizolație berlineză

- hidroizolație sub radierul clădirii (figura 7.12. și figura 7.13.)



Figura 7.12. Hidroizolație radier



Figura 7.13. Hidroizolația aplicată pe întreaga suprafață a radierului

- hidroizolație sub radierul casei pompelor (figura 7.14. și figura 7.15.)



Figura 7.14. Aplicare hidroizolație radier casa pompelor

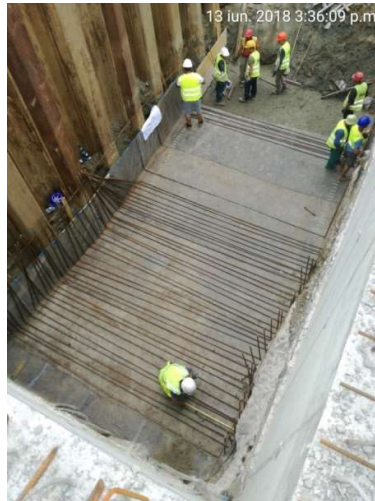


Figura 7.15. Aplicare armatură peste hidroizolație

- hidroizolație piloți forajți (figura 7.16.)

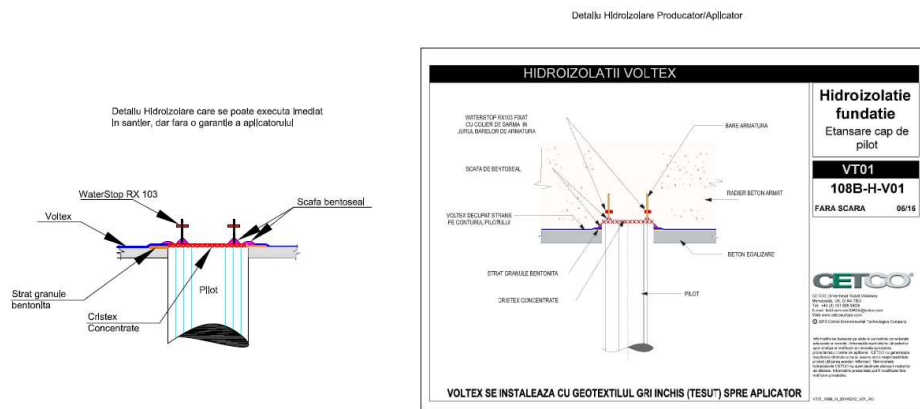


Figura 7.16. Hidrozolarea piloților forajți

8. DESCRIEREA INELULUI DE INCENDIU EXTERIOR NECESAR FUNCȚIONĂRII CLĂDIRII A ISHO

În conformitate cu normativele în vigoare, o clădirea înaltă, cum este și blocul de 20 de etaje, este obligată să aibă prevăzut un sistem funcțional și eficient de stingere a unui eventual incendiu. Din acest motiv, proiectanții de specialitate au fost nevoiți să elaboreze un proiect particularizat, în funcție de situația din teren.

Inelul de incendiu exterior care deservește și blocul de 20 de etaje presupune captarea apei din canalul Bega (sursă inepuizabilă de apă), prin intermediul unei prize de captare, cu ajutorul unei conducte de transport, pe cale gravitațională, unde debitul și presiunea din inelul de incendiu exterior sunt asigurate cu ajutorul unei stații de pompare. Această apă este stocată în permanență într-o construcție separată, dar alipită de blocul A, denumită casa pompelor, care în orice moment dispune de o cantitate suficientă de apă pentru a putea fi folosită la stingerea unui incendiu.

Acest caz de alimentare cu apă pentru incendiul exterior a prezentat o particularitate deosebită datorită faptului că Bega se află în proximitate și are un debit de curgere constant (un nivel cvasiconstant reglat din râul Timiș, fiind asigurat un flux continuu de apă în permanență), lucru care a reprezentat un avantaj în găsirea acestei soluții inovative în Timișoara.

Pe lângă alimentarea cu apă pentru stingerea incendiilor din exteriorul clădirii, a fost prevăzut și un sistem pentru stingerea incendiilor în interiorul acesteia. Astfel, pentru a asigura alimentarea cu apă, a fost montat un rezervor cu o capacitate de 130 mc racordat la instalațiile de hidranți interiori și sprinklere realizate în clădire.

Blocul A are separat și un sistem de detecție, semnalizare și avertizare incendiu, centrala de incendiu fiind amplasată într-o cameră special destinată, cu acces ușor din exterior, amplasată la subsol, în centrul de greutate al clădirii.

8.1. Componenta sistemului de incendiu exterior

8.1.1. Priza de captare și conducta de transport apă din Bega la stația de pompare

Dimensionarea acestora s-a realizat pentru debitul de 25 litri/secunda ($Q_{RI}=25,0$ litri/secunda), respectând specificațiile normativului P118/2-2013. [61]

În vederea dimensionării prizei de captare, s-a realizat un studiu hidrologic cu informații referitoare la debitele și nivelurile maxime de apă, cu anumite posibilități de depășire pe canalul Bega, pe sectorul cuprins între podul Decebal (denumirea veche Podul Dacilor) și podul Traian (denumirea veche podul Decebal). [68]

Construcția este amplasată în taluzul aferent malului drept al canalului Bega și are o lățime maximă la priză de 2.60 metri, iar în zona de racord la conducta de transport are o lățime de 1.60 metri.

Cota radierului prizei de apă s-a realizat la cota absolută -83.40 mdMN.

Priza pentru captarea apei din canalul Bega este o construcție din beton armat C25/30 S2 - P8 - C10.2 CEM II H II A S, turnată monolit, cu dozaj de ciment 320 kg/mc, A/C = 0.50, otel beton PC 52 și agregate 0-16 milimetri, cu clasa de

expunere XC2+XF3. Ea are un radier cu o înălțime de 45 centimetri și pereți cu o grosime de 30 centimetru. La partea inferioară, s-a realizat pe toată lungimea un pînten cu dimensiunea de 1.00 x 0.50 metri. [67]

Pentru a preveni înfundarea prizei de apă cu corpuri străine (vegetație, crengi, etc), s-a prevăzut un grătar metalic realizat din otel inox, montat la un unghi de 75 grade, care permite curățarea manuală a acestuia.

În cazul în care ulterior se va dori închiderea prizei de apă pentru a se putea realiza mentenanța, s-a prevăzut un batardou. Accesul la grătar și batardou se va face prin intermediul a doua planșee din grătare metalice (otel inox) amplasate la cote diferite. Planșeul aferent batardoului este prevăzut cu balamale pentru a oferi acces facil la grătar.

Cu ajutorul unei conducte cu curgere gravitațională, DN300 mm, din PAFSIN, SN 10000, L = 33 metri liniari, montată îngropat și pozată prin foraj orizontal, se realizează transportul apei de la priza de captare la stația de pompare. Aceasta s-a montat cu pantă de 1,0% spre stația de pompare. Conducta DN 300 milimetri din PAFSIN s-a înglobat în țeava de protecție Ø406,4x10 milimetri din otel și pentru a fi protejată anticoroziv, i-a fost aplicată la exterior o emulsie de bitum în două straturi. [67]

8.1.2. Stația de pompare incendiu exterior

Stația de pompare a incendiului exterior este o construcție independentă, dar lipită de subsolul clădirii A.

Stația de pompare este o construcție de tip cuva, montată îngropat pe domeniul privat, din beton armat, cu clasa de expunere XC2+XF3, beton armat C25/30 S2 - P8 - C10.2 CEM II A-S 42.5R, dozaj de ciment 300 kg/metri cubi, A/C = 0.50, oțel beton PC 52 și agregate 0-16 milimetri. [67]

Pereții stației de pompare au fost prevăzuți cu o rezistență la foc REI 180, iar planșeul acesteia, REI 90.

Aceasta are doua compartimente: [67]

- un compartiment cu dublu rol compus din camera de decantare și camera de aspirație a pompelor, cu dimensiunile la interior de L = 6,30 metri, l = 4,0 metri și H = 6,15 metri;
- un compartiment uscat pentru pompele de incendiu, cu dimensiunile la interior de L = 4,0 metri, l = 2,95 metri și H = 6,15 metri.

Bazinul decantor a fost proiectat și executat cu pereți șicană în vederea asigurării unei viteze medii a apei care să nu depășească 0,2 metri/secundă pentru a se putea realiza decantarea apei într-un procent cât mai mare. Acesta este despărțit de bazinul de aspirație printr-un perete deversor, care are rol de a împiedica pătrunderea materiilor decantate la nivelul conductelor de aspirație.

8.2. Săpături

8.2.1. Săpături cu pereți verticali sprijiniți

În situațiile în care nu se pot executa un taluz, iar adâncimea săpăturii este mare, lucrările de excavație trebuie realizate cu pereți verticali sprijiniți.

Dimensiunea excavației în plan trebuie realizată în concordanță cu spațiul necesar execuției propriu-zise a lucrărilor de fundații și cu grosimea sprijinirilor. Pentru a sprijini săpăturile cu adâncimi mai mari de 5,00 metri, trebuie întocmit un

proiect special de execuție prin care se stabilesc elementele și dimensiunile necesare realizării sprijinirilor (prin proiect se precizează inclusiv ordinea în care se montează și se demontează diferite elemente ale sprijinirilor).

8.2.2. Săpături sub nivelul apei subterane

La săpăturile adânci, executate sub nivelul apelor subterane, trebuie utilizate epuzimente pentru a evacua apa.

8.3. Epuzimente

8.3.1. Epuzimente directe

Excavațiile trebuie protejate odată cu coborârea cotei săpăturii sub nivelul apei subterane prin intermediul rețelelor cu șanțuri de drenaj. Acestea preiau apă pe care o conduc către niște puțuri colectoare. De acolo, prin pompare, apa este îndepărtată.

Odată cu avansarea săpăturii este necesar ca șanțurile să se adâncească sau să se realizeze la nivele succesive ale săpăturii, niște rețele de drenaj. Rețeaua de drenaj împreună cu puțurile colectoare trebuie amplasate în așa fel încât să nu fie împiedicată execuția fundațiilor, iar apa să fie colectată pe cel mai scurt drum.

Pentru a putea amplasa sorbul sau pompa submersibilă, puțurile colectoare trebuie să aibă secțiunea suficient de mare și trebuie să fie situate cu cel puțin un metru sub fundul săpăturii. Este important să fie luate măsuri pentru menținerea stabilității pereților, mai ales în cazul săpăturilor executate în pământuri cu particule fine, antrenabile, la care pot apărea afluxuri importante de apă.

Sprijinirea pereților cu palplanșe contribuie la mărirea gradului de stabilitate al fundului unei săpături influențate de prezența unor epuzimente directe sau de acțiunea apelor din infiltrații. Prin pompare directă, se poate evacua apa din groapa de fundație, iar tipul și numărul de pompe folosite se stabilesc în funcție de distanța la care trebuie pompată apa, de adâncimea gropii și de debitul apei de infiltrație.

La stabilirea tipului de pompă trebuie ținut cont de faptul că:

- pompele cu diagrama se utilizează pentru ape murdare care antrenează nămol;
- pompele centrifuge se folosesc pentru ape puțin murdare sau curate.

Când apa este evacuată continuu din săpătura, este important să fie respectate următoarele reguli:

- să existe un grup electrogen de rezervă pentru o eventuală întrerupere de curent;
- coloana de aspirație să nu aibă o înălțime mai mare de 6 metri; în caz contrar, pompele trebuie înlocuite cu pompe submersibile etajate sau coborâte pe platformele de lucru;
- stația de pompare să aibă prevăzute agregate de rezervă.

8.3.2. Epuzimente indirecte

În situația unor adâncimi mari de săpătură sau a unor debite importante de apă, trebuie folosite sisteme de epuzimente indirecte (foraje sau sisteme de filtre aciculare). Aceste sisteme se pot executa doar pe baza unor proiecte speciale,

întocmite sub stricta supraveghere a inginerului geotehnician. În cazul lucrărilor deosebite, săpăturile se pot executa în soluri cu apă subterană doar în incinte închise etanș.

Este important ca epuizementele să nu provoace instabilitatea pământurilor aflate în zonă sau alte pagube ca urmare a afuiierilor de sub clădirile învecinate.

În terenurile cu infiltrații puternice, se pot realiza epuizmente cu puțuri de drenare (cu precizarea că amplasarea acestora sub talpa fundațiilor construcțiilor este interzisă).

Modul de execuție al epuizmentelor care nu fac baza unor studii prealabile se stabilește în funcție de situația hidrogeologica.

8.4. Sprijiniri cu palplanșe metalice

8.4.1. Prevederi generale - palplanșe din oțel

Palplanșele noi trebuie să respecte prevederile standardului SR EN 1993-5:2007 Eurocod 3, partea 5. [78]

În ceea ce privește forma, calitatea, tipul și marca oțelului, palplanșele refolosite trebuie să fie cel puțin conforme cu specificațiile definite în proiect.

8.4.2. Faze de execuție

Fazele de execuție ale lucrărilor trebuie să fie conforme cu prevederile din proiect. Criteriile care permit trecerea de la o fază la următoarea trebuie să fie bine definite. Pentru fiecare fază de execuție este necesară supravegherea:

- nivelurilor și abaterilor de rambleere și de excavație;
- nivelurilor și fluctuațiilor apelor subterane și libere;
- caracteristicilor materialelor dar și a calității umpluturii în lungul ambelor părți ale peretelui de palplanșe și în fața plăcilor de ancoraj;
- deplasărilor pereților din palplanșe la sfârșitul diferitelor faze;
- restricțiilor referitoare la supra încărcări.

8.4.3. Sudarea și tăierea elementelor din oțel

Sudarea și tăierea palplanșelor metalice se poate realiza doar respectând prevederile Anexei B din standardul SR EN 12063. [73]

Sudarea și tăierea palplanșelor metalice, ca și pregătirea elementelor principale ale pereților micști, trebuie să fie conforme cu specificațiile de calitate definite în proiect.

Pregătirea marginilor și tăierea elementelor de oțel trebuie făcute în așa fel încât tăierea cu flacără să nu aibă efect advers asupra calității îmbinării. Toleranțele dimensionale trebuie să fie conform EN 29692:1994. [82]

Dacă nu se prevede altfel, pregătirea îmbinărilor, procedeele de sudare și descrierea sau calificarea procedurii de sudare trebuie să fie conform Tabelului 1 - Prescripții de sudare pentru palplanșele de oțel (SR EN 12063 cap. 8.4 – „Sudarea și tăierea elementelor de oțel”). [73]

Pentru elementele principale tubulare, trebuie asigurat ca distanța dintre racorduri și cordonul longitudinal al elementului să fie mai mare sau egală cu 300

mm, iar cordoanele circulare și elicoidale ale elementului să fie prelucrate la nivelul racordurilor.

Metalul obținut prin sudare trebuie să aibă caracteristici mecanice cel puțin echivalente cu cele ale materialelor de bază.

Pentru a preveni orice risc de fisurare, temperaturile de preîncălzire trebuie să țină seama de conținutul în cărbune echivalent al oțelului, de procedeul de sudare și de tipul de îmbinare. Este important ca temperatura unei suduri să fie mai mică sau egală cu 250°C înainte ca următorul pas să înceapă. Preîncălzirea trebuie să se extindă pe cel puțin 75 mm de o parte și alta a sudurii. [82]

Este important să fie luate măsuri speciale pentru ca deformațiile și contracțiile care rezultă din sudură să fie minime.

Când este posibil, se recomandă ca sudurile cap la cap să fie poziționate suficient de departe de secțiunea momentului de încovoiere maxim. În plus, este indicat să se decaleze cu cel puțin 0,5 m nivelul sudurilor cap la cap între palplanșele adiacente ale unui perete.

Palplanșele nu trebuie să aibă variații brutale ale secțiunii în sens longitudinal. Plăcile, eclisele și elementele de palplanșă utilizate pentru ranforsare trebuie să fie teșite.

8.4.4. Înfigerea palplanșelor

Metoda de înfigere aleasă trebuie să asigure respectarea specificațiilor din proiect referitoare la toleranțele peretelui din palplanșe după punerea sa în operă. Trebuie avute în vedere următoarele aspecte:

- să fie atins nivelul cerut pentru piciorul peretelui;
- să fie respectată poziția din plan și verticalitatea conform capitolului 8.6 din SR EN 12063; [73]
- să fie evitată orice stricăciune notabilă la palplanșe și joante (decuplare);
- să fie obținut coeficientul de permeabilitate cerut;
- forțele de înfigere să acționeze pe axa neutră a palplanșelor și a elementelor principale;
- să fie menținută ordinea înfigerii elementelor principale în cazul unui perete mixt;
- să fie atinsă capacitatea portantă cerută, dacă este cazul;
- să fie definite gabaritele pentru pereții micști și palplanșele plate (conform Anexei D din SR EN 12063). [73]
- echipamentul de înfigere să fie conform.

Suplimentar, se recomandă ca:

- ghidajele pentru înfigere să fie stabile, rigide și dispuse la niveluri corespunzătoare astfel încât să asigure introducerea și verticalitatea palplanșelor în cursul înfigerii;
- aceste sisteme de ghidare să fie proiectate pentru a evita deteriorarea acoperirilor palplanșelor (de exemplu, folosind rulouri de ghidare);
- utilajele de înfigere sau ghidajele de înfigere al palplanșelor să fie poziționate cu precizie astfel încât toleranțele specificate să fie respectate;
- în cazul unei incinte închise, să se respecte poziția în plan și verticalitatea palplanșelor la închidere;
- ordinea de înfigere a elementelor principale ale unui perete mixt și poziția acestora să fie în conformitate cu punctul 8.6.1. al standardului SR EN 12063; [73]

- căștile pentru batere să fie adaptate la profilul palplanșei (pernele amortizoare trebuie regulat verificate ținând seama de recomandările furnizorilor sau de experiența acumulată cu materialele folosite).
- la folosirea lubrifianților sau a noroiului de bentonită, pentru a ușura înfigerea, să fie respectate reglementările locale referitoare la mediu;
- joantele palplanșelor plate să nu fie unse (datorită riscului de reducere a rezistenței la decuplare);
- la folosirea lubrifianților în joante, aceștia să respecte specificațiile din proiect;
- la palplanșele care au joante de tip bărbat - femelă, să se înfigă joanta bărbat înainte.

8.4.5. Extragerea palplanșelor

Când se realizează extragerea palplanșelor, trebuie ținut cont de:

- Punerea în eventuală comunicare a diferitelor regimuri de ape subterane;
- Deplasările orizontale și verticale ale terenului înconjurător.

Extragerea palplanșelor din pământurile coezive trebuie făcută cu atenție întrucât acesta poate să adere pe fețele laterale ale palplanșelor, formând goluri în pământ. În nisipuri afânate și în prafuri, vibrațiile și golurile sunt susceptibile să provoace tasări ale terenului, care pot să stea la originea stricăciunilor în construcții și în instalațiile vecine. Asemenea deplasări de teren și punerea în eventuala comunicare a diferitelor regimuri de apă subterană pot fi evitate dacă este injectat în aceste goluri lapte de ciment sau alt produs asemănător în timpul extragerii.

Când palplanșele se găsesc în apropiere de structuri sensibile, de uzine chimice, de rețele de infrastructură sensibile, de linii de cale ferată subterană etc, extragerea trebuie făcută cu grijă. Manipularea și transportul palplanșelor destinate a fi refolosite trebuie făcută în conformitate cu capitolul 8.3 al standardului SR EN 12063. [73]

8.4.6. Toleranța la instalare și verticalitate

Când nivelurile capetelor palplanșelor (ale elementelor principale și intermediare ale unui perete mixt) diferă cu mai mult de 50 mm față de nivelul specificat în proiect, se recomandă demonstrarea că performanțele cerute sunt satisfăcute. Dacă nu este cazul, palplanșele se montează în conformitate cu cerințele execuției.

Când înfigerea are loc în straturi de pământ foarte dur, trebuie acordată o atenție specială rigidității și stabilității ghidajului de înfigere pentru ca înclinările transversale și longitudinale și deplasările orizontale ale palplanșelor să rămână, în cursul înfigerii, în toleranțele specificate anterior.

Teșirea sau tăierea parțială a piciorului unei palplanșe de oțel pentru a preveni înclinarea longitudinală nu trebuie realizată, datorită riscului de decuplare.

Când se produce o înclinare transversală sau o rotire a unei palplanșe în timpul înfigerii, se recomandă extragerea ei și înfigerea din nou în cazul în care alte măsuri nu se pot lua. Când are loc o înclinare longitudinală a palplanșelor în cursul înfigerii, se recomandă oprirea acestei înclinări prin exercitarea unei împingeri sau tracțiuni asupra peretelui.

8.4.7. Ancoraje, filate și șpraițuri

Ancorajele, filatele, șpraițurile și elementele conexe trebuie să respecte detaliile, calitatea și clasele materialelor dar și criteriile de performanță prevăzute prin proiect și prin detaliile de execuție aferente.

8.4.8. Excavare, rambleere, drenaj și epuizment

Excavarea, reambleerea, drenajul și evacuarea apelor (prin epuizmente) trebuie să fie realizate cu grijă și în conformitate cu specificațiile prevăzute în proiect.

Când o excavație se execută prin dragaj, abaterile de nivel pot să fie importante. Precizia dragajului depinde de următoarele elemente:

- tipul de dragă;
- natura pământului;
- adâncimea apei și caracteristicile valurilor.

Evacuarea apei provoacă o creștere a eforturilor efective din teren, motiv pentru care poate să fie dificilă înfigerea palplanșelor.

Excavarea și rambleerea trebuie să nu provoace stricăciuni pereților din palplanșele instalate.

8.4.9. Manipularea și depozitarea palplanșelor

Pentru manipularea și depozitarea palplanșelor trebuie respectate prevederile Anexei A a standardului SR EN 12063. [73]

8.4.10. Etanșarea la apă a joantelor

Când pereții din palplanșe sunt folosiți pentru a susține excavații adânci, în care trebuie menținut un nivel scăzut al apei subterane, situația hidrogeologică poate fi schimbată în mod defavorabil. În acest sens trebuie asigurată baterea palplanșelor la cotele prevăzute în proiect, iar în cazul în care sunt necesare măsuri suplimentare, trebuie anunțat proiectantul în vederea stabilirii acestora. Măsurile recomandate pentru a asigura etanșeitatea pereților din palplanșe sunt:

- aplicarea unor fluide sau masticuri speciale pentru a astupa golurile joantelor;
- aplicarea unor materiale de etanșare gonflabile la apă sau de elastomeri;
- sudarea joantelor, dacă acest lucru este posibil;
- injectarea cu bentonită în joantele libere (în timpul înfingării palplanșelor) – cu ciment sau cu fluide chimice gonflabile și întăritoare;
- umplerea cu noroi de ciment bentonitic a găurilor forate înainte de înfigerea joantelor pe amplasament;
- amplasarea peretelui din palplanșe într-o tranșee umplută cu noroi de bentonită - ciment;
- realizarea unui ecran impermeabil separat, în spatele peretelui din palplanșe;
- combinarea a două tehnici ca: umplerea joantelor cu un produs special și umplerea găurilor perforate cu bentonită.

8.4.11. Supraveghere și control

a) Supraveghere

Se recomandă dispunerea pe amplasamentul construcției a unui program de supraveghere. În acest program trebuie înregistrate frecvent cel puțin următoarele date: valorile critice ale deplasărilor, ale forțelor și nivelurile apei.

Supravegherea tuturor lucrărilor referitoare la execuția structurii cu pereți din palplanșe trebuie să respecte prevederile capitolului 4 din SR EN 1997-1. [79]

Supravegherea trebuie să includă, dacă este nevoie, și verificările, respectiv observațiile următoare:

- dacă toate condițiile din amplasamentul lucrărilor, caracteristicile pământurilor, ale apei freactice și ale apei libere sunt în conformitate cu datele din proiect;
- dacă există obstacole în teren, neprevăzute în proiect, în măsură să împiedice înfigerea palplanșelor;
- dacă metoda de înfigere este capabilă să introducă palplanșele în pământ, în conformitate cu specificațiile din proiect și cu cerințele referitoare la mediu;
- dacă fazele și metodele de execuție, respectiv criteriile privind trecerea de la o fază la următoarea sunt conforme cu cele prevăzute în planul de execuție;
- dacă elementele principale și elementele intermediare ale unui perete mixt sunt depozitate și manipulate corect;
- dacă palplanșele, elementele principale, elementele intermediare și celelalte elemente ale structurii unui perete mixt satisfac prescripțiile din capitolul 6 al SR EN 12063; [73]
- dacă operațiunile, materialele și produsele folosite pentru protecția elementelor de oțel și conservarea elementelor de lemn sunt conforme cu 6.4 din SR EN 12063; [73]
- dacă șabloanele și celelalte dispozitive folosite pentru a ghida palplanșele în timpul înfigerii sunt bine poziționate și suficient de stabile pentru a garanta că abaterile specificate sunt respectate;
- dacă verticalitatea elementelor primare ale unui perete mixt, în timpul poziționării și introducerii, este verificată cu aparate suficient de precise;
- dacă palplanșele, elementele principale și elementele intermediare ale unui perete mixt se înscriu în abaterile specificate la capitolul 8.6 din SR EN 12063; [73]
- dacă pozițiile elementelor de ancoraj sunt conforme cu specificațiile date în proiect;
- dacă supraîncărcările din spatele peretelui din palplanșe sunt în limitele luate în calcul pentru toate fazele de execuție;
- dacă există stricăciuni în construcțiile, instalațiile sau în rețele subterane din apropiere cauzate de executarea lucrărilor;
- dacă în cursul execuției lucrărilor s-au produs evenimente care pot să aibă un efect defavorabil asupra calității structurii.

b) Control

Este recomandată înregistrarea datelor de înfigere pentru cel puțin câteva palplanșe, cu scopul de a urmări dacă stratificația terenului este conformă cu cea prevăzută în proiect.

Când palplanșele sunt prevăzute să transmită încărcări verticale, diagrama de înfigere trebuie înregistrată pentru cel puțin ultimul metru de înfigere, în afară de cazul în care palplanșele sunt într-un strat de rocă. În acest caz, pentru a fi sigur că

ele au atins adâncimea stabilită, controlul trebuie făcut în conformitate cu prevederile proiectului.

Când nivelurile apei subterane și ale apei libere înregistrează valori critice față de proiect, este important ca acestea să fie controlate la intervale scurte de timp.

Se impune continuarea controlului nivelului apei subterane sau ale presiunilor interstițiale și după terminarea lucrărilor, până când se constată că nici un efect defavorabil nu se poate produce.

Când lucrarea este situată într-o zona construită, este sugerată înregistrarea periodică a nivelurilor de vibrație și zgomot de pe amplasamentul construcției și de pe clădirile cele mai expuse. Este bine ca asemenea măsurători să fie făcute după practici locale, astfel încât rezultatele să poată fi comparate cu valorile prevăzute în proiect.

Este indicată măsurarea periodică, cu precizie suficientă, a deplasărilor orizontale înregistrate la capul peretelui din palplanșe, în puncte stabilite în prealabil, astfel încât rezultatele să poată fi comparate cu valorile prevăzute în proiect.

Când construcții sau instalații sensibile sunt apropiate de o structura cu pereți din palplanșe, trebuie luate în considerare și următoarele măsurători:

- de deplasări la adâncimi alese;
- de tasări la aceste construcții și instalații;
- ale forțelor de ancoraj.

În timpul înfigerii unui perete mixt, este importantă folosirea detectorilor de decuplare pe cel puțin o parte dintre elementele intermediare. Se recomandă ca această operațiune să fie cuplată cu o înregistrare a datelor de înfigere, astfel încât să poată fi folosită ca mijloc de detectare a eventualelor decuplări.

Când condițiile sunt dificile, controlul înfigerii palplanșelor nu oferă decât o indicație aproximativă asupra eventualelor decuplări. Detectorii de decuplare pot fi însă folosiți pentru a verifica integritatea peretelui realizat din palplanșe.

În timpul extragerii palplanșelor sau a elementelor principale, este indicată consemnarea duratei de extragere a fiecărui element. Pentru unele dintre ele, se recomandă măsurarea deplasărilor terenului.

8.5. Reprezentare schematică

În figurile 8.1. – 8.8. este reprezentată schematic casa pompelor prin intermediul vederilor de sus / în plan, cât și cu ajutorul secțiunilor și detaliilor.

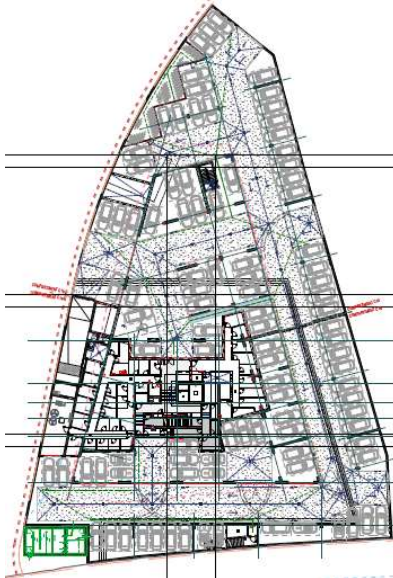


Figura 8.1. Casa pompelor – marcată cu verde, alipită de clădirea A

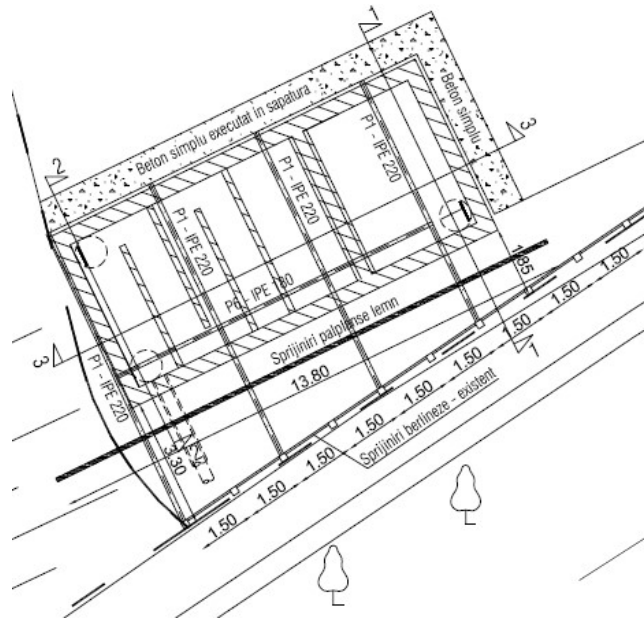


Figura 8.2. Vedere de sus

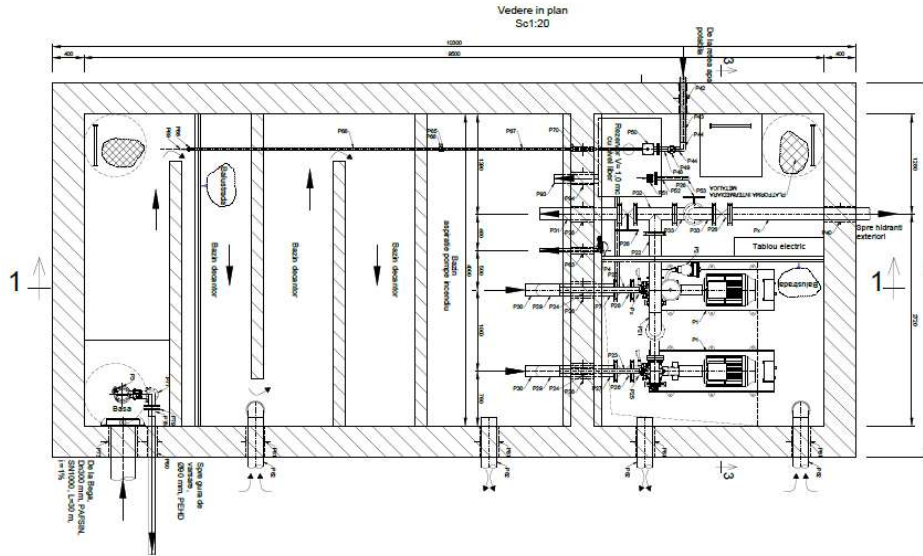


Figura 8.3. Vedere în plan instalare echipamente

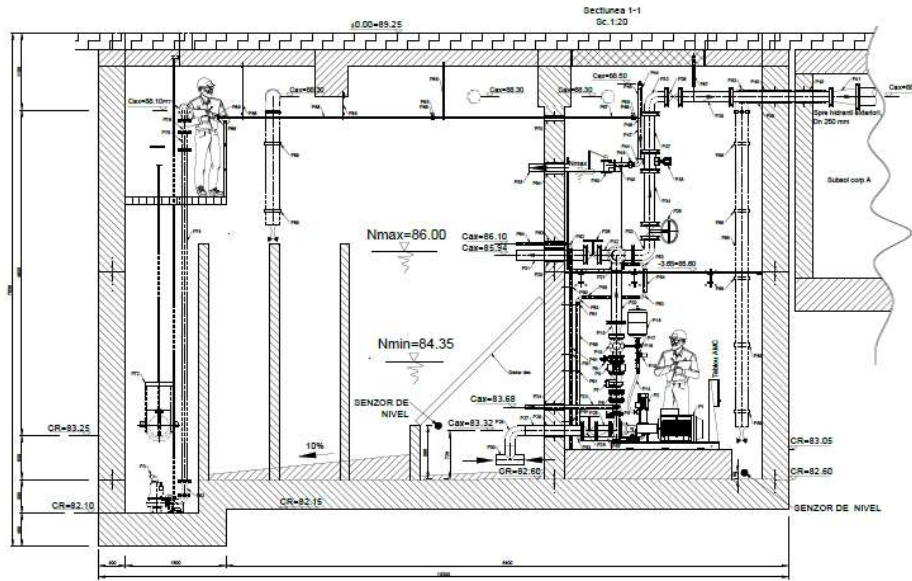


Figura 8.4. Instalare echipamente secțiunea 1-1

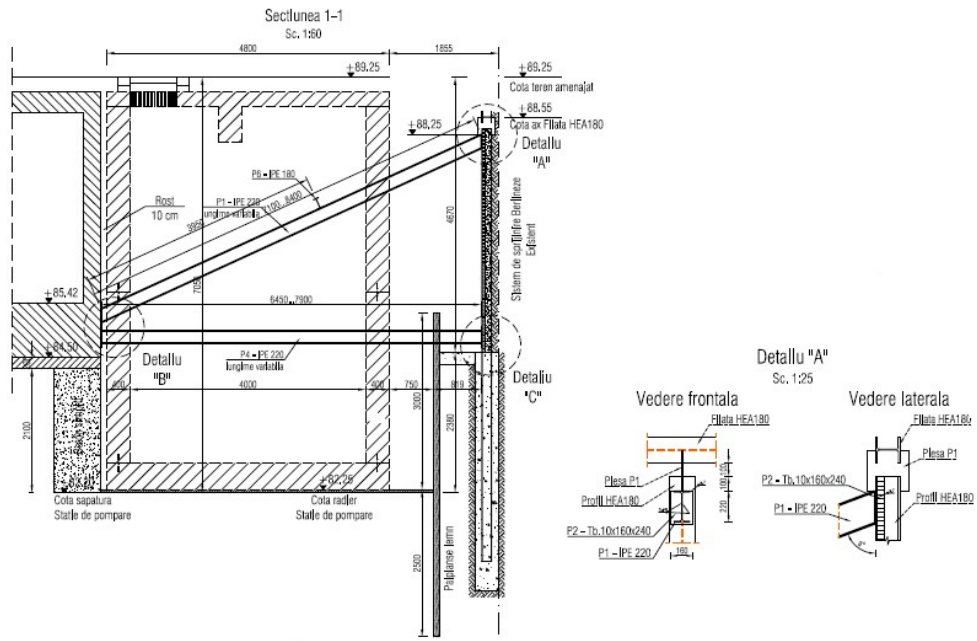


Figura 8.5. Secțiunea 1-1 și detaliul A

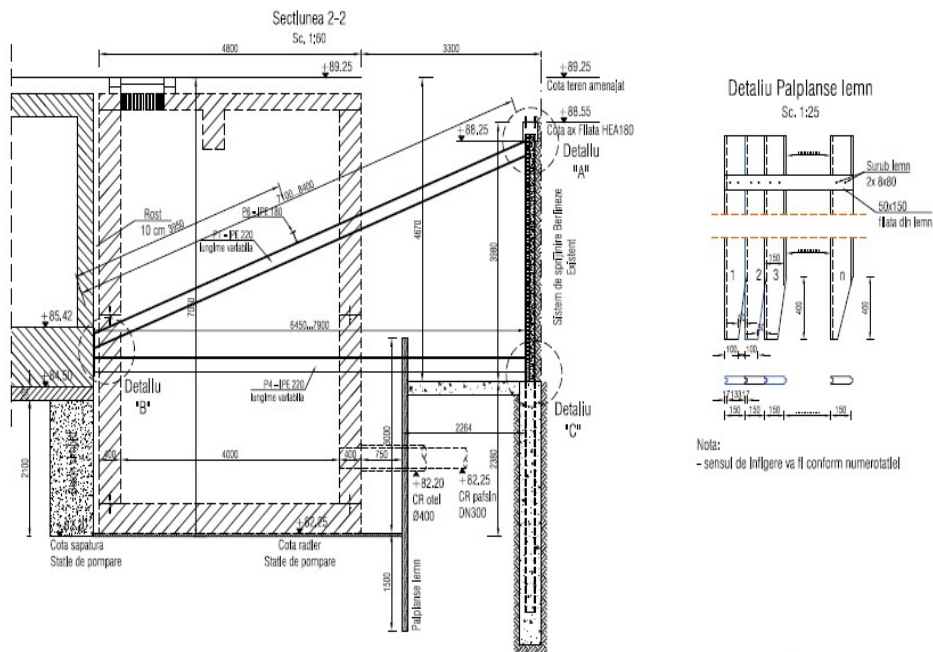


Figura 8.6. Secțiunea 2-2

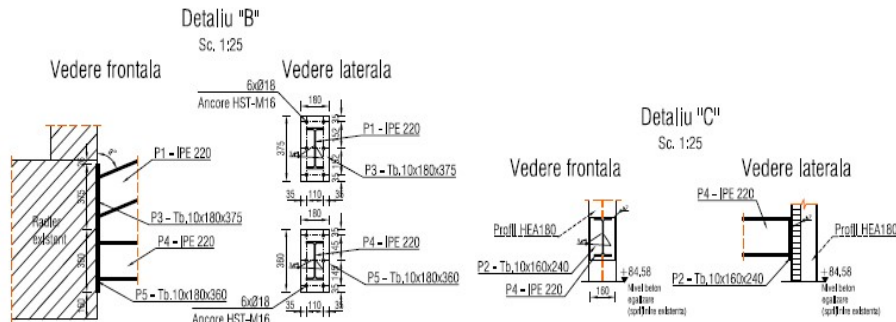


Figura 8.7. Detaliul B și C

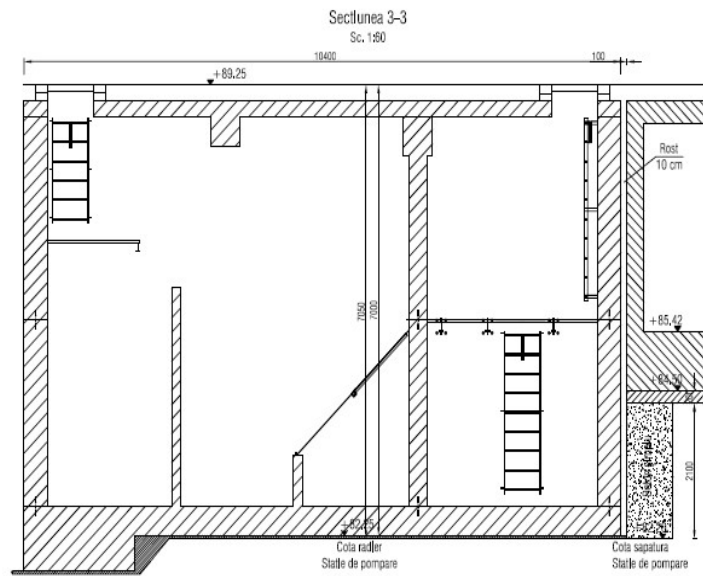


Figura 8.8. Secțiunea 3-3

8.6. Documentație fotografică privind casa pompelor

Construcția se bazează pe principiul vaselor comunicante.

Pentru realizare au fost folosite palplanșe montate prin batere în Bega (figura 8.9. și figura 8.10.); cu ajutorul unor pompe a fost scoasă apa din interiorul cuvei obținute, putându-se astfel executa lucrările de armare (figura 8.11.) și

betonare (figura 8.12.) a gurei de captare. Doar după ce a fost realizată priza de captare, s-a trecut la execuția lucrărilor de subtraversare (figura 8.13.).

Priza de captare



Figura 8.9. Batare palplanșe pentru priza de captare



Figura 8.10. Batare palplanșe pentru priza de captare



Figura 8.11. Armare priză de captare



Figura 8.12. Betonare priză de captare



Figura 8.13. Subtraversare priză de captare – stație de pompare

Stația de pompare

Aceasta este o construcție independentă, alipită de subsolul clădirii A (figura 8.17), între cele două existând rost de lucru. Pentru execuția ei au fost folosite palplanșe introduse în teren prin batere (figura 8.14.). Cofrarea stației de pompare este ilustrată în figura 8.15., iar armarea și betonarea se poate observa în figura 8.16.



Figura 8.14. Batere palplanșe pentru stația de pompare



Figura 8.15. Cofrare stație de pompe



Figura 8.16. Armare+betonare stație de pompe



Figura 8.17. Stația de pompe alipită clădirii A

9. AMENAJĂRI URBANISTICE PENTRU ASIGURAREA FUNCȚIONALITĂȚII DEZVOLTĂRII ISHO

Dezvoltarea complexului rezidențial ISHO Living și execuția blocului de 20 de etaje a condus la majorarea traficului din zona datorită numărului mare de apartamente și implicit de locuitori, iar realizarea porțiunii din Inelul II de circulație aflată în vecinătatea amplasamentului a devenit o necesitate. În acest context, inevitabilul a venit, și pe baza studiilor realizate în teren (atât studii referitoare la circulație / mobilitate, cât și studii de teren cu caracteristicile amplasamentului), s-a întocmit proiectul de execuție și astfel, s-au putut finaliza lucrările din zona.

9.1. Analiza amplasamentului

9.1.1. Date generale

Municipiul Timișoara se afla în zona de vest a României, în Banat, și este reședința județului Timiș. Legătura rutieră cu localitățile din zonă și din țară se face prin intermediul drumurilor naționale 6, 59, 59A și a drumurilor județene 592, 591, 595, 692, 691, drumuri cu îmbrăcămînți moderne.

La nivelul Municipiului Timișoara, Inelul II de circulație se desfășoară pe traseul: B-dul C. Coposu, B-dul V. Pârvan, Splaiul T. Vladimirescu, Calea Circumvalațiunii, zona Iulius Mall, strada E. Baader și strada. J.H. Pestalozzi, cu mențiunea că între Piața Consiliului European (Calea Circumvalațiunii) și strada Pestalozzi, traseul Inelului II nu este încă realizat (figura 9.1.). [66]

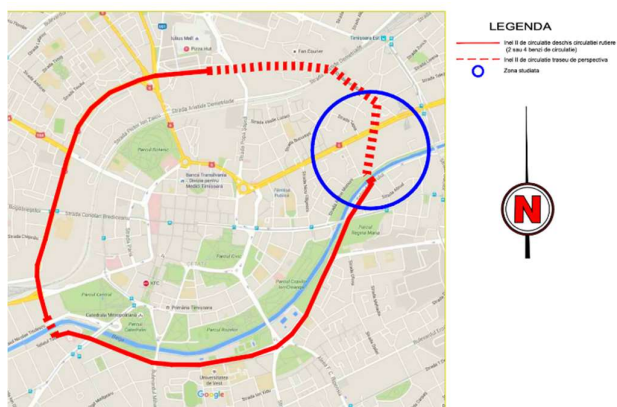


Figura 9.1. Plan încadrare Inel II de circulație în Municipiul Timișoara [66]

Străzile investigate sunt străzi colectoare de categoria a III-a și de legătură de categoria a II-a (cu frontul stradal de lățime variabilă, platformă variabilă, iar partea carosabilă între 7,00 ... 12,00m). Aceste străzi sunt prevăzute cu trotuare, zone verzi și locuri de parcare.

9.1.2. Localizarea amplasamentului

Obiectivul ISHO este localizat în zona de nord-est a Municipiului Timișoara, delimitat de Bv. Take Ionescu la nord, strada Acad. Dimitrie Gusti la vest și Splaiul Protopop Meletie Drăghici la sud (figura 9.2.).

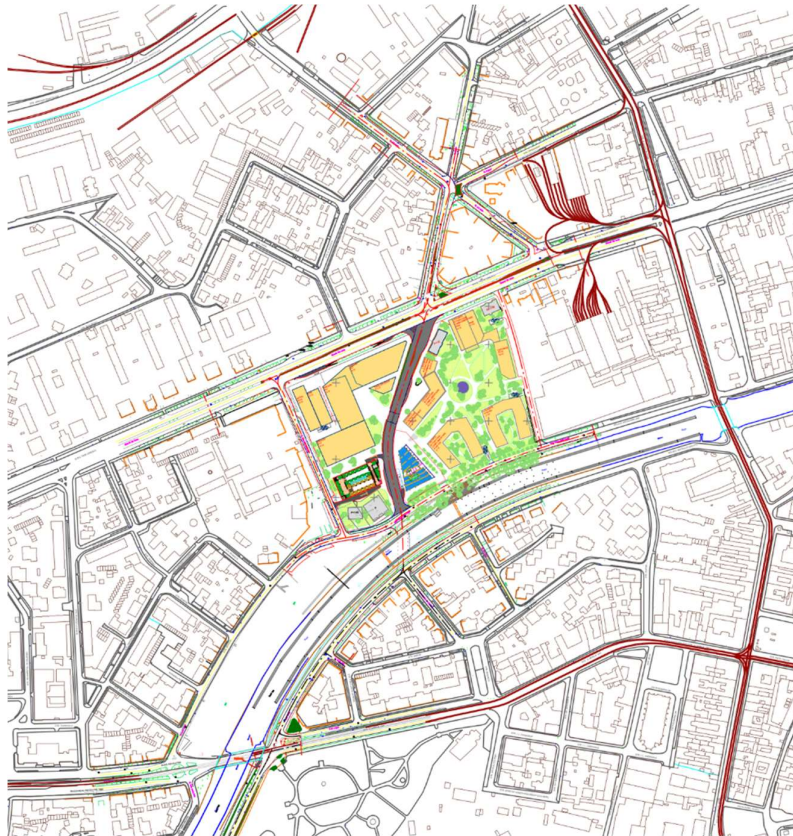


Figura 9.2. Plan de încadrare [66]

Amplasamentul avea inițial o serie de construcții care au fost dezafectate, în vederea realizării noului ansamblu rezidențial.

Conform Planului Urbanistic Zonal aprobat de Consiliul Local al Municipiului Timișoara, zona analizată este traversată în diagonală de traseul Inelului 2 de circulație al Municipiului (pe direcțiile sud-vest, nord-est), traseu care face parte dintr-un program de dezvoltare de lungă durată. Actualmente a fost oportună realizarea acestui sector, atât pentru deservirea locală, cât și pentru asigurarea fluentei nord-sud.

9.1.3. Situația existentă

Circulația autovehiculelor în zona de teren studiată se desfășoară astfel (figura 9.3.):

- în ambele sensuri de circulație pe strada Acad. Dimitrie Gusti;
- într-un sens pe Splaiul Nistrului: din direcția Bv. Revoluției de la 1989 către Piața Badea Cârțan;
- în ambele sensuri pe strada Mihail Kogălniceanu și Piața Badea Cârțan;
- în ambele sensuri pe Bv. Take Ionescu.

O problemă stringentă în prezent o reprezintă lipsa unui sector din Inelul II de circulație, de la Piața Consiliul Europei până la strada J.H. Pestalozzi. Un alt aspect avut în vedere este lipsa posibilității de a circula pe un traseu alternativ mai scurt și mai rapid dinspre Bv. Take Ionescu spre strada J.H. Pestalozzi, străzile utilizate în prezent neputând prelua traficul major.



Figura 9.3. Studiu de circulație – PUZ [66]

În anul 2000 a fost elaborat Planul Urbanistic General (aflat și în prezent în vigoare ca urmare a prelungirii acestuia prin HCL 107/2014). Acesta prevedea atât execuția sectorului de drum ce leagă Bulevardul Take Ionescu de Splaiul Meletie Drăghici, cât și construcția unui pod nou peste Bega care să unească strada Acad.

Dimitrie Gusti cu Splaiul Nistrului, toate acestea pentru a întregi Inelul II de circulație. [66]

În cadrul fazei PUZ (planul urbanistic zonal) s-a prevăzut amenajarea Inelului II la patru benzi de circulație, cu trotuare și piste de bicicliști (figura 9.4.). [66]

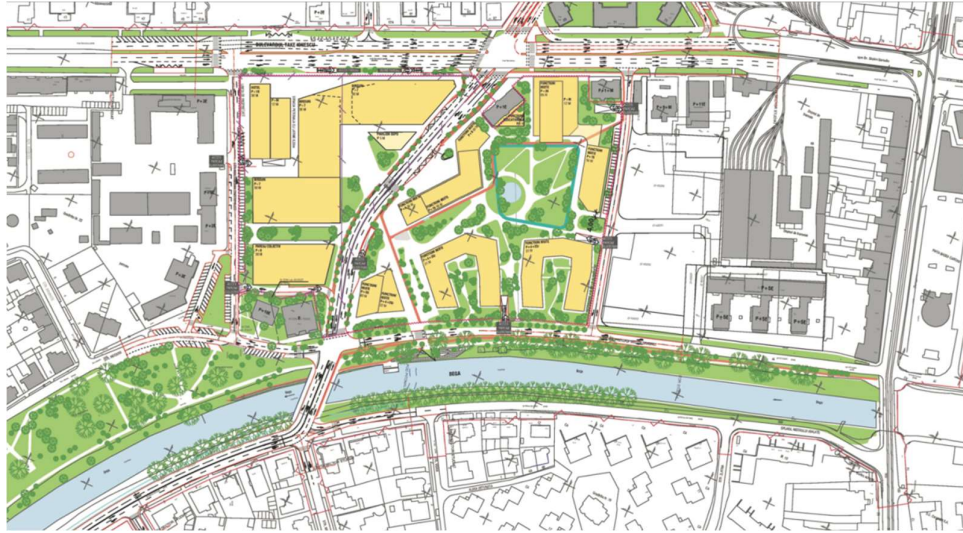


Figura 9.4. PUZ propus [66]

9.1.4. Clima și fenomenele specifice zonei

Municipiul Timișoara, ca de altfel întreaga zonă a Banatului, se caracterizează printr-un regim climateric continental moderat, cu unele influențe oceanice și mediteraneene datorită pătrunderii unor mase de aer din sud-vest și vest.

Potențialul termic global în lungul traseului este relativ ridicat, temperatura medie anuală fiind egală cu 10 .. 11 °C.

Sub aspect pluviometric, în zona Timișoara valoarea medie a precipitațiilor anuală este cuprinsă între 600-700 mm.

9.1.5. Geologia și hidrologia zonei

Amplasamentul cercetat în cadrul studiului geologic s-a caracterizat printr-un teren stabil cu alcătuire litologica favorabilă realizării construcțiilor.

În urma realizării a cinci foraje geotehnice pe amplasament, stratificația terenului pentru drum a rezultat uniformă: [66]

- umplutură de pământ;
- nisip fin și mijlociu gri maroniu, în stare de îndesare medie și afânată;

- argilă prăfoasă nisipoasă gri, vârtoasă.

Datorită faptului că albia Râului Bega se situează în vecinătatea amplasamentului, s-a ținut cont de faptul că debitele maxime apar la începutul verii (cauzate de ploii), iar scurgerile minime se produc în timpul verii și a toamnei (când sunt perioade secetoase).

S-au distins 3 categorii de apă subterană din punct de vedere hidrogeologic: [66]

- ape subterane de adâncimi mari și medii;
- la adâncimi de 10,00...15,00 metri: ape subterane freatice cantonate, cu circulație în straturile argiloase de pe terase;
- la adâncimi reduse de 1,00...2,00 metri: ape freatice cantonate, cu circulație în aluviunile din lunca pârâielor aflate în zonă (în strânsă legătură cu volumul precipitațiilor).

Conform STAS 1709/1 – 90, adâncimea de îngheț zonală se află la 60 cm ... 70 cm. Valoarea maximă a indicelui de îngheț a fost luată în calcul ca fiind $I_{30max} = 480$. [86]

În funcție de condițiile hidrogeologice, de indicii de îngheț și de tipul pământului, a fost calculată adâncimea de îngheț în terenul de fundare (Z).

Conform figurilor 1 și 3, respectiv a Tabelului 1 din STAS 1709/1–90, pentru tipurile de pământ P3 („nisipuri fine și mijlocii, nisipuri prăfoase”) și P5 („argile prăfoase și argile prăfos nisipoase”), categorii din care fac parte pământurile din zonă, și potrivit STAS 1709/2-90 (Pct. 3.4), au rezultat condiții hidrologice DEFAVORABILE ale amplasamentului. [86][87]

În urma identificării categoriilor de pământuri din amplasament, s-a concluzionat că adâncimea de îngheț în terenul de fundare pentru structuri rutiere nerigide este: $Z = 90$ cm (pentru clase de trafic foarte greu și greu).

Pentru a întocmi Studiul Geotehnic pe amplasamentul studiat, s-au realizat 2 sondaje geotehnice până la adâncimile de -2,00 m, respectiv 5,00 m, cu diametre de 5”. [66]

Coloana stratigrafică a fost stabilită pe baza probelor de pământ prelevate în timpul execuției sondajelor.

Pe baza probelor din pământul obținut în urma sondajelor geotehnice, s-au efectuat următoarele determinări de laborator și analize:

- s-a stabilit consistența pământurilor în urma determinării indicilor de plasticitate și de consistență (IP, IC);
- s-a analizat pământul din punct de vedere granulometric;
- s-au determinat umiditățile limită de plasticitate (w_L , w_P) și umiditatea naturală (w).

Tipurile de pământ din amplasamentul analizat s-au clasificat în conformitate cu normativele SR EN ISO 14688/2, respectiv SR EN ISO 14688/1, dar și după standardele geotehnice aflate în vigoare. [22]

Conform datelor obținute și menționate în tabelul 9.1., s-a observat că straturile argiloase aflate la suprafața terenului de fundare aveau un caracter contractil și intrau în categoria „pământurilor cu umflări și contracții mari (PUCM)”, puțin active. Pentru a realiza fundațiile în aceste pământuri, s-au respectat prevederile din Normativul NP 126 – „Fundarea construcțiilor pe pământuri cu umflări și contracții mari”. [45]

Umflarea liberă $UL = 45,0 \%$

Contractia volumică $CV = 12,74 \%$

Indicele de activitate IA = 0,50
 Conținutul de particule fine A2 = 13 %.

Pentru terenul de fundare, au fost identificate în urma execuției sondajelor și stabilite prin încercările de laborator următoarele caracteristici geotehnice descrise în Tabelul 9.1: [66]

Tabelul 9.1. Caracteristicile terenului de fundare zona ISHO

Sondaj	Structura rutieră	Natura terenului de fundare					
		I_p/I_{p0} [-]	Pietriș [%]	Nisip [%]	Praf [%]	Argilă [%]	Tip pământ
primul foraj	60 cm - umplutură 190 cm - umplutură de nisip în jos - argilă prăfoasă,tare	Argilă prăfoasă				P5	70
			21	50	29		
al doilea foraj	60 cm - umplutură 190 cm - nisip mijlociu și tare în jos - argilă prăfoasă,tare	Argilă prăfoasă				P5	70
			20	52	28		

În urma utilizării Indicativului AND 550 – 99 „Normativ pentru dimensionarea straturilor bituminoase de ranforsare a sistemelor rutiere suple și semirigide”, a fost obținut tipul III climatic pentru zona amplasamentului. [48] Din STAS-ul 1709/2-90 a rezultat regimul hidrologic ca având condiții DEFAVORABILE. [87] Pe baza acestor caracteristici și conform Indicativului PD 177-2001, „Normativ pentru dimensionarea sistemelor rutiere suple și semirigide”, Tabelul 2, modulul dinamic de elasticitate al terenului de fundare aferent tipului P5 de pământ („argile prăfoase și argile prăfoase nisipoase”) a reieșit cu o valoare de calcul Ep egala cu 70 MPa. [49]

S-a considerat o clasă de expunere XC4 (alternanță umiditate-uscare) + XF4 (saturație puternică cu apă, cu agenți de dezghețare) pentru betoanele folosite la execuția elementelor de infrastructură (conform prescripțiilor din CP 012/1-2007 legate de clasa de expunere a construcțiilor, în funcție de condițiile de mediu). [21]

Astfel, pentru realizarea elementelor de infrastructură, s-a recomandat și utilizat o clasă de beton C25/30, corespunzătoare clasei de expunere XC4+XF4.

9.2. Analiza de trafic

Pentru evidențierea traficului de pe străzile din zona adiacentă, s-au efectuat în perioada 11-21 aprilie 2017 recensăminte de trafic (pe perioadă de 14 ore , pe 10 tipuri de vehicule) pe următoarele sectoare: Bv. Take Ionescu (recensământ pe secțiune), sector str. Acad. Dimitrie Gusti - str. Tapia, intersecție str. Acad. D. Gusti / Splaiul P. M. Drăghici, str. Andrei Mocioni. Recensământul a fost realizat pe diferite direcții de mers și este prezentat în tabelele 9.2.-9.6. Variația traficului pe ore de pe Bd. Take Ionescu este ilustrată în figura 9.5., iar figura 9.6. arată tipurile de vehicule participante la trafic.

Tabelul 9.2. Recensământ de trafic spre P-ța Ionel I. C. Brătianu

SECȚIUNEA 1 : str. Take Ionescu

Data :11.04.2017

Postul 1A sensul : spre Piața I.C. Brătianu

Interval orar	Biciclete, motorete, scutere, motocicletă	Autoturisme cu și fără remorcă	Microbuze, furgonete, camionete < 3,5t	Autocamioane și derivate cu 2 osii	Autocamioane și derivate cu 3,4 osii	Autovehicule articulate și remorche > 4 osii	Autobuze și autocare	Tramvaie, troleibuze	Tractoare și vehicule speciale	Remorci la camioane și tractoare	TOTAL [Vfiz]	TOTAL [Vt]
	0.5	1.0	1.2	3.5	3.5	4.0	3.5	4.5	3.0	1.5		
7 - 8	26	1044	29	15	0	0	22	5	1	2	1144	1250
8 - 9	36	835	11	10	2	0	21	7	1	1	924	1018
9 - 10	24	680	19	8	0	0	10	8	0	1	750	815
10 - 11	22	30	24	8	2	0	6	9	0	1	802	868
11 - 12	29	870	41	12	3	0	11	6	0	0	972	1052
12 - 13	17	950	34	14	1	0	9	8	1	1	1035	1124
13 - 14	23	970	35	12	2	0	14	7	1	5	1069	1164
14 - 15	20	1011	93	5	1	0	11	9	0	5	1155	1240
15 - 16	25	1111	88	0	1	0	16	5	0	3	1249	1316
16 - 17	30	1243	78	0	2	0	9	6	0	3	1371	1422
17 - 18	30	1230	47	12	0	0	7	6	0	4	1336	1401
18 - 19	45	1148	43	4	0	0	10	6	0	4	1260	1304
19 - 20	29	1157	46	2	0	0	4	5	0	1	1244	1272
20 - 21	23	543	19	1	0	0	3	7	0	1	597	624
TOTAL [Vfiz]	379	13522	607	103	14	0	153	94	4	32	14908	
TOTAL [Vt]	190	13522	728.4	360.5	49	0	535.5	423	12	48		15868

Tabelul 9.3. Recensământ de trafic spre P-Badea Cârțan

Postul 1B sensul : spre Piața Badea Cârțan

Interval orar	Biciclete, motorete, scutere, motocicletă	Autoturisme cu și fără remorcă	Microbuze, furgonete, camionete < 3,5t	Autocamioane și derivate cu 2 osii	Autocamioane și derivate cu 3,4 osii	Autovehicule articulate și remorche > 4 osii	Autobuze și autocare	Tramvaye, troleibuze	Tractoare și vehicule speciale	Remorci la camioane și tractoare	TOTAL [Vfiz]	TOTAL [Vt]
	0.5	1.0	1.2	3.5	3.5	4.0	3.5	4.5	3.0	1.5		
7 - 8	4	800	56	9	0	0	11	9	2	0	891	986
8 - 9	12	1073	56	12	0	0	3	3	0	0	1159	1212
9 - 10	21	824	56	8	1	0	5	5	0	1	921	975
10 - 11	9	982	68	7	2	0	8	8	0	1	1085	1165
11 - 12	14	903	57	11	1	0	2	8	1	2	999	1069
12 - 13	13	926	42	11	3	0	7	7	0	4	1013	1094
13 - 14	15	889	45	13	0	0	11	8	1	0	982	1074
14 - 15	9	1011	63	9	0	0	13	7	0	4	1016	1206
15 - 16	16	1090	72	15	0	0	8	8	0	5	1314	1408
16 - 17	21	1350	57	7	0	0	6	6	0	6	1453	1510
17 - 18	15	1394	62	8	0	0	10	7	0	5	1501	1578
18 - 19	23	1159	70	0	0	0	2	7	0	1	1262	1295
19 - 20	18	498	34	2	0	0	7	6	0	0	565	606
20 - 21	21	587	19	3	0	0	5	6	0	1	642	677
TOTAL [Vfiz]	211	13586	757	115	7	0	98	95	4	30	14903	
TOTAL [Vf]	106	13586	908.4	402.5	24.5	0	343	427.5	12	45		15854

Tabelul 9.4. Recensământ de trafic spre Str. Acad. Dimitrie Gusti

SECȚIUNEA 3 : str. Acad. D.Gusti

Data : 16.04.2017

Postul 3A sensul :spre Take Ionescu

Interval orar	Biciclete, motorete, scutere, motocicletate	Autoturisme cu și fără remorcă	Microbuze, furgonete, camioane < 3,5t	Autocamioane și derivate cu 2 osii	Autocamioane și derivate cu 3,4 osii	Autovehicule articulate și remorche > 4 osii	Autobuze și autocare	Tramvaie, troleibuze	Tractoare și vehicule speciale	Remorci la camioane și tractoare	TOTAL [Vfiz]	TOTAL [Vt]
	0.5	1.0	1.2	3.5	3.5	4.0	3.5	4.5	3.0	1.5		
7 - 8	7	222	10	1	0	0	0	0	0	0	240	241
8 - 9	12	263	19	3	0	0	0	0	0	0	297	302
9 - 10	9	159	13	3	0	0	0	0	0	0	184	190
10 - 11	21	207	15	6	0	0	0	0	0	0	249	257
11 - 12	9	168	17	2	0	0	0	0	0	0	196	200
12 - 13	8	173	15	1	0	0	0	0	0	0	197	199
13 - 14	13	226	22	6	0	0	0	0	0	0	267	280
14 - 15	7	132	12	4	0	0	0	0	0	0	155	164
15 - 16	1	112	14	6	1	0	0	0	0	0	134	154
16 - 17	5	191	18	2	0	0	0	0	0	0	216	222
17 - 18	2	210	13	1	0	0	0	0	0	0	226	230
18 - 19	9	133	6	0	0	0	0	0	0	0	148	145
19 - 20	2	161	1	0	0	0	0	0	0	0	164	163
20 - 21	1	49	3	0	0	0	0	0	0	0	53	53
TOTAL [Vfiz]	106	2406	178	35	1	0	0	0	0	0	2726	
TOTAL [Vf]	53	2406	213.6	122.5	3.5	0	0	0	0	0		2799

Tabelul 9.5. Recensământ de trafic spre Râul Bega

Postul 3B sensul : spre Râul Bega

Interval orar	Biciclete, motorete, scutere, motocicletă	Autoturisme cu și fără remorcă	Microbuze, furgonete, camionete < 3,5t	Autocamioane și derivate cu 2 osii	Autocamioane și derivate cu 3,4 osii	Autovehicule articulate și remorhere > 4 osii	Autobuze și autocare	Tramvaie, troleibuze	Tractoare și vehicule speciale	Remorci la camioane și tractoare	TOTAL [Vfiz]	TOTAL [Vt]
	0.5	1.0	1.2	3.5	3.5	4.0	3.5	4.5	3.0	1.5		
7 - 8	6	173	5	0	0	0	0	0	0	0	184	182
8 - 9	0	223	7	0	0	0	0	0	0	0	230	231
9 - 10	1	139	6	2	0	0	0	0	0	0	148	154
10 - 11	2	131	12	2	0	0	0	0	0	0	147	153
11 - 12	0	143	10	3	0	0	0	0	0	0	156	166
12 - 13	5	160	13	0	0	0	0	0	0	0	178	178
13 - 14	3	146	13	0	0	0	0	0	0	0	162	163
14 - 15	0	172	9	0	0	0	0	0	0	0	181	183
15 - 16	0	180	8	0	0	0	0	0	0	0	188	190
16 - 17	1	244	6	1	0	0	0	0	0	0	252	255
17 - 18	2	213	6	2	0	0	0	0	0	0	223	288
18 - 19	1	198	11	1	0	0	0	0	0	0	211	215
19 - 20	4	257	5	2	0	0	0	0	0	0	268	272
20 - 21	3	168	1	0	0	0	0	0	0	0	172	171
TOTAL [Vfiz]	28	2547	112	13	0	0	0	0	0	0	2700	
TOTAL [Vf]	14	2547	134.4	45.5	0	0	0	0	0	0		2741

Tabelul 9.6. Recensământ de trafic spre str Protopop Meletie Drăghici

SECȚIUNEA 5 : str. Protopop M.Drăghici

Data : 20.04.2017

Postul 5

sens unic : spre Politia Municipală

Interval orar	Biciclete, motorete, scutere, motociclet	Autoturisme cu și fără remorcă	Microbuze, furgonete, camionete < 3,5t	Autocamioane și derivate cu 2 osii	Autocamioane și derivate cu 3,4 osii	Autovehicule articulate și remorche > 4 osii	Autobuze și autocare	Tramvaie, troleibuze	Tractoare și vehicule speciale	Remorci la camioane și tractoare	TOTAL [Vfiz]	TOTAL [Vt]
	0.5	1.0	1.2	3.5	3.5	4.0	3.5	4.5	3.0	1.5		
7 - 8	5	222	12	0	0	0	0	0	1	1	241	243
8 - 9	6	237	12	2	0	0	0	0	0	0	257	261
9 - 10	2	149	10	1	0	1	0	0	0	0	163	170
10 - 11	11	143	10	2	0	0	0	0	0	1	167	169
11 - 12	5	121	12	3	0	0	0	0	0	0	141	148
12 - 13	3	132	16	1	0	0	0	0	0	0	152	156
13 - 14	4	132	17	2	0	0	0	0	0	0	155	161
14 - 15	3	132	14	2	0	0	0	0	0	0	151	157
15 - 16	0	200	10	0	0	0	0	0	0	0	210	212
16 - 17	2	245	16	2	0	0	0	0	0	1	266	274
17 - 18	2	225	12	0	0	0	0	0	0	0	239	240
18 - 19	4	192	5	1	0	0	0	0	0	0	202	204
19 - 20	1	159	9	2	0	0	0	0	0	0	171	177
20 - 21	0	131	4	0	0	0	0	0	0	0	135	136
TOTAL [Vfiz]	48	2420	159	18	0	1	0	0	1	3	2650	
TOTAL [Vf]	24	2420	190.8	63	0	4	0	0	3	4.5		2709

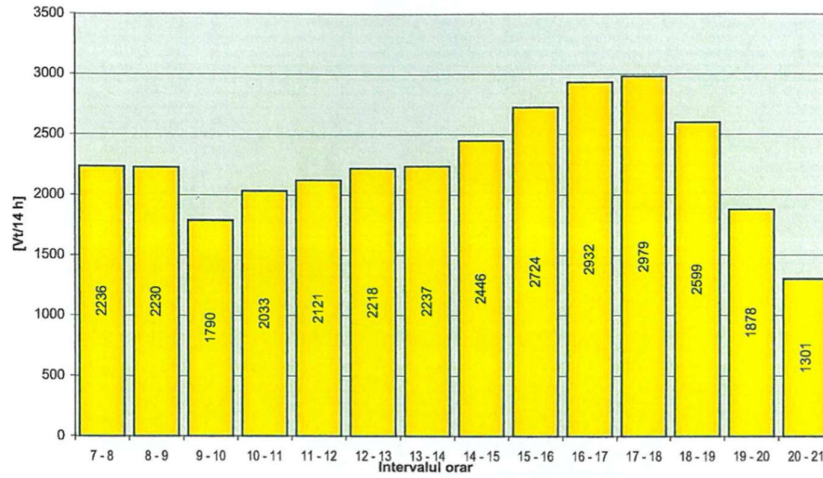


Figura 9.5. Variația orară a traficului pe Bd. Take Ionescu

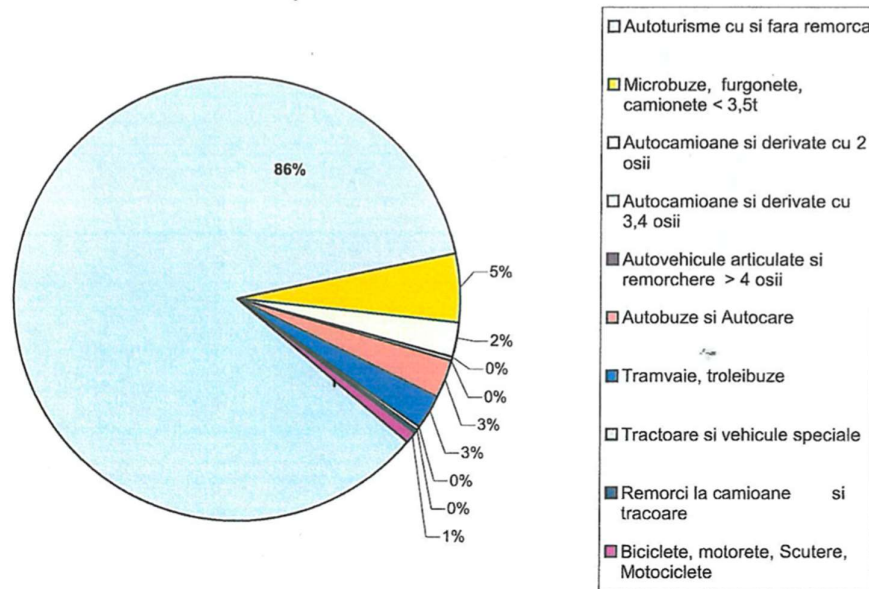


Figura 9.6. Compoziția traficului pe tipuri de vehicule pe Bd. Take Ionescu

9.3. Categoria de importanță a construcției

Determinarea categoriei de importanță a construcției (tabelele 9.7.-9.9.) s-a făcut în conformitate cu „Regulamentul privind stabilirea categoriei de importanță a construcțiilor”, care a fost aprobat prin HG 766/1997. [24]

La fiecare factor determinant s-a evaluat punctajul cu ajutorul următoarelor formule: [24]

$$P(n) \times K(n) = \frac{p(i)}{n(i)}$$

unde

$K(n)$ – coeficient de unicitate (în general această are valoarea 1, iar în cazuri deosebite poate ajunge până la maxim 2)

$P(n)$ – punctajul factorului determinant; n poate lua valori de la 1 la 6

$p(i)$ – punctajul criteriilor (i) asociate factorului (n), luate în considerare $n(i)=3$

Tabelul 9.7. Nivelul apreciat al influenței criteriului

Nivelul apreciat al influenței criteriului	P(i)
Inexistent	0
Redus	1
Mediu	2
Apreciabil	4
Ridicat	6

Tabelul 9.8. Bareme punctaj stabilire categorie de importanță

Baremurile de punctaje pentru stabilirea categoriei de importanță a construcției		
Excepțională	(A)	> 30
Deosebită	(B)	18...29
Normală	(C)	6...18
Redusă	(D)	< 5

Tabelul 9.9. Determinarea categoriei de importanță

FACTORI DETERMINANȚI	FACTOR DETERMINANT		CRITERII ASOCIATE		
	K(n)	P(n)	P(i)	P(ii)	P(iii)
1 Importanța vitală	1	0	1	1	1
2 Importanța social-economică și culturală	1	2	6	4	2
3 Implicare ecologică	1	2	2	1	4
4 Durata de utilizare	1	4	4	3	2
5 Adaptarea la condițiile de teren și mediu	1	2	2	2	2
6 Volumul de muncă și materiale necesare	1	2	3	4	4
7 TOTAL	1x12=12 puncte				

Lucrarea "Amenajare Inel II de circulație , sector cuprins între Bv. Take Ionescu și Splaiul Protopop Meletie Drăghici " s-a înscris în categoria de importanță "C" (lucrări de importanță normală - 12 puncte), cu o clasă de importanță III. [66]

9.4. Lucrări rutiere

9.4.1. Despre lucrările rutiere realizate

Lucrările rutiere pentru Inelul II de circulație în zona sectorului cuprins între splaiul Protopop Meletie Drăghici și Bv. Take Ionescu, sector ISHO, (figura 9.7.) au constat în:

- realizarea lucrărilor rutiere (infrastructură și suprastructură) necesare realizării părții carosabile a străzii;
- realizarea zonelor de siguranță ce încadrează partea carosabilă;
- sistematizarea orizontală și verticală a străzii;

Având în vedere situația reală din teren, cât și necesitatea realizării unei circulații rutiere în condiții de siguranță și confort, s-a impus realizarea infrastructurii rutiere pe baza studiilor realizate, dar și pe baza normelor și instrucțiunilor tehnice aflate în vigoare.



Figura 9.7. Mobilitate propusă [66]

Drumul proiectat care asigură legătura între Bv. Take Ionescu și splaiul P. Meletie Drăghici a fost încadrat ca stradă de categoria II – stradă de legătură. Viteza de proiectare a elementelor geometrice pentru acest sector de drum a fost de 40 km/h întrucât această stradă este mărginită de un amplasament cu funcțiune rezidențială. [66]

9.4.2. Traseul proiectat plan

Axa drumului proiectată în plan a fost racordată în axa Bv Take Ionescu (în dreptul străzii Înfrățirii la nord) și în Splaiul Meletie Drăghici la sud. Această axă s-a regăsit în traseul propus prin PUZ al Inelului II (ca fiind parte integrantă din acesta).

Ca bază topografică, s-a utilizat Planul de Situație întocmit de topometrist, coordonatele planimetrice fiind întocmite în sistem STEREOGRAFIC 1970, iar cotele de nivel în sistemul de nivelment Marea Neagră 1974. Măsurătorile topografice s-au efectuat în Decembrie 2016, cu instrumente receptor GPS și sistem mobil de scanare laser, terestră. Prelucrarea datelor de teren s-a realizat în birou cu sisteme de calcul informatic specializate.



Figura 9.8. Marcare zone de racord carosabil [66]

Originea axei (Km 0+000) s-a aflat în zona mediană a Bulevardului Take Ionescu, iar destinația a fost în zona Străzii Academician Corneliu Micloși (Km 0+450). În documentație au fost tratate lucrările rutiere cuprinse între poziția kilometrică Km 0+015 - Pichetul 2 care a reprezentat marginea părții carosabile a Bv Take Ionescu și Km 0+278,13 - Pichetul 22 care a reprezentat marginea părții carosabile a Splaiului Meleție Drăghici (figura 9.8.). Lungimea axei sectorului proiectat în plan a fost de 263,13 m. [66]

În plan, axa străzii proiectate s-a desfășurat pe direcția nord-sud, axa fiind realizată dintr-o succesiune de două aliniamente racordate cu o curbă circulară (C1), cu raza $R= 120,0$ m. Lungimea primului aliniament a fost de 152,18 m, iar al doilea aliniament a avut lungimea de 58,95 m.

Caracteristicile în plan ale curbei C1 au fost: [66]

Raza : 120,0 m

U : 35,543g

Ltan : 34,396 m

Bis : 4,645 m

L co : 66,13 m

Partea carosabilă a fost încadrată în plan de borduri orizontale (rigole carosabile) cu dimensiunea de 10x20 și de borduri denivelate cu muchie rotunjită de 20x25cm.

Bordurile denivelate au fost proiectate și executate dintr-un beton de clasă C30/37, cu o clasă de expunere XF4 (pentru riscul de saturare puternică de la agenții de dezghețare și de atac din îngheț – dezgheț). Fundațiile acestora au fost executate dintr-un beton de clasă C25/30, cu o clasă de expunere XC4+XF3, de dimensiuni 20x30 cm.

La marginea carosabilului au fost montate rigole, executate dintr-un beton de clasă C35/45 și o clasă de expunere XF4+XM2, cu dimensiuni de 10x20 cm (pentru riscul de saturare puternică de la agenții de dezghețare, de atac din îngheț-dezgheț, precum și solicitare intensă de uzură). Rigolele au avut o fundație de 20x25 cm. Această fundație a fost realizată dintr-un beton de clasă C25/30, cu o clasă de expunere XC4+XF3, fiind executată pe fundația de balast a carosabilului.

În tabelul 9.10. sunt prezentate coordonatele de trasare ale pichetilor axei pe sectorul ISHO (în coordonate STEREO 70). [66]

Tabelul 9.10. Coordonatele de trasare ale pichetilor axei pe sectorul ISHO

Pichet	Distanța cumuată	Distanța parțială	Est [m]	Nord [m]	Azimut [g]
1	0.00	0.00	208019.67	480394.78	280.40
2	15.00	15.00	208015.12	480380.49	280.40
3	30.00	15.00	208010.58	480366.20	280.40
4	45.00	15.00	208006.03	480351.90	280.40
5	60.00	15.00	208001.49	480337.61	280.40
6	75.00	15.00	207996.94	480323.31	280.40
7	90.00	15.00	207992.39	480309.02	280.40
8	105.00	15.00	207987.85	480294.72	280.40
9	120.00	15.00	207983.30	480280.43	280.40
10	135.00	15.00	207978.76	480266.13	280.40
11	152.18	17.18	207973.55	480429.76	280.40
12	165.00	12.82	207970.32	480237.36	287.20
13	180.00	15.00	207968.25	480222.51	295.16
14	185.68	5.68	207967.95	480216.84	298.17
15	195.00	9.32	207968.05	480207.52	303.12
16	210.00	15.00	207969.72	480192.63	311.07
17	219.18	9.18	207971.65	480186.66	315.94
18	225.00	5.81	207973.09	480178.02	315.94
19	240.00	15.00	207976.81	480163.48	315.94
20	255.00	15.00	207980.52	480148.95	315.94
21	270.00	15.00	207984.24	480134.42	315.94
22	278.13	8.13	207986.25	480126.55	315.94

9.4.3. Traseul proiectat în profil longitudinal

Traseul în profil longitudinal a străbătut un teren în general plan, iar cotele terenului natural au variat în intervalul 88,70m - 88,90m. Pe splaiul Protopop M. Drăghici cotele au variat între 88,50 m - 89,50 m, iar pe strada Acad. Dimitrie Gusti cotele de nivel au variat între 88,70 m și 88,50 m.

La proiectarea profilului longitudinal s-a ținut cont de următoarele criterii: [66]

- asigurarea liniei roșii în raport cu cota proiectată a dalei de beton pentru zona ISHO atât în zona de est, cât și vest (cota 89,20);
- realizarea unei declivități minime de 0,30 % în profil longitudinal necesară realizării scurgerii apelor în profil longitudinal;
- racordarea liniei roșii la punctele de cotă obligate: Bv. Take Ionescu (88,95) și la Splaiul M Drăghici (88,78);
- realizarea unui vârf de pantă în zona mediană a traseului în vederea scurgerii apelor spre extremități;
- realizarea profilului longitudinal în concordanță cu elementele proiectate în afara sectorului ISHO (pod nou peste canalul Bega).

Ca urmare a reglementărilor din SR 10144/3 – „Străzi, elemente geometrice” au fost proiectate următoarele elemente geometrice: [92]

- Km0+015, rampă, L = 100,0 m, d= 0,30 %
- Km 0+115, racordare verticală Rv=2500 m
 tangentă : 8,16 m
 bisectoare : 0,01 m
 Lung Rv : 16,33 m
 m: -06532%
- Km 0+225,00 pantă, L=110,0 m, d=-0,35%
- Km 0+280.83 rampă, L = 55,83 m, d=0,27%

În sectorul ISHO, cotele minime proiectate în profil longitudinal au fost de 88,99 la începutul sectorului dinspre Bv Take Ionescu (Pichetul 2, Km 0+015), iar cota maximă în zona mediană a zonei ISHO a fost de 89,25 (Km 0+115,0 Pichetul 9) - tabelul 9.11. [66]

Tabelul 9.11. Trasarea elementelor proiectate în profil longitudinal

Elemente	Rv	L	Dedivitate %	m	Km	Cota
0	1	2	3	4	5	6
					0+000,00	89,18
Av1		15,00	-1,56%			
					0+015,00	88,95
Inceput sector proiectat ISHO					0+015,00	88,95
Av2		86,27	0,30%			
					0+106,84	89,22
Rv3	2500	16,33		-0,6532%		
					0+123,16	89,23
Av3		101,84	-0,35%		0+225,00	88,86
Av4		47,86	0,27%			
Sfarsit sector proiectat ISHO					0+278,13	88,75

9.4.4. Profilul transversal tip

Profilul transversal adoptat pentru Inelul II de circulație de pe sectorul ISHO (figura 9.9.) a fost proiectat în concordanță cu planul urbanistic zonal aprobat. El a fost menit să asigure circulația autovehiculelor la o capacitate sporită și este conform unei străzi de categoria tehnică II. Elementele geometrice ce au definit platforma profilului transversal tip pentru Inelul II de circulație în zona ISHO, cu o lățime totală de 15,00 m au fost:

- parte carosabilă de 13,00 m: compusă din 2 benzi exterioare de 3,50 m și 2 benzi interioare de 3,00m;
- zone de siguranță ce încadrează partea carosabilă: 2 x 1,00 m;
- trotuare și piste de bicicliști configurate în interiorul zonei ISHO, pe un traseu variat ce asigură mobilitatea pe direcția est-vest și nord-sud.

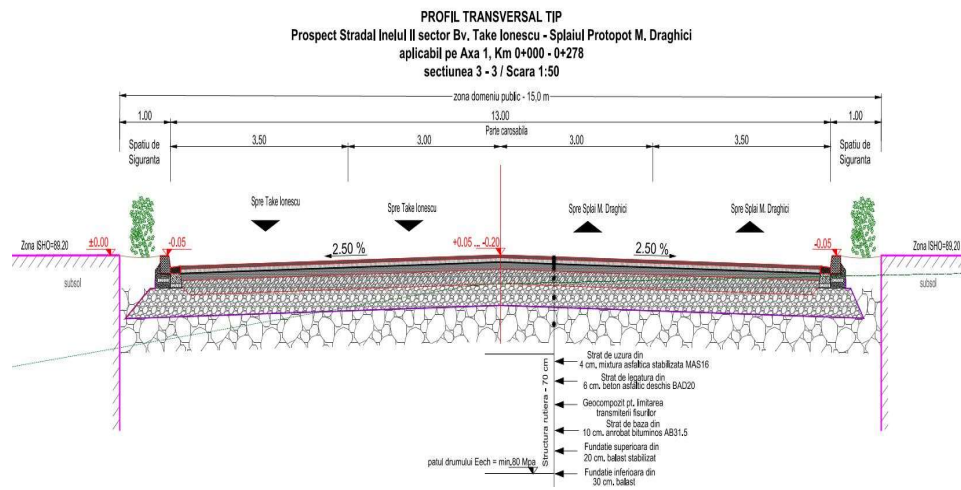


Figura 9.9. Profil Transversal Tip - zona ISHO [66]

9.4.5. Structura rutieră

Structura rutieră a Inelului II a fost proiectată ținând cont de traficul actual și de perspectivă. În baza analizei de trafic și conform normativelor în vigoare, s-a stabilit alcătuirea structurii rutiere la străzi: o structură rutieră semi-rigidă cu grosime totală de 70 cm. Având în vedere rezultatele analizei terenului (din studiul geotehnic, pământul a fost încadrat în categoria prafurilor-argiloase tip P5) și ținând cont că pe traseul străzii s-au amplasat o serie de rețele tehnico-edilitare atât pentru deservirea obiectivelor alăturate, cât și pentru deservirea drumului public Inelul II (rețeaua de evacuare a apelor menajere / pluviale, canalizarea tehnică, rețeaua de iluminat stradal), dar și de faptul că pe amplasament au fost anterior o serie de construcții industriale (dezafectate), s-a propus realizarea unui strat de formă cu o grosime minimă de 50 cm din balast. Din acest motiv, structura rutiera a reieșit cu componența prezentată în tabelul 9.12.: [66]

Tabelul 9.12. Componenta structurii rutiere

Componenta structurii rutiere	
Grosime strat	Alcatuire strat (material)
4 cm	strat de uzură din mixtură asfaltică stabilizată MAS16
6 cm	strat de legătură din beton asfaltic deschis BAD 20
-	material geocompozit cu scopul de a limita transmiterea fisurilor din straturile inferioare
10 cm	strat de bază din anrobat bituminos AB31,5
20 cm	strat de fundație superioară din balast stabilizat cu lianți hidraulici rutieri
30 cm	strat de fundație inferioară din balast
50 cm	strat de formă din balast

Trotuarele și piste pentru bicicliști au făcut parte din proiectele de amenajare interioară și au fost proiectate și dimensionate pe baza studiilor de specialitate.

Refacerea cadrului natural și de protecție a mediului s-a realizat pe ambele părți ale carosabilului în zonele de siguranță rutieră, prin vegetalizarea zonei cu gazonare. Datorită faptului că traseul este ușor în curbă, pentru a nu afecta vizibilitatea conducătorilor auto, nu s-a recomandat plantarea de vegetație cu înălțime mai mare de 50 cm pe zona de siguranță.

Scurgerea apelor de pe partea carosabilă a fost prevăzută a se realiza spre rigolele carosabile cu ajutorul pantelor transversale.

Evacuarea apelor în profil longitudinal a fost concepută a se realiza către receptorii pluviali. Aceștia au fost proiectați cu sifon și cu depozit pentru nămol. Racordarea la rețeaua de canalizare pluvială s-a făcut cu ajutorul unor cămine de vizitare, iar unde acest lucru nu s-a putut realiza, au fost racordați prin intermediul unor piese speciale de racord, direct la căminul colector. Între canalul colector și gurile de scurgere s-a asigurat legătură cu ajutorul unor tuburi cu diametrul DN200 mm din PVC KG-SN8.

În profil transversal, gurile de scurgere s-au amplasat la marginea părții carosabile, în dreptul rigolelor de scurgere a apelor de pe platforma carosabilă, iar grătarele au fost prevăzute carosabile. Pe sectorul ISHO, au fost proiectați 38 receptori pluviali, dispuși pereche la distanță de aproximativ 15,0 m.

Circulația autovehiculelor, pietonilor și bicicliștilor pe sectoarele de drum proiectate a fost sistematizată prin marcaje și indicatoare rutiere (figura 9.10.). În zona mediană a traseului, în dreptul poziției kilometrice Km 0+135 - 0+165, s-a amplasat o trecere de pietoni (pe direcție oblică a axei carosabilă), cu o insulă mediană. Înaintea trecerii de pietoni au fost montate limitatoare de viteză. Înaintea de intersecții au fost montate indicatoare rutiere. La intrarea în zona rezidențială, circulația autovehiculelor a fost limitată la 50 km/h. În interiorul ansamblului, piste pentru bicicliști au fost delimitate prin marcaje orizontale și prin indicatoare. Aceste piste

deservesc inclusiv pentru traseele de bicicliști existente pe Bv Take Ionescu și cele amenajate pe Canalul Bega.



Figura 9.10. Plan general [66]

Din Bv. Take Ionescu, pentru accesul autovehiculelor, s-a prevăzut după intersecția cu str. Acad. Dimitrie Gusti, o bandă de decelerare cu lățimea de 3,50 m și lungime de 30,0 m. Intrarea autovehiculelor în fluxul de circulație de pe bv. Take Ionescu a fost prevăzut a se realiza prin intermediul unei benzi de accelerare cu lungimea de 20,0 m.

Subtraversările și canalizările tehnice: pentru a evita viitoarele spurgeri și desfaceri ale carosabilului pe noul drum sau în intersecții, s-au amenajat subtraversări de spații destinate viitoarelor rețele.

În traseul curent, rețeaua de canalizare tehnica a fost amplasată în zona de siguranță a drumului, pe ambele părți. Canalizarea a fost realizată din 3 tuburi riflante ignifugate de Ø160mm. La distanța de 40 de metri au fost prevăzute cămine de tragere (CT) prefabricate, circulare, cu diametrul nominal de Ø600 din PP (polipropilena), cu adâncimea de 2,00 metri, compuse dintr-o bază de cămin din PP cu diametrul nominal de Ø600, o coloană corugată cu diametrul nominal de Ø600 și

înălțime de 1,00m și un tub telescop tip A15. Căminele de tragere au fost acoperite cu capace cu rama din fontă carosabile, tip A15/Ø600.

La intersecții au fost montate canalizări de subtraversare pentru cabluri și conducte, acestea fiind amplasate prin tuburi riflate 4xØ85 mm ce au permis traversarea a 4 rețele simultan. Tuburile riflate 4xØ85 mm au fost protejate de un tub PVC KG, SN8 De 315x7,7 mm. Tubul PVC KG, SN8 De 315x7,7 mm a fost pozat în șanț, pe un pat de nisip, având un traseu liniar între căminele de tragere.

Pe zona de siguranță a drumului au fost așezate trasee de câte 2 tuburi corugate DN85 mm pentru amplasarea cablurilor de curenți slabi, de la stațiile de transport în comun și de la instalația de semaforizare.

9.5. Concept pod peste Bega

În continuare (figurile 9.11.-9.15.) este prezentat conceptul pentru podul care se va realiza peste Bega și care va asigura legătura rutiera între străzile Splaiul Protopop Meleție Drăghici și Splaiul Nistrului. Execuția acestui pod va fluidiza traficul din zonă și va avea în același timp și un impact arhitectural. Data de începere a execuției acestui pod nu se cunoaște în acest moment.



Figura 9.11. Pasarela pentru pietoni și bicicliști [66]



Figura 9.12. Structura rutiera pod propusă [66]



Figura 9.13. Propunere configurație pod [66]

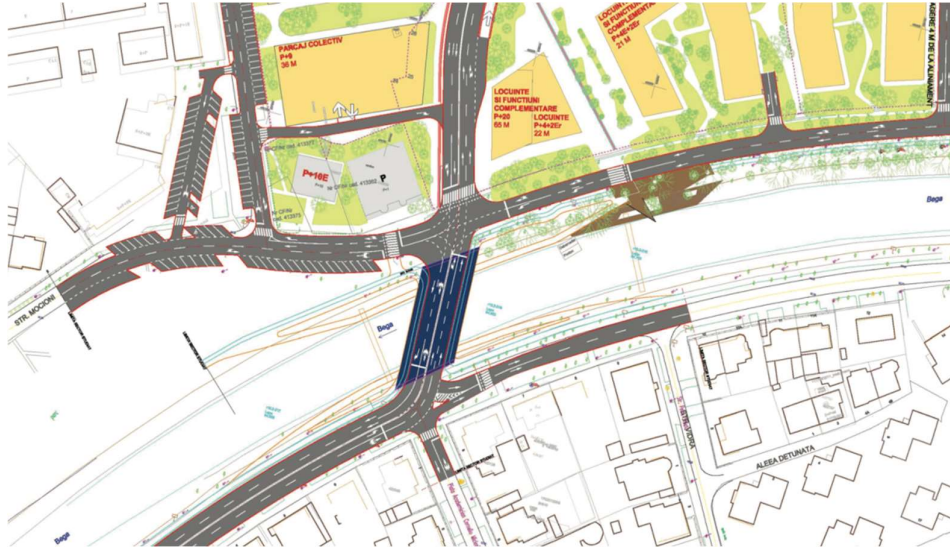


Figura 9.14. Lucrări rutiere pod propuse [66]

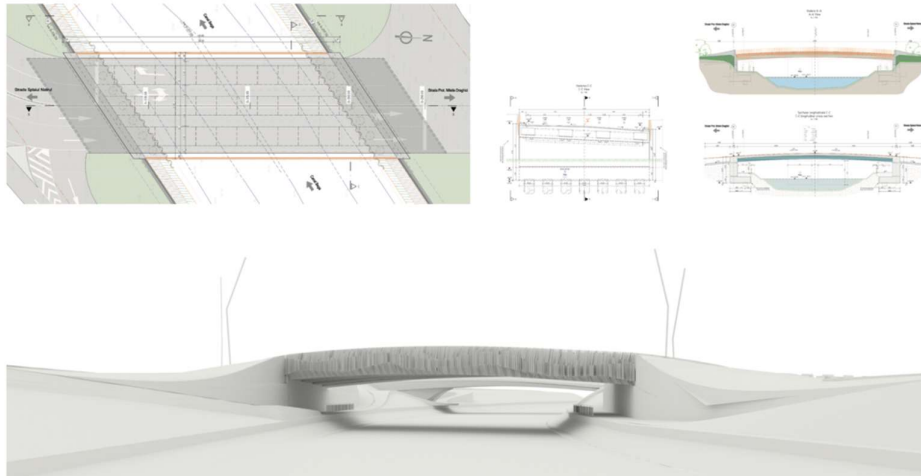


Figura 9.15. Elemente componente ale podului [66]

9.6. Concluzii

Având în vedere inspecția vizuală, investigațiile de teren și de laborator, s-au putut formula următoarele concluzii:

- elementele din profilul și din planul longitudinal, precum și lățimea părții carosabile au fost proiectate respectând normativele și standardele aflate în vigoare, cu o amenajare corespunzătoare a trotuarelor, a zonelor verzi și a pistelor de bicicliști;
- soluția de scurgere a apelor de suprafața s-a stabilit în urma corelării planului de situație, a profilului longitudinal, a profilului transversal și în funcție de situația găsită în teren, respectând totodată limitele de proprietate și utilizând atât gurile de scurgere existente, cât și cele noi proiectate;
- din sondajele efectuate (studiul geotehnic), a rezultat că pământul din patul drumului prezintă o coeziune mare, argila, de tipul P5, cu un modul de elasticitate dinamic $E=70$ MPa, care în perioada de exploatare a structurii rutiere ar fi putut crea probleme dacă nu s-ar fi luat în considerare măsuri pentru colectarea și evacuarea apelor de suprafață.

Odată cu realizarea blocului de 20 de etaje și a dezvoltării complexului rezidențial din care acesta face parte, urgentarea realizării porțiunii de Inel II aflată în vecinătate a fost esențială pentru a decongestiona traficul din zonă și pentru a rezolva problemele de trafic create de noua aglomerație urbană.

Estimarea traficului generat de investiție s-a făcut pe baza informațiilor preluate din PUZ (zonificare, funcțiuni, capacitate de parcare).

În cadrul elaborării proiectului și stabilirii soluției de modernizare, proiectantul a realizat un calcul de dimensionare pentru structura rutiera nouă, luând în considerare inclusiv capacitatea portantă la nivelul patului drumului (figura 9.16.).



Figura 9.16. Sistematie propusă [66]

Analizele de trafic au fost făcute prin modelarea matematică a traficului, ca baza de pornire fiind utilizate elementele rezultate din studiile de trafic realizate anterior.

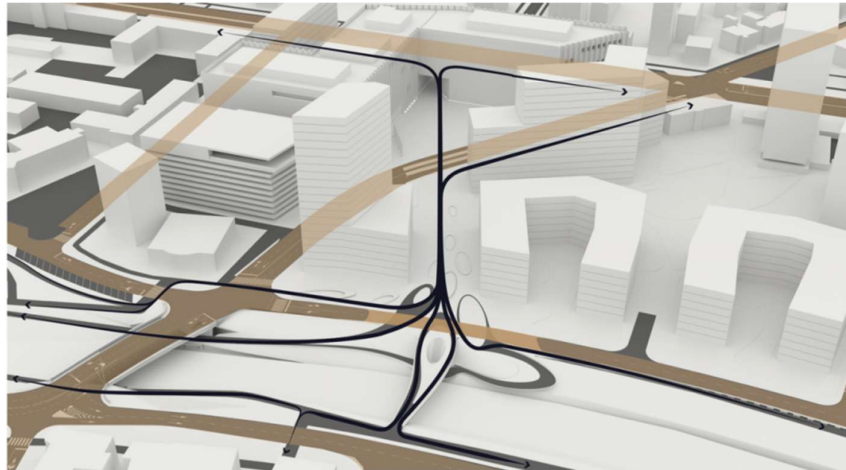


Figura 9.17. Direcții majore de circulație

S-a concluzionat că închiderea Inelului II de circulație (latura de Est) prin lucrările rutiere prevăzute în PUZ aduc un beneficiu major în privința posibilităților de deplasare în oraș.

Volumele mari de trafic deservite de Inelul II pe sectoarele ce traversează zona studiată (volum de ordinul a 10.000-15.000 Vt/14h pe sens) degreavează în principal arterele majore ce acced radical spre Inelul II dinspre Nord, Sud și Est (Antenelor, Popa Șapcă, Michelangelo – I.C. Brătianu – Hector, respectiv Take Ionescu). Curenții majori deserviți preponderant sunt cei de pe direcțiile Sud-Est și Nord-Est, iar deservirea curentului de pe direcția Sud-Nord a Inelului II aduce un raport mai redus (figura 9.17.).

În concluzie, realizarea Inelului II de circulație etapa 1 are o importanță economică și socială deosebită pentru zona în care este amplasată în Municipiul Timișoara întrucât creează condiții optime pentru circulația din prezent, dar și din perspectiva viitoare.

10. MONITORIZAREA GEOTEHNICĂ A CONSTRUCȚIEI NOU PROIECTATE ȘI A VECINĂȚILOR

10.1 Scopul urmăririi în timp a construcțiilor

Urmărirea comportării unei construcții în timp are scopul de a obține informațiile necesare pentru a asigura aptitudinea construcției la o exploatare normală, de a evalua condițiile pentru a împiedica accidentele, incidentele sau avariile, dar și de a micșora pagubele materiale, de degradare a mediului sau de pierdere de vieți.

Acțiunea de urmărire în timp a comportării unei construcții se realizează pentru a satisface prevederile legate de menținerea cerințelor de stabilitate, rezistență și durabilitate a construcției vizate, precum și pentru a menține stabilitatea și rezistența construcțiilor din vecinătate.

Urmărirea comportării în timp a construcției mare are următorul scop :

- identifică diferențele dintre condițiile presupuse la proiectare și cele reale de teren;
- verifică validitățile ipotezelor de proiectare.

Încadrarea în categoria de urmărire se face de către proiectantul geotehnician. Pe baza proiectului de monitorizare, executanții lucrărilor de urmărire întocmesc proiectele de detaliu (proiectele tehnologice) pentru realizarea fiecărei categorii de lucrări; în final, proiectele tehnologice sunt supuse aprobării proiectantului geotehnician.

Pe baza caracteristicilor construcțiilor proiectate, a specificului soluțiilor de fundare alese și ale terenului de fundare din amplasament, dar și în conformitate cu normativele P130:1999 și NP120:2014, se poate efectua urmărirea comportării în timp a unei construcții proiectate sau a altor clădiri aflate în apropiere. [62] [56]

Urmărirea comportării în timp a unei construcții, în conformitate cu normativul P130-1999, este „o acțiune sistematică de observare, examinare, investigare a modului în care răspund (reacționează) construcțiile, în decursul utilizării lor, sub influența acțiunilor agenților de mediu, a condițiilor de exploatare și a interacțiunii construcțiilor cu mediul înconjurător și cu activitatea utilizatorilor”. [62] Aceasta se realizează pe întreaga durată de viață a construcției, încă din momentul execuției, și reprezintă o activitate sistematică de valorificare, respectiv de culegere a rezultatelor obținute din măsurătorile și observațiile fenomenelor și mărimilor care definesc proprietățile construcției. Urmărirea se desfășoară prin următoarele metode: alarmare sau avertizare, interpretare, adaptare a procesului de întreținere, de execuție sau de exploatare, prevenire a avariilor, etc.

Programul de monitorizare include măsurători ale deplasărilor masivului de teren prin intermediul înclinometrelor verticale, măsurători ale tasărilor noilor construcții, ale terenului și ale construcțiilor învecinate prin metode topografice, măsurători ale tasărilor terenului de fundare cu ajutorul tasometrelor (extensometre verticale de adâncime).

Pe baza datelor obținute în cadrul proiectului de monitorizare geotehnică:

- trebuie verificate dacă sunt îndeplinite condițiile de siguranță și de exploatare normală a construcției;

- trebuie clarificate cauzele unor posibile, dar improbabile, degradări ale construcției sau ale vecinătăților, degradări ce pot fi datorate: eventualelor neuniformități ale terenului de fundare, variațiilor excesive ale nivelului apei subterane, influenței unor construcții noi executate în același timp în imediata apropiere sau erorilor de execuție;
- trebuie definitivat regimul de exploatare al construcției.

Conform principiilor P130-1999, frecvența citirilor pe elementele sistemului de monitorizare poate corespunde fiecărei faze relevante de execuție, dar cel mult la intervale de până la două săptămâni pe parcursul realizării lucrărilor de excavații, de epuizamente și de realizare a infrastructurii. [62] De asemenea, nivelul apei subterane în interiorul și în exteriorul incintelor trebuie măsurate și înregistrate zilnic. Înregistrările primare și prelucrate sunt transmise cu rapiditate către beneficiar, executant și proiectantul lucrărilor geotehnice.

10.2 Construcțiile învecinate

În acest capitol sunt prezentate construcțiile învecinate și rețelele de utilități aflate pe o rază de circa 20 metri față de limita excavației clădirii analizate.

În baza rezultatelor calculelor de deformații efectuate, a rezultat că execuția excavației adânci nu a fost în măsură să influențeze construcțiile aflate la mai mult de 20 metri față de limita acesteia.

Amplasamentul Corpului A se învecinează cu următoarele construcții/drumuri:

- la Nord – Bulevardul Take Ionescu;
- la Sud – Splaiul Protopop Meleție Drăghici și Canalul Bega;
- la Vest și Nord-Vest – Strada Academician Dimitrie Gusti;
- la Est – Spații industriale P+1.

10.3 Categoria urmăririi comportării construcției în timp

Urmărirea comportării blocului de 20 de etaje în timp, ținând cont de caracteristicile clădirii proiectate și de caracteristicile terenului de fundare de pe amplasament, s-a încadrat conform normativului P130:1999 în categoria de „urmărire curentă”. [62] În același timp, având în vedere complexitatea lucrărilor de fundare și a excavațiilor adânci ale noii construcții, precum și consistența programului de măsurători prevăzut, ar fi existat posibilitatea trecerii în categoria de „urmărire specială” pentru anumite zone ale infrastructurii, pentru anumite intervale de timp în perioada de execuție. Această creștere a categoriei de urmărire se putea efectua pe baza unei „inspectări extinse” și ar fi fost cazul numai dacă în perioada de execuție a infrastructurii ar fi apărut fenomene nefavorabile.

10.3.1. Urmărirea curentă a construcției

O urmărire curentă reprezintă „o activitate de urmărire a comportării construcției care constă în observarea și înregistrarea unor aspecte, fenomene sau parametri care pot semnaliza modificări ale capacității construcției de a îndeplini cerințele de rezistență, stabilitate și durabilitate stabilite prin proiect”. [62]

O urmărire curentă a comportării construcției se realizează cu echipamente de măsurare de uz curent, dar și prin examinare vizuală directă, la intervalele de timp prevăzute în program. Aceasta trebuie efectuată obligatoriu imediat după producerea unui eveniment deosebit (incendiu, inundație, seism).

Personalul care efectuează activitatea de urmărire curentă elaborează și rapoartele. Acestea sunt incluse în Cartea Tehnică a Construcției și trebuie menționate în Jurnalul Evenimentelor. Dacă sunt constatate deteriorări la structura construcției sau sunt descoperite deteriorări care pot afecta stabilitatea, rezistența sau durabilitatea construcției, proprietarul trebuie să realizeze o Inspecție Extinsă, chiar și o Expertiză Tehnică dacă este cazul.

10.3.2. Inspectarea extinsă a construcției

Din punctul de vedere al durabilității, rezistenței și stabilității construcției, inspectarea extinsă are ca scop examinarea amănunțită a tuturor elementelor nestructurale și structurale, a zonelor reparate și consolidate, a îmbinărilor construcției, a cazurilor speciale de comportare a terenului și a zonelor adiacente. Această activitate trebuie efectuată obligatoriu dacă este afectată siguranța construcției în urma:

- schimbării condițiilor de exploatare sau a destinației construcției;
- unor evenimente excepționale asupra construcției (foc, cutremur, explozii);
- apariția unor deteriorări importante observate în cadrul activității de urmărire curentă.

10.4. Urmărirea efectivă a comportării construcției

10.4.1. Generalități

Deformațiile orizontale și verticale, respectiv deplasările măsurate în timpul execuției (tasările relative, tasarea medie, înclinări ale construcției în ansamblu sau ale fundațiilor), trebuie comparate cu deformațiile și deplasările calculate.

10.4.2. Urmărirea tasării construcției cu ajutorul metodelor topografice

Urmărirea tasării unei construcții cu ajutorul metodelor topografice constă în „măsurarea modificării cotelor unor puncte izolate, materializate prin mărci de tasare, fixate solidar de construcții, raportate la repere de referință (repere fixe)”. [88]

În cazul blocului A de 20 de etaje din cadrul dezvoltării ISHO, în funcție de valoarea tasării absolute maxime s_{max} estimată prin proiect și conform STAS 2745:1990 (tabelul 1), s-a determinat precizia necesară efectuării măsurărilor deplasărilor verticale. [88]

Efectuând calculele specifice prin metoda elementului finit cu programul PLAXIS 2D 2017.01, s-a determinat o tasare de calcul de ~ 2 cm sub terenul adiacent zonei sud a amplasamentului. PLAXIS 2D este un program bidimensional bazat pe Metoda Elementului Finit, special conceput pentru analiza deformațiilor și stabilității în ingineria geotehnică, considerând starea plană de deformații. Caracteristicile acestui software ce îl fac potrivit pentru analiza numerică a sistemelor de sprijinire sunt în special modelele constitutive avansate privind modelarea comportamentului neliniar al pământurilor, importante pentru modelarea interacțiunii dintre teren și structură, dar și calculul etapizat pentru o simulare realistă a realizării construcției.

Potrivit prevederilor menționate mai sus și conform STAS 2745:1990 (tabelul 2), următoarele condiții trebuiau îndeplinite la lucrările de nivelment pentru a putea obține valoarea tasării absolute maxime estimată prin proiect: [88]

- cerința privind precizia - ridicată
- clasa de precizie convențională - B
- eroarea deplasării verticale măsurată, admisibilă - $\pm 1,0$ mm.

Metoda de nivelment recomandată a fost cu nivelmentul geometric de precizie.

10.4.2.1. Reperele de referință

Având în vedere particularitățile de amplasament și constructive ale construcției, precum și recomandările standardelor, în cazul prezentat au fost amplasate 3 reperi de referință în zonele neafectate de alte lucrări sau de circulație. Aceste reperi au fost montate pe structura de rezistență a unor construcții din vecinătate la care tasările s-au stabilizat în timp.

Amplasarea reperelor s-a făcut în așa fel încât să se poată realiza cele mai bune vizări din aceste puncte, a cât mai multor mărci, pentru a putea urmări tasările.

Prin stabilirea poziției reperelor s-a asigurat posibilitatea de a viza toate mărcile de tasare, unele dintre ele putând fi vizualizate de la cel puțin două reperi diferite. Pentru aceste mărci de tasare s-a recomandat măsurarea din ambele puncte, așa numita măsurătoare încrucișată.

Stabilitatea reperelor de referință a fost o condiție obligatorie pentru efectuarea măsurătorilor și care trebuie controlată la fiecare ciclu de observații.

Acordul de instalare al reperelor de referință a fost obținut cu sprijinul beneficiarului.

10.4.2.2. Mărcile de tasare

Acestea reprezintă „reperi mobile de nivelment” și se montează pe elemente proprii ale structurii, pe radiere, planșee sau stâlpi ai construcției, pe borduri sau trotuare ale unor căi de acces învecinate, pe construcții sau rețele din apropiere, pentru a putea fi asigurată păstrarea lor în timp, pe toată perioada realizării măsurătorilor și observațiilor (în timpul execuției, precum și în timpul exploatării). [47]

În cazul nostru, unitatea care a efectuat măsurătorile a definitivat amplasarea mărcilor de tasare, în acord cu proiectantul, executantul și beneficiarul și a ținut cont de particularitățile constructive ale construcției, precum și de precizia impusă de măsurători. S-a ținut cont la amplasarea mărcilor de tasare ca acestea să nu fie acoperite de lucrările de finisaj sau deteriorate.

Mărcile de tasare instalate pe structura proprie au fost realizate din oțel inoxidabil. S-a ținut cont de faptul că la măsurătorile de precizie nu este recomandată folosirea mărcilor de tasare formate din 2 părți: un bolț detașabil și o teacă înglobată în elementul de construcție (în conformitate cu STAS 2745:1990, paragraf 4.5). [88]

Au existat și cazuri în care, pe parcursul execuției, unele mărci de tasare au devenit inaccesibile. Acestea au fost înlocuite cu alte mărci de tasare doar după ce, între mărcile fixate inițial și cele substituite, a fost stabilită diferența de cotă.

Mărcile de tasare pentru structurile monitorizate s-au amplasat la circa 30 cm peste cota radierului.

Poziția aproximativă a mărcilor de tasare este indicată în Figura 232. [72]

10.4.3. Măsuratori înclinometrice

Pentru determinarea valorilor deplasărilor masivului de teren s-au instalat tuburi înclinometrice.

Astfel, 6 tuburi înclinometrice verticale cu lungimea de ~10 m au fost instalate în masivul de teren și introduse în forajele cu diametrul de 130 mm executate în prealabil.

După introducerea tuburilor înclinometrice în țevile metalice și în foraje, spațiul inelar dintre tubul înclinometric și țeava metalică a fost umplut prin pompare cu ajutorul unui tub pierdut instalat în baza forajului. Umplerea s-a realizat cu o suspensie autoîntăritoare care a avut un modul de deformație controlat (modul edometric cuprins între 20 și 40 MPa). S-au realizat încercări edometrice pentru materialul utilizat la fiecare înclinometru injectat.

Tuburile au fost închise la partea inferioară pentru ca suspensia de umplere să nu pătrundă în tubul înclinometric.

Cotele de nivel ale capetelor superioare ale coloanelor înclinometrice s-au stabilit topometric față de reperate de referință.

Poziția aproximativă a fiecărui tub înclinometric a fost prevăzută în Figura 232. [72]

10.4.4. Urmărirea deformațiilor terenului de fundare cu ajutorul tasometrelor

În masivul de pământ din amplasament s-au instalat 2 tasometre.

Tasometrele electroinductive au fost prevăzute cu inele magnetice instalate la un interval mediu de 2 m adâncime. Acestea au fost instalate în forajele cu diametrul de 130 mm. Spațiul inelar dintre tasometru și peretele forajului a fost umplut prin injectarea unei suspensii autoîntăritoare cu un modul de deformație controlat (un modul edometric cuprins între valorile de 20 și 40 MPa). S-au făcut încercări edometrice pentru materialul utilizat la fiecare tasometru injectat. Injectarea s-a realizat prin intermediul unui tub pierdut instalat în baza forajului.

Precizia măsurătorilor tasometrice a fost ± 2 mm. Condiția de validare a unei serii de măsurători a fost ca diferențele de cotă ale fiecărui reper, obținute prin măsurători repetate, să nu depășească ± 2 mm. În caz contrar, s-ar fi repetat măsurătorile. [72]

Pentru fiecare tasometru în parte, s-a realizat un spațiu tehnologic în radier, pentru acces, la capătul superior al tasometrului. Respectivul spațiu tehnologic a fost prevăzut cu o ramă și cu un capac carosabil având posibilitatea de închidere. Instalarea coloanelor tasometrice s-a realizat cu atenție pentru a nu permite infiltrarea apei subterane în subsol.

10.4.5. Monitorizarea nivelului apei subterane

Monitorizarea nivelului apei subterane în interiorul incintei s-a realizat prin intermediul puțurilor de epuizment și a piezometrelor.

Monitorizarea nivelului apei subterane s-a realizat săptămânal pe toată durata execuției lucrărilor de epuizment.

De asemenea, s-a urmărit cantitatea de debit solid extras de sistemul de epuizment și s-a verificat ca la fiecare fază de excavare, nivelul depresionat al apei subterane să fie cu cel mult 1,00 m sub nivelul excavației pentru a nu produce eforturi și deformații excesive.

10.4.6. Efectuarea măsurătorilor

10.4.6.1. Măsurători pe perioada de execuție a excavațiilor adânci și a structurii noii construcții

Lucrările de monitorizare în faza de execuție a excavației adânci au constat în:

- măsurători de tasare la structura proprie și la construcțiile, căile de acces și rețelele învecinate;
- măsurători înclinometrice ale masivului de pământ (cu o precizie minimă de $\pm 0,1$ milimetri/metru); [72]
- monitorizarea deformațiilor terenului de fundare cu ajutorul tasometrelor;
- monitorizarea nivelului apei subterane.

Datele înregistrate în cadrul măsurătorilor au fost prelucrate și s-a emis câte un raport de prezentare a măsurătorilor pentru fiecare etapă de măsurare.

Înainte de începerea lucrărilor de construcție, executantul, împreună cu beneficiarul, au transmis o notificare scrisă cu confirmare de primire către proprietarii construcțiilor învecinate prin care s-a cerut acordul în vederea montării și citirii „de zero”, respectiv realizarea unui releveu fotografic al eventualelor fisuri existente. În cazul în care nu s-a primit nici un răspuns, beneficiarul lucrării s-a considerat absolvit de orice responsabilitate în ceea ce privește eventualele degradări ce puteau apărea sau care puteau fi pretinse la construcțiile existente.

Ciclurile minime de măsurare sunt indicate în continuare.

Măsurători asupra mărcilor de tasare instalate pe noua construcție și pe construcțiile învecinate

Măsurătorile pentru mărcile de tasare și reperele de referință s-au făcut după cum urmează:

- citirea de zero s-a făcut înainte de începerea lucrărilor;
- la fiecare fază relevantă de execuție, dar la maxim două săptămâni pe perioada de execuție a infrastructurii;
- la realizarea a patru – cinci niveluri din suprastructură;
- la finalizarea suprastructurii;
- la punerea în exploatare a construcției.

Următoarele faze din execuția infrastructurii s-au considerat relevante pentru a realiza măsurătorile:

- după excavarea până la cota finală;
- după excavarea pe ploturi a contrabanchetelor, concomitent cu turnarea betonului de egalizare cu rol de sprijin pentru susținerea berlinezei;
- după finalizarea radierului și instalarea mărcilor de tasare pe propria structură la nivelul radierului;
- după finalizarea infrastructurii și execuția planșeului de cotă $\pm 0,00$;
- după oprirea epuizmentelor.

Conform fazelor menționate mai sus și a graficului de execuție, s-au executat 15 cicluri de măsurători asupra mărcilor de tasare.

Măsurători de înclinometrie în coloanele înclinometrice verticale instalate în masivul de teren

Măsurătorile pentru tuburile înclinometrice instalate în masivul de teren s-au realizat după cum urmează:

- citirea de zero s-a făcut înainte de începerea lucrărilor;
- la fiecare fază relevantă de execuție, dar la maxim două săptămâni pe perioada de execuție a infrastructurii;

S-au considerat următoarele faze relevante de execuție a infrastructurii pentru realizarea măsurătorilor:

- după excavarea până la cota finală;
- după excavarea pe ploturi a contrabanchetelor, concomitent cu turnarea betonului de egalizare cu rol de sprijin pentru peretele mulat;
- după finalizarea radierului;
- după finalizarea infrastructurii și execuția planșeului de cotă $\pm 0,00$.

În final, s-a făcut un număr de 10 de cicluri de măsurători asupra coloanelor înclinometrice.

Măsurători ale deformației terenului de fundare cu ajutorul tasometrelor (extensometre verticale de adâncime)

Măsurătorile pentru tasometrele instalate în masivul de pământ s-au realizat după cum urmează:

- citirea de zero s-a făcut înainte de începerea lucrărilor;
- la fiecare fază relevantă de execuție, dar la maxim două săptămâni pe perioada de execuție a infrastructurii;
- la realizarea a patru – cinci niveluri din suprastructură;
- la finalizarea suprastructurii;
- la punerea în exploatare a construcției.

S-au considerat următoarele faze relevante de execuție a infrastructurii pentru realizarea măsurătorilor:

- după excavarea până la cota finală;
- după turnarea radierului;
- după oprirea epuizmentelor.

Conform graficului de execuție și a fazelor menționate mai sus, s-au efectuat 15 de cicluri de măsurători asupra coloanelor tasometrice.

Măsurători piezometrice

Măsurarea nivelului piezometric în puțurile de epuizment și în puțurile piezometrice s-a făcut o dată la 1, 2 săptămâni, în funcție de condițiile meteo, până la închiderea acestora.

S-au realizat măsurători suplimentare și în cazul situațiilor neprevăzute, acolo unde proiectantul le-a considerat justificate.

10.4.6.2. Monitorizarea eventualelor fisuri

La construcția nou proiectată s-au efectuat măsurători asupra fisurilor apărute în elementele structurale (planșee, grinzi, centuri, stâlpi, pereți de zidărie).

Concomitent cu celelalte serii de măsurători s-au efectuat și citirile privind deschiderea fisurilor.

S-au marcat periodic cu ajutorul unor liniuțe vopsite, extremitățile fisurilor dezvoltate în lung, în dreptul cărora s-a notat și data. În cazul urmăririi dezvoltării fisurilor în sens transversal, s-au folosit pe ambele părți ale fisurii repere fixate,

lângă care s-a menționat numărul și data montării. În cazul fisurilor cu deschidere transversală mai mare de 1 milimetru, s-a măsurat inclusiv adâncimea acestora.

La fisurile la care deschiderea s-a amplificat, au fost dispuse măsuri de intervenție. Dacă fisurile s-ar fi extins, proiectantul ar fi trebuit să dispună o inspecție extinsă a construcției sau chiar o urmărire specială.

Monitorizarea elementelor structurale și nestructurale s-a realizat conform prevederilor proiectelor de structură și arhitectură.

10.4.6.3. Înregistrarea și prelucrarea observațiilor

Valorile măsurate s-au trecut pe teren în carnetul de monitorizare. S-au consemnat inclusiv datele necesare pentru a prelucra și interpreta ulterior rezultatele, ca de exemplu: poziția în plan a construcției și a reperelor, date asupra încărcării din momentul efectuării citirii, etc.

După fiecare ciclu de observații, prelucrarea analitică a rezultatelor obținute de unitatea care a efectuat monitorizarea execuției incintei a cuprins: modul de stabilire al preciziei, verificarea carnetelor de monitorizare, a stabilității reperelor de referință, a deplasărilor înclinometrelor, calculul deplasărilor mărcilor de tasare, verificarea deformației pe adâncime a terenului de fundare, a eforturilor în șpraițurile metalice, verificarea erorilor înregistrate prin compararea cu cele admisibile.

Prelucrarea grafică a valorilor din măsurători a cuprins construirea unei diagrame de evoluție în timp pentru fiecare element de monitorizare.

Pe baza tasării mărcilor individuale s-a putut calcula tasarea medie până în prezent a construcției.

Toate rezultatele măsurătorilor au fost menționate în Jurnalul Evenimentelor.

Înregistrările centralizate de pe întreaga perioadă de execuție a lucrărilor au fost transmise neîntârziat la proiectant, care, dacă ar fi fost cazul, putea decide inițierea anumitor lucrări de corectare cum sunt: suplimentări ale reazemelor orizontale cu șpraițuri intermediare metalice, adaptări la epuizmente, modificări la lucrările de betonare și de excavare în interiorul incintei, injecții suplimentare în teren pe conturul incintei, etc

10.5. Schiță amplasare lucrări de monitorizare geotehnică

În figura 10.1. este reprezentată schematic amplasarea piloților, a mărcilor de tasare, a tasometrelor și a înclinometrelor: [72]



Figura 10.1. Schiță amplasare lucrări de monitorizare geotehnică

10.6. Concluzii

Unul dintre obiectivele esențiale ale urmării comportării în timp a unei construcții (fie că vorbim despre silozuri, baraje, coșuri de fum, poduri sau clădiri înalte - cum este și clădirea noastră de 20 de etaje), este acela de a reduce riscurile apărute ca urmare a atingerii stărilor de limită, ce implică fie pierderea capacității de a satisface condițiile de exploatare, fie generarea unor pericole pentru oameni și bunurile materiale deservite. Sesizarea din timp a tendințelor de pierdere în exploatare a siguranței construcțiilor se poate realiza cu ajutorul observațiilor și măsurărilor periodice a parametrilor caracteristici ca urmare a răspunsului construcției la solicitările exterioare, cum sunt spre exemplu deplasările sau deformațiile elementelor structurale.

În Cartea Tehnică a Construcției sunt păstrate documentele care conțin datele obținute din lucrările de monitorizare ale infrastructurii, precum și influența acestor lucrări asupra zonelor învecinate. Acestea au fost predate, conform prevederilor din Legea nr. 10/1995 (care se referă la calitatea în construcții), proprietarului / beneficiarului construcției la recepția construcției. [51]

Măsurătorile de monitorizare geotehnică ale construcției au fost și sunt făcute și în prezent de unități specializate, cu experiență în domeniu. Ele se realizează respectând programul și cerințele definite de proiectant în documentele aferente, dar și legislația în vigoare. Datele obținute din lucrările de monitorizare sunt transmise și în prezent proiectantului lucrărilor geotehnice și beneficiarului.

11. CONCLUZII GENERALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

11.1. Concluzii generale

Lucrarea abordează la nivel teoretic și practic soluțiile găsite pentru a rezolva problemele create de aglomerările urbane, respectiv necesitatea realizării clădirilor înalte pentru a minimaliza suprafețele construite la sol. În cazul practic analizat în prezenta lucrare (blocul de 20 de etaje din ansamblul ISHO) a fost obligatorie găsirea unei soluții de fundare particulară, atât datorită înălțimii ei, cât și în contextul caracteristicilor solului și a apei subterane.

Clădirea A este în momentul de față cea mai înaltă clădire de locuințe din Timișoara. Având în vedere că aceasta se situează în proximitatea Begăi și nivelul apei freactice este unul ridicat, găsirea unei soluții de fundare a necesitat o atenție sporită și o particularizare deosebită. În funcție de condițiile de teren reieșite din studiul geotehnic, dar și de alte elemente cum sunt înălțimea construcției, structura acesteia etc, s-a putut stabili modul de realizare al fundației. Rigiditățile sistemului de fundare au fost analizate în ansamblu, având în vedere conlucrarea și interacțiunea dintre infrastructură și terenul de fundare.

În **Capitolul 1 „Introducere și considerații generale”** al tezei s-a făcut o prezentare generală a progresului construcțiilor odată cu trecerea timpului. În acest context, sunt menționate cele mai înalte clădiri din lume, din România și din Timișoara. De asemenea, este descrisă modalitatea în care evoluția materialelor (materiale durabile cum sunt: oțelul, fierul sau betonul armat) a permis realizarea clădirilor din ce în ce mai înalte și este prezentat un grafic cu cele mai înalte construcții de-a lungul timpului. Tot în acest capitol este specificată necesitatea evoluției clădirilor pe verticală (ce impact și cum influențează această schimbare viața de zi cu zi a oamenilor). În prezent, cea mai înaltă clădire din lume, localizată în Dubai (Emiratele Arabe Unite), este Burj Khalifa, cu o înălțime totală de 828 de metri, dar acest trend este în creștere întrucât a devenit o provocare tot mai mare doborârea acestui record.

Capitolul 2 „Aspecte generale referitoare la construcții, clădiri și structuri” abordează importanța structurii de rezistență a unei construcții, precum și factorii care trebuie luați în considerare la alegerea sistemului structural. În acest capitol s-a făcut o introducere în construcții, în care au fost prezentate următoarele noțiuni generale: au fost prezentate cele 4 clase de importanță ale construcțiilor, au fost clasificate clădirile după modul de comportare la acțiuni seismice, după forma în plan, după categorii (clădiri de locuit, clădiri social-culturale, clădiri industriale, respectiv clădiri agricole).

O clădire este considerată înaltă dacă are mai mult de 11 etaje fără parter și foarte înaltă dacă pardoseala ultimului nivel se află la o înălțime minimă de + 45 m.

În decursul timpului, sistemele structurale au evoluat și s-au adaptat la nevoile populației. Au început să se folosească scheletele de oțel pentru realizarea structurii, ceea ce a permis realizarea pereților cortină din sticlă, maximizând astfel lumina naturală a spațiilor de birouri, locuințele devenind mult mai luminoase decât în cazul încăperilor cu ferestre clasice.

În funcție de destinația clădirii, există următoarele tipuri de sisteme structurale: sisteme structurale în cadre, sisteme cu pereți structurali, respectiv sisteme mixte (cu cadre de beton armat și pereți structurali).

În cadrul clădirii de 20 de etaje studiată în prezenta lucrare s-a folosit un sistem structural dual, format din cadrele perimetrice (alcătuite din grinzile de închidere și din stâlpii fațadei) și din pereții structurali ai nucleului central (realizați din beton armat). Pentru elementele din beton armat turnate s-a prezentat procedura de lucru respectată (care a fost întocmită anterior), în care au fost enunțate aspecte referitoare la: realizarea cofrajelor, montarea și verificarea armăturilor, turnarea și vibrarea betonului, precum și tratarea după turnare a betonului. Au fost folosite betoane de clase C30/37, C35/45 și armătură B500 cu clasa de ductilitate B.

Capitolul 3 „Analiza amplasamentului ISHO și prezentarea sintetică a studiilor geotehnice” prezintă cele 2 studii de amplasament pentru proiectul analizat amplasat pe malul Begăi: un studiu geotehnic preliminar și un studiu geotehnic de detaliu.

În cazul studiului geotehnic inițial, cercetarea terenului a constat în realizarea a 6 teste de penetrare dinamică cu con cu o adâncime de 20 metri, 4 foraje hidrogeologice cu adâncimi cuprinse între 10 - 25 metri și 4 foraje geotehnice cu adâncimi de 20 - 50 metri. Analiza datelor din teren a pus în evidență faptul că în zona activă a construcției sunt prezente pământuri cu o compresibilitate medie spre mare. Scopul realizării încercărilor a fost de a identifica succesiunile stratigrafice, de a determina caracteristicile fizice și mecanice ale terenului de fundare, dar și de a stabili pentru lucrările de fundații din amplasament, condițiile de execuție și proiectare. În foraje, apa subterană s-a întâlnit la adâncimi de 5,5-9,0 metri față de cota terenului natural. Tot în acest capitol a fost prezentată stratificația amplasamentului, întâlnită în cazul fiecărui foraj în parte, împreună cu documentațiile topografice aferente.

Studiul geotehnic de detaliu s-a întocmit pentru a putea detalia condițiile geotehnice din amplasament și pentru a prezenta rezultatele obținute. În cadrul investigațiilor geotehnice, s-au realizat două încercări cu dilatometrul plat Marchetti echipat cu modulul seismic (SDMT), o încercare cu dilatometrul plat Marchetti (DMT) și opt sondaje de penetrare statică cu con (CPT). Stratificația luată în calcul a inclus următoarele șapte straturi reprezentative: umplutură eterogenă, complex argilos prăfos, complex nisipos, complex argilos, complex nisipos prăfos, orizont argilos prăfos, orizont nisipos, complex argilos. Valoarea presiunii convenționale pentru stratul I (complex argilos prăfos întâlnit între cotele -2,66 și -9,06), a fost aleasă de $p_{conv} = 150 \text{ kPa}$ în baza lui NP 112-04.

Luând în considerare investigațiile geotehnice efectuate, terenul de fundare a rezultat ca fiind în categoria de „terenuri medii-dificile”. În funcție de apa subterană, amplasamentul s-a putut încadra în clasa „cu epuizmente normale”. Studiul geotehnic de detaliu a concluzionat că amplasamentul analizat s-a încadrat, în concordanță cu NP 074-2014, în categoria geotehnică 3 (clasa de „risc geotehnic major”).

Capitolul 4 „Utilizarea sistemelor de epuizment pentru realizarea construcțiilor în terenuri cu nivel freatic ridicat - cazuri generale și caz particular ISHO” tratează metodele prin care se poate îndepărta apa subterană din sol prin alegerea unei soluții optime de epuizment, dar și importanța executării unui sistem de epuizment bine dimensionat. Realizarea unui sistem de epuizment vine în contextul nevoii de a scădea nivelul apei freatice pentru a se putea efectua lucrări de săpătura în condiții de siguranță.

Alegerea celei mai eficiente metode de epuizment se face în funcție de: dimensiunile excavației, de perioada de timp în care rămâne deschisă excavația, de caracteristicile straturilor de pământ și de presiunea apei din fiecare strat.

Este obligatorie întocmirea un proiect de epuizment (care să conțină cel puțin un studiu geotehnic și un studiu hidrogeologic) în cazurile în care apa subterană se află mai sus decât cota inferioară a săpăturii.

În vederea evacuării apei de pe șantierul ISHO au fost prevăzute 13 foraje: 10 foraje cu o adâncime de 12 metri și 3 foraje cu adâncimea de 16 metri. Poziționarea acestora a fost reprezentată schematic în figura 4.2.

Elaborarea modelării hidraulice prin intermediul aplicației specializate PMWIN în urma căreia s-au studiat variantele de amplasare a forajelor, numărul acestora, precum și debitele necesare a permis concluzionarea celei mai bune variante de a realiza sistemul de epuizment pentru prezentul studiu de caz, ținând cont atât de posibilitățile de execuție din punct de vedere tehnic și funcțional, cât și ținând cont de aspectul economic (care a fost decisiv în alegerea variantei finale). Prin rularea programului s-au obținut nivelele și debitele de tranzit în amplasamentul studiat, ceea ce a permis compararea acestor date cu măsurătorile realizate efectiv în teren. Obținerea rezultatelor asemănătoare (din modelare cu valorile din teren) a demonstrat importanța realizării unor proiecte bine structurate, întocmite cu modelări specializate în programe avansate de calcul anterior executării lucrărilor, întrucât doar în acest fel se pot realiza optimizări de costuri și se pot găsi cele mai eficiente soluții. Valorile obținute din modelare s-au concretizat și în măsurători în proporție de 90%, lucru care a confirmat faptul că modelul a fost bine validat și calibrat.

Capitolul 5 „Realizarea excavației adânci în zone urbane” definește care sunt sursele de risc care pot apărea atunci când se execută o excavație adâncă (mai mare de 3 metri) într-o zonă urbană, dar și cum execuția acesteia influențează clădirile vecine.

Prima etapă a oricărei excavații este proiectarea (în care se stabilesc dimensiunile în plan ale excavației și adâncimea acesteia, în care se alege soluția de excavare și în care se determină sistemul de epuizment), urmată abia ulterior de execuție. În timpul execuției este obligatorie atât monitorizarea lucrărilor executate, cât și urmărirea construcțiilor din apropiere.

În alegerea soluției de excavare și de protecție a malului de pământ trebuie ținut cont de caracteristicile terenului de fundare, de condițiile de amplasament, de vecinătăți și de condițiile climatice ale zonei. Adâncimea excavației se stabilește în funcție de numărul de niveluri subterane care se doresc a se realiza și în funcție de soluția de fundare.

Forma în plan a blocului de 20 de etaje este de trapez neregulat, cu o arie construită de aproximativ 1250 metri pătrați. S-a luat în considerare o adâncime de 4,30 metri ($\sim +85,00$ rMN) a nivelului apei subterane față de cota terenului natural (la care s-a mai ținut cont că $\pm 1,00$ m poate varia în funcție de condițiile meteorologice). Din calcule, a rezultat ca fiind necesară o adâncime a excavației de $-8,00$ metri față de cota de săpătură și $-8,58$ metri în zona piloților.

S-a stabilit că execuția în siguranță și stabilitate a excavației pentru clădirea A să se realizeze astfel: pe conturul laturilor de Nord, Est și Vest să se realizeze un taluz cu panta de aproximativ 1:1 (protejat cu folie), iar pe latura din Sud, protecția să fie asigurată cu ajutorul unei sprijiniri berlineze. Realizarea sistemului de fundare și a excavației sub protecția sprijinirii berlineze a prezentat garanția că nu sunt afectate rezistența, stabilitatea și exploatarea normală a masivului de teren adiacent sprijinirii.

Tot în cadrul acestui capitol au fost descrise etapele de realizare ale excavației, precum și felul în care s-au realizat lucrările de monitorizare la blocul A.

Capitolul 6 „Fundatii” abordează tipurile și importanța soluțiilor de fundare. Rolul fundațiilor este de preluare a încărcărilor provenite de la suprastructură și de transmitere mai departe către terenul bun de fundare. Astfel, categoria terenului are un rol important în alegerea sistemului de fundare. Există 2 categorii de pământuri: coezive (pământuri prăfoase și pământuri argiloase) și necoezive (blocuri formate din bucăți mari de roci, bolovănișuri, pietrișuri și nisipuri).

Pentru a se stabili tipul de fundație corespunzător sunt necesare determinări din care să reiasă caracteristicile și proprietățile mecanice ale terenului de fundare. Tipul de fundație este influențat în mod direct de sistemul structural ales al construcției.

În funcție de: înălțimea minimă constructivă a fundației, condițiile tehnologice de execuție, nivelul apei subterane, natura terenului de fundare și adâncimea de îngheț, se alege adâncimea de fundare.

O fundație se poate executa din zidărie de piatră, beton armat sau beton simplu.

Există 2 tipuri de fundații: fundații indirecte (pentru situațiile în care terenul bun de fundare se situează la mai mult de 6 metri) și fundații directe (care pot fi sub ziduri sau sub stâlpi; aceste fundații pot fi folosite doar pentru terenurile bune de fundare care se află la o adâncime mică față de nivelul natural al terenului). Tipurile de fundații indirecte sunt: fundații pe coloane, pe chesoane sau pe piloți.

Sistemul de fundare ales pentru blocul de 20 de etaje a fost de fundare directă pe radierul cu grosimea de 80 centimetri în zona structurii subsolului și de fundare indirectă, pe piloți, amplasați sub radierul cu grosimea de 150 centimetri pe porțiunea structurii S+P+20E (etapele de realizare ale radierului pot fi observate în documentația fotografică din capitolul 6.6). Au fost executați 34 de piloți (plus un pilot de probă) cu adâncimea de 17 metri și diametrul de 108 centimetri. În proiectarea piloților s-a ținut cont de interacțiunea teren-structură a sistemului de fundare. Execuția piloților a fost evidențiată prin documentațiile fotografice din subcapitolul 6.4.

Tot în cadrul acestui capitol s-a realizat un calcul comparativ din punct de vedere tehnic, cât și din punct de vedere al costurilor (economic) care a confirmat faptul că execuția fundației în soluția implementată în șantier a reprezentat varianta optimă de fundare.

Pentru a verifica tehnologia de realizare a piloților în funcție de situația reală din teren, s-a efectuat o încercare de probă pe un pilot cu diametrul $d=1080$ mm, executat suplimentar, cu aceeași tehnologie ca și ceilalți piloți. Capacitatea portantă a pilotului de fundare a fost verificată printr-o încărcare de probă la nivel N2 pe un pilot instrumentat, încercare realizată conform normativului NP 045-2000. În subcapitolul 6.5 este prezentată o documentație fotografică cu etapele de realizare a probei, dar și valorile înregistrate de pilot la încercarea prin compresiune.

Totodată, acest capitol prezintă soluțiile folosite pentru fundarea celei mai înalte clădiri din lume (Burj Khalifa), respectiv din România (Sky Tower). Și în aceste cazuri, asemanător situației ISHO, clădirile sunt amplasate lângă un curs de apă. Soluția de fundare în cazul celor 3 studii prezentate s-a bazat pe același principiu, radier din beton armat și piloți ca soluție de fundare, respectiv sistem de epuziment pentru scăderea nivelului freatic.

Tasărilor inegale ale terenului ca urmare a unor soluții de fundare neadaptate la realitatea din teren sau a faptului că fundația nu a ajuns până la stratul bun de fundare pot conduce la apariția crăpăturilor în pereți.

De aceea, în comportamentul oricărei construcții, fundația are un rol decisiv și este important să nu se facă rabat în proiectare și execuție. O atenție deosebită trebuie acordată și protecției fundației la diverși factori, dar și hidroizolării acesteia.

În partea inițială a **capitolului 7 „Importanța realizării lucrărilor de hidroizolații”** sunt prezentate suprafețele pe care se aplică hidroizolațiile: pe elementele de infrastructură (fundații, socluri, pardoseli, subsoluri) și pe elementele de suprastructură (încăperi umede; balcoane și logii; acoperișuri în pantă sau de tip terasă), dar și modul în care acestea se pun în operă (trebuie respectate anumite prevederi în funcție de situație, prevederi care se folosesc în cazul suprapunerilor sau la îmbinarea dintre planurile orizontal-vertical). Ca materiale hidroizolante se utilizează: bitumurile, materialele bituminoase în suluri și masele bituminoase preparate din bitumuri. Tipurile de materiale cu care se realizează hidroizolarea sunt: materiale hidroizolante în foi, bituminoase sau polimerice.

Hidroizolațiile întâlnite la blocul A sunt: hidroizolații temporare la elemente verticale (folosite pe partea de clădire în vecinătatea căreia se va construi în viitorul apropiat o altă clădire, urmând ca acestea să fie înlocuite), hidroizolații permanente Armodillo la elementele verticale (la pereții subsolului) și hidroizolații cu membrane VOLTEX folosite îndeosebi la fundații (la hidroizolația peretelui lipit de berlineză, sub radierul clădirii, sub radierul casei pompelor, la hidroizolația piloților foraj).

Calitatea hidroizolației este obținută atât prin execuție, cât și prin modul de întreținere. Starea hidroizolațiilor trebuie verificată anual, de regulă la începutul verii. Întreținerea se realizează ori de câte ori este necesar (o dată la 2-3 ani pentru hidroizolațiile care au o vechime de până în 10 ani, minim o dată la 2 ani pentru cele cu o vechime de 10-15 ani și anual dacă hidroizolațiile au fost puse în operă de mai mult de 15 ani).

Capitolul 8 „Descrierea inelului de incendiu exterior necesar funcționării clădirii A ISHO” analizează importanța realizării unui sistem de incendiu exterior care să deservească clădirea de 20 de etaje (fără de care clădirea nu ar primi avizele să fie funcțională), dar și posibilitatea de optimizare a sistemului datorită faptului că blocul se află lângă râul Bega.

A fost necesară gasirea acestei soluții pentru stația de pompare întrucât operatorul de apă-canal nu putea asigura din sistemul centralizat al orașului presiunea și debitul necesare pentru a alimenta hidranții de incendiu exteriori și stinge un eventual incendiu.

Bazinul de captare al apei pentru inelul de incendiu funcționează pe principiul vaselor comunicante: priza de captare amplasată pe taluzul malului drept al canalului Bega conduce apa prin intermediul unei conducte montate cu pantă către un bazin colector cu apa. Din acest bazin, în cazul unui incendiu, apa va fi pompată cu ajutorul stației de pompare. Priza de captare și conducta utilizată pentru transportul apei din Bega au fost dimensionate pentru debitul de 25 l/s, în conformitate cu normativul P118/2-2013. La priza de captare a fost prevăzut un grătar metalic care să împiedice resturile de vegetație sau alte mizerii să pătrundă pe conductă și să o înfunde. Stația de pompare a fost executată lipită de subsolul blocului A, cu radierul comun, dar este o construcție independentă. Priza de captare s-a realizat cu ajutorul unor palplanșe metalice înfipte în Bega, din interiorul cărora a fost extrasă apa cu pompe și astfel a fost permisă realizarea execuției. Documentațiile fotografice din prezentul capitol evidențiază pașii de realizare a sistemului de incendiu.

Capitolul 9 „Amenajări urbanistice pentru asigurarea funcționalității dezvoltării ISHO” are ca obiectiv prezentarea impactului proiectului ISHO asupra circulației din zona învecinată, a recomandărilor ce decurg din analizele de trafic întocmite și a modului de realizare a drumului pentru fluidizarea traficului.

Pentru o circulație rațională ca urmare a dezvoltării rezidențiale, s-a impus realizarea rețelei de drum de acces, cât și a podului peste Bega, motiv pentru care a fost inclus în prezenta lucrare și acest studiu de caz.

Pentru trotuare și piste de bicicliști s-a adoptat o structură de rezistență în concordanță cu prevederile Indicativului NP 116-2005 („Normativ privind alcătuirea structurilor rutiere rigide și suple pentru străzi”). Amenajarea trotuarelor s-a efectuat conform STAT 10144/2-91 și conform Ind. P 132-93.

Categoria de importanță a porțiunii de drumul analizată a rezultat „C” (lucrări de importanță normală), iar clasa de importanță III. Drumul s-a amenajat cu patru benzi de circulație, piste de bicicliști, trotuare și asigură accesul între drumul european Bulevardul Take Ionescu și strada Splaiul Protopop Meleție Draghici.

De asemenea, a fost prezentat conceptul pentru podul care se va realiza ulterior peste Bega și care va face legătura dintre străzile Splaiul Protopop Meleție Draghici și Splaiul Nistrului.

În **capitolul 10 „Monitorizare geotehnică a construcției nou proiectate și a vecinătăților”** este relatată importanța urmării unei construcții în timp pentru ca aceasta să își păstreze stabilitatea și exploatarea în condiții de siguranță pe întreaga durată de viață proiectată. Urmărirea în timp este o acțiune periodică care se realizează prin: măsurători ale tasării construcției (prin metode topografice), măsurători inclinometrice (prin care se determină deplasări ale masivului de pământ), măsurători ale deformațiilor terenului de fundare (cu ajutorul tasometrelor), măsurători pentru determinarea nivelului apei subterane (folosind puțurile de epuizment și piezometrele). Măsurătorile realizate în perioada de execuție, dar și cele care se realizează pe perioada de existență a construcției trebuie păstrate în Cartea Tehnică a Construcției. În cadrul acestui capitol este atașată și schița cu amplasarea lucrărilor de monitorizare geotehnică a blocului de 20 de etaje.

Ca și concluzie generală, o clădire poate să fie funcțională și sigură doar prin soluții de fundare adecvate întrucât, pe lângă componentele conexe care fac exploatarea să se desfășoare în condiții optime, fundația este elementul esențial al structurii de rezistență. Astfel, pentru proiectele de anvergură, optimizarea soluțiilor de fundare reprezintă cheia pentru realizarea cu succes a lucrărilor. Așa cum a fost și în cazul celor mai înalte clădiri din lume, România și din Timișoara, doar prin particularizări de fundații la situația din teren se pot obține clădiri înalte.

Fiecare construcție și implicit element de fundație trebuie să îndeplinească un set de cerințe tehnico-economice / condiții tehnice principale în ceea ce privește durabilitatea în timp și robustețea structurală a construcției. Din acest motiv, este un proces complex conceperea și dimensionarea fiecărui element din structura de rezistență a unei clădiri.

Fundația este baza de susținere a construcțiilor. Ea este elementul principal care alcătuiește infrastructura clădirii și doar cu ajutorul ei este posibilă așezarea pe pământ. Întrucât pământul în care se realizează fundația are caracteristici mecanice inferioare față de materialele de construcții folosite în execuția fundațiilor, trebuie găsite soluții care să compenseze neajunsurile terenului.

În multe situații, datorită caracteristicilor terenurilor de fundare (umflări mari, umidități mari, caracteristici fizico-mecanice reduse), pământurile sunt clasificate ca fiind „necorespunzătoare”.

Pentru a optimiza un sistem de fundare, trebuie ținut cont de natura terenului de fundare și trebuie calculate solicitările aduse de clădire. Doar ulterior se poate stabili tipul fundației, dimensiunea geometrică a tălpii fundației, adâncimea de fundare

(stabilită în funcție de cota la care se află terenul bun de fundare) și caracteristicile materialelor care trebuie folosite pentru a asigura siguranța și integritatea clădirii. Eventualele lucrări de intervenție la fundații sunt dificile și costisitoare (în momentul intervenției trebuie avut în vedere inclusiv să nu fie afectată stabilitatea solului).

În cadrul celor 3 clădiri prezentate (studiul de caz ISHO complet detaliat și cele 2 clădiri cele mai înalte din lume, respectiv din România schematic prezentate pentru comparație), datorită faptului că încărcările din construcție au fost mari, baza clădirii a fost asigurată prin intermediul piloților, o fundație de adâncime care a permis clădirilor să pătrundă până în terenul bun de fundare și să transmită acolo încărcările, oferind astfel stabilitate întregii construcții.

Pentru a realiza lucrările de fundații în condiții de siguranță este important să fie gestionate în mod corespunzător și problemele conexe (pe lângă caracteristicile solului și modalitățile de evacuare a apelor subterane în vederea executării unor săpături în condiții de siguranță).

Dorința și ambiția de a realiza clădiri cât mai înalte conduce la necesitatea de a adopta tehnologii noi tot mai complexe, de a utiliza materiale performante dar și forță de muncă înalt calificată.

Optimizarea soluțiilor de fundare conduce la proiecte executate cu consumuri minime de materiale și tehnologie, dar care asigură în același timp rezistența și siguranța în exploatare.

11.2. Contribuții personale

În cadrul prezentei teze de doctorat am căutat, descris, implementat și urmărit soluții originale, moderne și particularizate în funcție de situația din teren cu scopul de a face posibilă execuția celei mai înalte clădiri rezidențiale din Timișoara și de a rezolva implicațiile care decurg din realizarea acesteia, principii care au stat la baza stabilirii obiectivelor de cercetare din cadrul prezentei teze.

Am sprijinit personalul specializat în domeniul Geotehnică și Fundații să realizeze studiile de teren, precum și pe ceilalți factori implicați pentru a realiza construcția.

Am identificat posibilitatea de elaborare și implementare a unor soluții inovative, adaptate la nevoile din teren, practicabile, fără de care dezvoltarea nu ar fi fost putut executată.

Se consideră că partea aplicativă pe care am dezvoltat-o în cadrul stagiului de doctorat redată sintetic în teză reprezintă o contribuție care ajută la dezvoltarea orașului și care vizează evoluția construcțiilor pe scară largă din România.

Am făcut o analiză a necesității realizării unei construcții înalte în orașul Timișoara, un oraș în continuă dezvoltare. Plecând de la faptul că terenul de fundare reprezintă bază de realizare a oricărei clădiri, am analizat și aprofundat caracteristicile terenului, precum și sistemele de fundare propuse de proiectant în urma cărora, pe baza discuțiilor din teren, s-a stabilit soluția finală.

Am identificat pe baza studiilor realizate, în faza inițială, factorii care duc la riscul de infiltrații în clădiri și în funcție de aceștia, am stabilit soluțiile de hidroizolații optime pentru fiecare caz în parte.

Cu privire la evacuarea apei din subteran, am urmărit respectarea principiului general de realizare a oricărei construcții: realizarea unor săpături sigure, în care să fie respectate normele de securitate și sănătate în muncă. Întrucât primul și cel mai important pas înainte de a începe săpăturile (și care reprezintă un pericol în lucrările de excavații) este de a scădea nivelul freatic dacă apa subterană se găsește mai sus decât cota la care se va săpa (cota inferioară a săpăturii), s-a identificat și analizat

cu ajutorul programului PMWIN un sistem compact și funcțional de epuzimente care să rezolve acest inconvenient (întrucât la clădirile înalte, față de clădirile cu o înălțime uzuală, cota inferioară a radierului se situează sub cota nivelului apei freactice). În urma studierii variantelor posibile din punct de vedere tehnic, s-a efectuat și o analiză economică ce a permis alegerea soluției optime, implementată în șantier. Din punct de vedere al contribuțiilor practice și aplicative, acest sistem a fost monitorizat în permanență prin măsurători periodice ale nivelului apei subterane din epuzimente și comparat cu rezultatele obținute din modelarea hidraulică. Au fost realizate și anexate atât fotografiile ale măsurătorilor, cât și tabele cu măsurătorile efectuate, cu ajutorul cărora s-a ținut o evidență și o cronologie a faptelor.

Din punct de vedere al cercetării teoretice, am prezentat categoriile de clădiri existente și părțile lor componente, tipurile structurale, precum și modul de determinare al claselor de importanță ale construcțiilor. Pentru a lărgi sfera teoretică privind clădirile înalte existente în lume, am realizat un studiu de caz care prezintă evoluția clădirilor în timp și o analiză a tipurilor de sisteme structurale folosite până în prezent, care a făcut posibilă execuția lor. Referitor la aplicarea practică, s-a urmărit și consemnat modul de punere în operă al betonului (turnarea elementelor din beton armat).

În scopul ilustrării importanței asigurării siguranței la foc a unei clădiri și caracterul aplicativ al unui inel de incendiu pentru un ansamblu rezidențial, ca o altă noutate în cadrul demersului meu științific, am analizat și am prezentat soluția inedită folosită pentru a asigura cantitatea de apă necesară în cazul unui incendiu la blocul de 20 de etaje. Am monitorizat respectarea îndeaproape a proiectului, prin consemnarea periodică a problemelor apărute, fotografiile și raportări.

Pentru a ilustra importanța unui concept unitar la un proiect complet, am făcut o analiză a traficului creat ca urmare a aglomerării urbane. În primă fază s-au realizat studii de trafic relevante pentru a stabili fluxul de circulație pe sectoarele de drum învecinate dezvoltării, după care am concluzionat necesitatea decongestionării traficului prin realizarea tronsonului de drum Inel II. În scopul determinării tipului de amenajare specifică și împărțire a drumurilor pe această zonă, am analizat principalele categorii de participanți la trafic (pietoni, bicicliști, șoferi, persoane care folosesc transportul în comun) și caracteristicile de care trebuie ținut cont (de exemplu, fiind parc învecinat cu copiii, au fost prevăzute delimitatoare de viteză în dreptul trecerilor de pietoni). Suplimentar, am prezentat ideea proiectanților de a realiza și un pod peste Bega, pod care va transforma radical zona și va crea o punte, o legătură cu zona imediat învecinată, Splaiul Nistrului, o zonă remarcată prin case rezidențiale, parcuri de recreere, promenadă.

De asemenea, am aprofundat și analizat necesitatea urmăririi în timp a unei construcții. Pentru analiză s-au folosit sisteme geotehnice 2D. Am prezentat diferitele tipuri de urmăriri în timp, importanța montării reperelor de referință, precum și dispunerea marilor de tasare. Suplimentar, am detaliat modul în care trebuie efectuate măsurătorile de monitorizare geotehnică.

Prevenția și controlul au fost cheia realizării cu succes a lucrărilor. Au fost luate măsuri pentru a evita posibilitatea de producere a vreunui eveniment neplăcut: au fost folosite plase de protecție din 2 în 2 etaje, balustrade la fiecare etaj, au fost astupate toate golurile tehnologice pentru a preveni împiedicarea, respectiv căderea în gol.

Sintetizat pe capitole, contribuțiile personale în această lucrare sunt îndreptate pe mai multe planuri, dintre care menționez:

- Capitolul 1: descrierea bibliografică a istoricului construcțiilor

- abordarea problemei aglomerațiilor urbane care a necesitat creșterea pe verticală a clădirilor și motivul pentru care acest trend este în ascensiune
- întocmirea graficului cu evidențierea tendinței de creștere în înălțime a clădirilor din lume în decursul timpului
- inventarierea și exemplificarea celor mai înalte clădiri din lume, România, respectiv din Timișoara;
- Capitolul 2:
 - enunțarea tipurilor de construcții și modalitățile lor de clasificare
 - prezentarea sistemelor structurale și clasificarea acestora în funcție de numărul de etaje
 - identificarea sistemului structural folosit în cazul blocului de 20 de etaje din dezvoltarea ISHO
 - realizarea fișelor tehnologice cu turnarea elementelor din beton armat: prezentarea aspectelor de care a trebuit să se țină cont, urmărirea respectării limitelor din perspectiva abaterilor permise
- Capitolul 3:
 - prezentarea datelor de teren pentru proiectul ISHO conform caracteristicilor generale zonale cu evidențierea particularităților de amplasament: adâncime de îngheț, încadrarea seismică
 - analiza și interpretarea datelor din teren rezultate în urma studiului geotehnic
 - sintetizarea stratificației amplasamentului conform forajelor realizate
 - prezentarea documentației fotografice cu stratificația amplasamentului studiat
 - încadrarea terenului în categoria geotehnică corespunzătoare conform NP 074-2014
 - realizarea schiței cu amplasarea investigațiilor geotehnice.
- Capitolul 4:
 - stabilirea limitei de adâncime a apei freatice confortabile din punct de vedere al execuției construcției de pe amplasament
 - interpretarea datelor reieșite din studiul hidrologic
 - aplicarea unui soft de ultima generație, Modflow, pentru modelarea unor foraje de epuziment în vederea realizării unor fundații de adâncime în vecinătatea unor cursuri de apă
 - prezentarea capacităților programului Modflow (*PMWIN*), precum și modalitatea de modelare, calibrare și validare a modelării numerice bazate pe metoda diferențelor finite
 - prezentarea cerințelor privind condițiile de margine, precum și tehnicile de modificare a unor parametri necesari calibrării și în final validării modelului
 - modelarea hidraulică a 3 soluții de realizare a sistemelor de epuziment (cu 11, 13 și 15 foraje), analiza și concluzionarea (cu reprezentare grafică) a variantei optime din punct de vedere economic și realizabil în șantier

- monitorizarea nivelului apei freactice prin măsurători săptămânale în golurile de epuizament (urmărirea scăderii și menținerii pânzei freactice)
- compararea rezultatelor obținute din măsuratori cu cele din modelare
- reprezentarea schematică a amplasării celor 13 foraje raportate la blocul de 20 de etaje
- epuizmentelor.
- Capitolul 5:
 - studierea riscurilor execuției excavațiilor adânci și analizarea aspectelor de care trebuie ținut cont
 - întocmirea schițelor cu planul de subsol și vederi berlineză
 - detalierea etapelor și modalităților de realizare a lucrărilor de săpătură
 - redarea fotografiilor întocmite în perioada de execuție a lucrărilor
- Capitolul 6:
 - introducerea în importanța fundațiilor și descrierea modului prin care trebuie aleasă soluția optimă de fundare
 - sintetizarea tipurilor de fundații
 - prezentarea și analizarea modului în care au fost proiectați piloții pentru blocul de 20 de etaje din cadrul dezvoltării ISHO
 - realizarea unui studiu comparativ din punct de vedere economic și tehnic cu soluțiile de fundare pretabile a fi folosite în cazul blocului de 20 de etaje; prezentarea relațiilor de calcul, interpretarea rezultatelor și selectarea soluției optime de fundare
 - execuția piloților: enunțarea materialelor folosite, analizarea etapelor de realizare și urmărirea abaterilor reieșite din execuție raportate la cotele și dimensiunile din proiect
 - realizarea planului de amplasare a piloților și a documentației fotografice cu etapele de realizare a acestora
 - colectarea și prelucrarea datelor necesare efectuării încercării de testarea a integrității pilotului de probă: relatarea modul de efectuare al încercărilor, sintetizarea valorilor înregistrate, realizarea pozelor
 - întocmirea documentației fotografice în care s-a redat modul în care a fost armat radierul (inclusiv regulile respectate la turnarea radierului)
 - analiza comparativă a sistemelor de fundare folosite pentru execuția celor mai înalte clădiri din lume, Burj Khalifa și din România, Sky Tower cu cea optimizată utilizată pentru blocul de 20 de etaje din Timișoara care face obiectul de studiu al prezentei teze.
- Capitolul 7:
 - studierea tipurilor de hidroizolații existente pe piață în momentul actual;
 - descrierea particularităților de care trebuie ținut cont la realizarea unei hidroizolații
 - analiza și efectuarea managementului pentru aspectele verificate în momentul execuției hidroizolațiilor: urmărirea respectării cerințelor de calitate și a modului de întreținere

- identificarea și propunerea tipurilor finale de hidroizolații folosite pe clădirea A, exemplificate și prin fotografiile realizate în momentul punerii acestora în operă, respectiv arhivarea acestor fotografii pe fiecare etapă
- Capitolul 8:
 - schițarea casei pompelor
 - analizarea modalității de execuție a sistemului de incendiu exterior, precum și importanța realizării acestuia;
 - realizarea fotografiilor întocmite în momentul baterii palplanselor în Bega pentru realizarea zonei de captare a apei.
- Capitolul 9:
 - studierea circulației în zona ISHO și efectuarea analizei de trafic cu detalierea orelor de vârf, a tipurilor de autovehicule
 - ilustrarea planului de încadrare
 - evaluarea situației existente și stabilirea lucrărilor de intervenție necesare pentru a decongestiona traficul din zonă atât din punct de vedere auto, pietonal, cât și pentru a asigura o continuitate ciclismului din zonă
 - stabilirea categoriei de importanță a drumului
 - prezentarea conceptului pentru pod.
- Capitolul 10:
 - realizarea lucrărilor pregătitoare pentru monitorizarea în timp a clădirii de 20 de etaje
 - studiul metodei de urmărirea a construcției nou executate, cu tehnologiile și echipamentele folosite.

Prezenta lucrare aduce contribuții din punct de vedere practic și teoretic, contribuții menite să susțină importanța optimizării soluțiilor și tehnologiilor folosite în execuția construcțiilor înalte, atât de necesare în prezent, în special în cazurile în care apa subterană constituie un obstacol în procesul de execuție al lucrărilor.

11.3. Propuneri de cercetări viitoare

Următoarele subiecte ca o continuare a prezentei teme de cercetări prezintă un potențial de dezvoltare:

- aprofundarea metodelor de fundare a unor clădiri a căror înălțime crește exponențial, cu scopul de a găsi soluții pretabile de fundare pe orice tip de teren;
- posibilitățile de mărire a suprafețelor utile în cadrul clădirilor existente prin înalțarea acestora: în ce măsură și cu costuri acestea pot și consolidate, respectiv dacă structura permite înalțarea lor;
- valorificarea clădirilor existente și studierea în ce măsură poate fi prelungită durata de viață a acestora;
- detalierea modului în care fenomenul de depopulare a așezărilor rurale a dus la dispariția producției autohtone, necesarul de consum fiind asigurat prin import;
- studierea impactului poluării, rezultat al aglomerărilor urbane.

Bibliografie

- [1] Adam R., „How to Build Skyscrapers”, City Journal, September 2018
- [2] Baker B., Pawlikowski J., „The Design and Construction of the World’s Tallest Building: The Burj Khalifa, Dubai, Structural Engineering International” (Volume 25, 2015 - Issue 4), Chicago
- [3] Bayley S., „Burj Dubai: The new pinnacle of vanity”, The Daily Telegraph, 23 January 2019
- [4] Beadle L., „Tall Buildings and Urban Habitat” , CRC Press, 2001
- [5] Boțu N., Mușat V., Colț O.E., Aniculăeși M., „Fundatii”, vol.I. Editura Societății Academice Matei-Teiu Botez, 2015
- [6] Brennan M., „1 World Trade Center Officially New York’s New Tallest Building”, Forbes, July 26 2013
- [7] Chiang W.-H., „3D-Groundwater Modeling with PMWIN.A Simulation System for Modeling Groundwater Flow and Transport Processes”
- [8] Haida V., Pantea P., „Geologie, geotehnică și fundații - Elemente de geologie și geotehnică”, Institutul Politehnic „Traian Vuia” Timișoara, 1981
- [9] Harris T., „How Skyscrapers Work: Making it Functional”, HowStuffWorks, 30 October 2018
- [10] Maior N., Păunescu M., „Geotehnică fundații”, Editura Didactică și Pedagogică București, 1967
- [11] Manoliu I., „Fundatii și procedee de fundare”, Ed.II, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1983
- [12] Pestișanu C., Voiculescu M., Darie M., Vierescu R., „Construcții”, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1995
- [13] Pițigoi V., „Taipei-10”, ziare.com, 17 Octombrie 2013
- [14] Rădulescu N., Popa H., Munteanu A., „Fundatii - Îndrumător de proiectare”, Editura MatrixRom București, 2012
- [15] Răileanu P., Boți N., Stanciu A., „Geologie, geotehnică și fundații – Elemente de geologie și fizica a pământului”, Buletinul Institutului Politehnic din Iași, 1986
- [16] Stanciu A., Lungu L., „Fundatii – fizica și mecanica pământurilor”, Editura TEHNICĂ, 2006
- [17] Ștefănescu G. , „Construcții de clădiri”, VOL.2, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1962
- [18] Tologea S., Pop S., „Execuția lucrărilor de construcții” – Îndrumar Volumul I, Editura Tehnică București, 1987
- [19] Tomlinson M.J., „Proiectarea și executarea fundațiilor” (traducere din limba engleză), Ed. tehnică, București, 1969
- [20] xxx - Chinese article on CITIC Tower's unique geometrical appearance Archived September 29, at the Wayback Machine, 2007
- [21] xxx - CP 012-1-2007 „Cod pentru producerea betonului”
- [22] xxx - EN ISO 14688 – „Investigații și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor”
- [23] xxx - Ghid GE 029-1997 - „Ghid practic privind tehnologia de execuție a piloților pentru fundații”

- [24] xxx - HG nr.766/1997 „Hotărârea pentru aprobarea unor regulamente privind calitatea în construcții” - „Regulamentul privind stabilirea categoriei de importanță a construcțiilor din 21.11.1997”
- [25] xxx - <http://voltex.ro/>
- [26] xxx - <https://designlike.com/skytower-the-tallest-building-in-romania/>
- [27] xxx - https://en.wikipedia.org/wiki/Shanghai_Tower/
- [28] xxx - https://ro.orthodoxwiki.org/Catedrala_Ortodox%C4%83_din_Timisoara
- [29] xxx - https://ro.wikipedia.org/wiki/Asmita_Gardens/
- [30] xxx - <https://www.arup.com/projects/merdeka-118/>
- [31] xxx - <https://www.construcțiibursa.ro/catedrala-mantuirii-neamului-simbol-al-ortodoxiei-cladit-pentru-un-mileniu/>
- [32] xxx - <https://www.descopera.ro/dnews/16992546-cea-mai-inalta-cladire-din-lemn-din-lume-va-fi-proiectata-in-japonia/>
- [33] xxx - <https://www.digi24.ro/regional/digi24-timisoara/biserica-millennium-bijuteria-din-cartierul-fabric,19-decembrie2017>
- [34] xxx - https://www.gandul.ro/„Liftul_spre_cer_al_lui_Ceaușescu”,_9_decembrie_2008
- [35] xxx - <https://www.imopedia.ro/stiri-imobiliare/top-10-cele-mai-inalte-cladiri-din-romania/>
- [36] xxx - <https://www.skyscrapercenter.com/building/lotte-world-tower/>
- [37] xxx - <https://www.skyscrapercenter.com/building/tianjin-ctf-finance-centre/>
- [38] xxx - <https://www.skytower.ro/ro/>
- [39] xxx - <https://www.thorntontomasetti.com/solution/tall-supertall-buildings/Jeddah-Tower>
- [40] xxx - Indicativ C 169-88 - „Normativ privind executarea lucrărilor de terasamente pentru realizarea fundațiilor construcțiilor civile și industriale”
- [41] xxx - Indicativ C 196-86 - „Instrucțiuni tehnice pentru folosirea pământurilor stabilizate la lucrările de fundații”
- [42] xxx - Indicativ NE 012/1-2007 - „Normativ pentru producerea betonului și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat”
- [43] xxx - Indicativ NE012/2-2010 - „Executarea lucrărilor din beton”
- [44] xxx - Indicativ NP 122/2010 - „Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici”
- [45] xxx - Indicativ NP 126/2010 - „Fundarea construcțiilor pe pământuri cu umflări și contracții mari”
- [46] xxx - Indicativ P100-1/2013 - „Cod de proiectare seismică”
- [47] xxx - Indicativ ST 016-1997 - „Specificație tehnică. Criterii și metode pentru determinarea prin măsurători a tasării construcțiilor”
- [48] xxx - Indicativ AND 550 - 99 „Normativ pentru dimensionarea straturilor bituminoase de ranforsare a sistemelor rutiere suple și semirigide”
- [49] xxx - Indicativ PD 177-2001 - „Normativul pentru dimensionarea sistemelor rutiere suple și semirigide”
- [50] xxx - Indicator TS/1981 - „Indicator de norme de deviz pentru lucrările de terasamente”

-
- [51] xxx - Legea 10/1995 - Legea privind calitatea în construcții
- [52] xxx - Normativ NP 045-2000 - „Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații”
- [53] xxx - Normativ NP 074-2014 - „Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții”
- [54] xxx - Normativ NP 100-92/96 - „Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale”
- [55] xxx - Normativ NP 112-04 - „Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă”
- [56] xxx - Normativ NP 120/2014 - „Normativ privind cerințele de proiectare, execuție și monitorizare a excavațiilor adânci în zone urbane”
- [57] xxx - Normativ NP 123-2010 - „Normativ privind proiectarea geotehnica a fundațiilor pe piloți”
- [58] xxx - Normativ NP 124:2010 - „Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere”
- [59] xxx - Normativ NP 134/2014 - „Normativ privind proiectarea geotehnica a lucrărilor de epuizmente”
- [60] xxx - Normativ NP 040-2002 - „Normativ privind proiectarea, execuția și exploatarea hidroizolațiilor la clădiri”
- [61] xxx - Normativ P 118/2-2013 - „Normativ privind securitatea la incendiu a construcțiilor”
- [62] xxx - Normativ P 130-1999 - „Normativ privind urmărirea comportării în timp a construcțiilor”
- [63] xxx - Normativ privind proiectarea lucrărilor de susținere - Redactarea I , Universitatea Tehnică de Construcții București, 2008
- [64] xxx - Proiect „Construire locuințe și funcțiuni complementare în regim de înălțime P+20E”, Timișoara, 2017-2020
- [65] xxx - Proiect „Construire locuințe și funcțiuni complementare”, Timișoara, 2017-2020
- [66] xxx - Proiect „Realizare drum Inel II de circulație în zona delimitată la nord de Bv. Take Ionescu, iar la sud de Splaiul Protopop Meleție Drăghici”, Timișoara, 2018
- [67] xxx - Proiect „Realizare inel de incendiu exterior dezvoltare ISHO”, Timișoara, 2018
- [68] xxx - Proiect „Realizare sistem de epuizment dezvoltare ISHO”, Timișoara, 2018
- [69] xxx - Proiect „Structură rezistență bloc S+P+20E bloc A, dezvoltare ISHO”, Timișoara, 2018
- [70] xxx - Proiect „Studiu geotehnic de detaliu proiect ISHO, bloc A”, Timișoara, 2017-2018
- [71] xxx - Proiect „Studiu geotehnic proiect ISHO bloc A”, Timișoara, Iulie 2017
- [72] xxx - Proiect „Urmărirea comportării în timp a blocului A, dezvoltare ISHO” , Timișoara, 2018
- [73] xxx - Standard SR EN 12063:2003 - „Execuția lucrărilor geotehnice speciale. Pereți din palplanșe.”
- [74] xxx - Standard SR EN 13331-1:2004 - „Sisteme pentru sprijinirea șanțurilor. Partea 1:Specificații de produs”
- [75] xxx - Standard SR EN 1536:2004 - „Execuția lucrărilor geotehnice speciale. Piloți forajați.”

-
- [76] xxx - Standard SR EN 196/1 – „Metode de încercări ale cimenturilor”, partea I: „Determinarea rezistențelor mecanice”
- [77] xxx - Standard SR EN 196/3 – „Metode de încercări ale cimenturilor”, partea III: „Determinarea timpului de priză și a stabilității”
- [78] xxx - Standard SR EN 1993-5:2007 Eurocod 3 - „Proiectarea structurilor de oțel. Partea 5: Piloți și palplanșe”
- [79] xxx - Standard SR EN 1997-1:2004 – „Proiectarea geotehnică. Reguli generale”
- [80] xxx - Standard SR EN 1998-5:2004 – „Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice”
- [81] xxx - Standard SR EN 206:2014 – „Beton. Specificație, performanță, producție și conformitate”
- [82] xxx - Standard SR EN 29692:1994 - „Sudare cu arc electric cu electrod învelit, sudare cu arc electric în mediu de gaz protector și sudare cu gaze prin topire. Pregătirea pieselor de îmbinat de oțel”
- [83] xxx - Standard SR EN ISO 14688-1:2004 - „Cercetări și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor. Partea 1: Identificare și descriere”
- [84] xxx - Standard SR EN ISO 22476-1: 2009 – „Cercetări și încercări geotehnice. Încercări pe teren. Partea 1: Încercare de penetrare statică cu con electric și piezocon”
- [85] xxx - STAS 10107/0-90 - „Calculul și alcătuirea elementelor din beton”
- [86] xxx - STAS 1709/1 – 90 - „Adâncimea de îngheț în complexul rutier”
- [87] xxx - STAS 1709/2-90 - „Prevenirea și remedierea degradărilor din îngheț-dezghet”
- [88] xxx - STAS 2745-90 - „Urmărirea tasărilor construcțiilor prin metode topografice”
- [89] xxx - STAS 3300/1-85 – „Teren de fundare” (principii generale de calcul)
- [90] xxx - STAS 4606/80 – „Agregate naturale grele pentru betoane și mortare cu lianți minerali (metode de încercare)”
- [91] xxx - STAS 6054/77 – „Adâncimi maxime de îngheț”
- [92] xxx - STAS SR 10144/3-91 – „Străzi, elemente geometrice”