

# **SOLUȚII DE CONSOLIDARE A CLĂDIRILOR DEGRADATE ÎN TIMP DIN CAUZE DIVERSE**

Teză destinată obținerii  
titlului științific de doctor inginer  
la  
Universitatea Politehnica Timișoara  
în domeniul INGINERIE CIVILĂ  
de către

**Ing. Florin-Cătălin Miron**

Conducător științific:  
Referenți științifici:

prof.univ.dr.ing. Marin Marin  
conf.univ.dr.ing. Irina Lungu  
C.S.I.dr.ing. Maria Ștefănică  
prof.univ.dr.ing. Valeriu Stoian

Ziua susținerii tezei: 28 aprilie 2014

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- |   |  |
|---|--|
| 1. Automatică                               | 9. Inginerie Mecanică                      |
| 2. Chimie                                   | 10. Știința Calculatoarelor                |
| 3. Energetică                               | 11. Știința și Ingineria Materialelor      |
| 4. Ingineria Chimică                        | 12. Ingineria sistemelor                   |
| 5. Inginerie Civilă                         | 13. Inginerie energetică                   |
| 6. Inginerie Electrică                      | 14. Calculatoare și tehnologia informației |
| 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații | 15. Ingineria materialelor                 |
| 8. Inginerie Industrială                    | 16. Inginerie și Management                |

Universitatea „Politehnica” din 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, 2014

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” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,  
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221  
e-mail: editura@edipol.upt.ro

## Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele în cadrul Departamentului de Căi de Comunicații Terestre, Fundații și Cadastru al Universității Politehnica Timișoara.

Mulțumiri deosebite se cuvin conducătorului de doctorat prof.dr.ing. Marin Marin pentru îndrumarea sa competentă pe tot parcursul perioadei de elaborare a tezei de doctorat.

Mulțumesc întregului colectiv de profesori din cadrul Departamentului de Căi de Comunicații Terestre și Cadastru pentru sprijinul, sfaturile competente oferite și asigurarea unor materiale utile, care mi-au fost de un real ajutor, facilitând astfel pregătirea mea profesională.

Doresc să exprim mulțumirile mele Domnului și Doamnelor profesori referenți ai tezei de doctorat care au avut răbdarea și amabilitatea de a recenza în profunzime teza și de a recomanda susținerea publică a acesteia.

Calde mulțumiri se cuvin prietenilor și colegilor mei care mi-au fost alături cu sfaturi, cuvinte de încurajare și nu numai.

Și nu în ultimul rând, țin să mulțumesc părinților mei, pentru educația primită, pentru încurajările și susținerea permanentă.

Timișoara, aprilie 2014

Florin-Cătălin Miron

MIRON, FLORIN-CĂTĂLIN

**Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse**

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 121, Editura Politehnica, 2014, 167 pagini, 94 figuri, 35 tabele.

ISSN: 1842-581X

ISBN:978-606-554-833-6

Cuvinte cheie: degradări ale construcțiilor, soluții de consolidare, analiză liniară elastică, analiză neliniară elastică, pushover, materiale compozite cu fibră de carbon.

Rezumat,

Necesitatea lucrărilor de consolidare a construcțiilor existente ia o amploare foarte mare odată cu trecerea anilor, mobilizând resurse umane și materiale comparabile cu cele folosite la investițiile noi. Consolidarea structurilor trebuie realizată pe baza unor principii clar și coerent exprimate, care să conducă la realizarea unor construcții sigure cu o vulnerabilitate seismică predictibilă la incidența unui cutremur de intensitate maximă probabilă.

Lucrarea are ca obiectiv stabilirea cauzelor care duc la degradarea construcțiilor, eliminarea acestor cauze și propunerea măsurilor de consolidare, a elementelor structurale degradate, în urma evaluării calitative cât și în urma verificării capacității lor portante în conformitate cu standardele și normativele în vigoare.

Studiul de față își propune să analizeze, prin efectuarea unor calcule cu elemente finite, comportarea unor construcții supuse acțiunii seismice, atât prin calcul liniar elastic pe baza spectrului de răspuns cât și prin calcul dinamic neliniar de tip "push-over". Clădirile sunt analizate atât în fază inițială (înainte de consolidare) cât și în fază finală (după consolidare).

## CUPRINS

<b>1. Introducere.....</b>	<b>1</b>
1.1. Actualitatea temei.....	1
1.2. Obiectul tezei de doctorat.....	2
1.3. Structura tezei de doctorat.....	3
<b>2. Cauzele degradării construcțiilor.....</b>	<b>5</b>
2.1. Noțiuni generale.....	5
2.2. Greșeli de concepție și proiectare.....	9
2.3. Greșeli de execuție.....	10
2.4. Neîntreținerea corespunzătoare a construcțiilor și instalațiilor aferente acestora.....	11
2.5. Agresivitatea diverșilor factori asupra elementelor structurale ale construcțiilor.....	13
2.5.1. Carbonatarea betonului.....	13
2.5.2. Acțiunea clorurilor asupra elementelor structurale.....	14
2.5.3. Agresivitatea apei.....	15
2.5.4. Gelivitatea.....	17
2.6. Cutremurele de pământ.....	18
2.7. Incendiile.....	21
2.8. Tasările suplimentare.....	23
2.8.1. Deficiențe datorate schimbării regimului apelor subterane.....	24
2.8.2. Deficiențe datorate prezenței unui material afânat la contactul teren infrastructură.....	25
2.8.3. Deficiențe datorate formării de goluri la contactul teren infrastructură.....	25
2.8.4. Deficiențe datorate fenomenelor de gelivitate.....	26
2.8.5. Deficiențe provocate de acțiuni dinamice (vibrații, șocuri, seism).....	26
2.8.6. Deficiențe datorate terenului sensibil la umezire.....	27
2.8.7. Deficiențe datorate prezenței pământurilor cu umflări și contracții mari în zone de contact teren infrastructură.....	28
2.8.8. Deficiențe manifestate în cazul fundațiilor de mare adâncime.....	28
2.8.9. Deficiențe datorate prezenței argilelor microfragmentate în zona contactului teren-infrastructură.....	29
2.9. Alunecările de teren.....	29
2.9.1. Acțiunea apei.....	30
2.9.1.1. Precipitațiile atmosferice.....	30
2.9.1.2. Eroziunea bazei versanților.....	31
2.9.1.3. Acțiunea apelor subterane.....	32
2.9.2. Acțiunea vibrațiilor.....	32
2.9.2.1. Cutremurele de pământ.....	32
2.9.3. Săpăturile executate pe versanți, încărcarea părții superioare a versantului.....	33
2.10. Cauzele degradării fundațiilor și a terenului de fundare.....	33
2.10.1. Acțiunea agresivă a apelor subterane.....	34
2.10.2. Coborârea nivelului apei subterane.....	35
2.10.3. Ridicarea nivelului apei subterane.....	35
2.10.4. Dezvoltarea unor tasări suplimentare.....	36
2.10.5. Executarea defectuoasă a fundațiilor.....	36

2.10.6. Efectul vibrațiilor.....	36
2.10.7. Nerespectarea adâncimii de îngheț.....	37
2.10.8. Plantarea de pomi din jurul construcției.....	37
<b>3. Tehnici și mijloace de investigare a elementelor structurale ale clădirilor.....</b>	<b>38</b>
3.1. Evaluarea rezistenței materialelor la structurile existente.....	39
3.1.1. Încercarea betonului cu sclerometrul Schmidt .....	40
3.1.2. Încercarea betonului prin metode ultrasonice de impuls.....	41
3.1.3. Încercarea betonului prin metodă nedistructivă combinată.....	44
<b>4. Avarii specifice la elementele construcțiilor și soluții de consolidare ale acestora.....</b>	<b>45</b>
4.1. Consolidarea terenului de fundare.....	45
4.1.1. Consolidarea terenului prin silicatizare.....	47
4.1.2. Consolidarea terenului prin cimentare.....	47
4.1.3. Consolidarea terenului prin argilizare.....	47
4.2. Consolidarea fundațiilor.....	49
4.2.1. Fundații din piatră.....	50
4.2.2. Fundații din beton armat.....	51
4.3. Avarii specifice și consolidarea structurilor cu diafragme din zidărie portantă.....	57
4.3.1. Mecanisme de cedare a elementelor structurale.....	58
4.3.2. Avarii generate de fundații.....	62
4.3.3. Avarii ale suprastructurii.....	63
4.3.4. Consolidarea structurilor din zidărie.....	66
4.3.4.1. Consolidarea pereților din zidărie de cărămidă prin betonarea parțială în ștrepi cu beton.....	70
4.3.4.2. Injectarea și matarea fisurilor și crăpăturilor.....	70
4.3.4.3. Consolidarea pereților din zidărie de cărămidă cu agrafe din oțel-beton.....	71
4.3.4.4. Cămășuirea pereților din zidărie portantă.....	71
4.3.4.5. Bordarea golurilor.....	72
4.3.4.6. Consolidarea cu fâșii din materiale compozite.....	73
4.4. Consolidarea structurilor din beton armat.....	74
4.4.1. Măsurile constructive la constatarea diferitelor tipuri de degradări.....	75
4.4.2. Repararea fisurilor și crăpăturilor în cazul elementelor din beton armat.....	75
4.4.3. Degradări ale planșeelor din beton armat.....	77
4.4.4. Consolidarea planșeelor din beton armat.....	77
4.4.5. Degradări ale diafragmelor din beton armat.....	79
4.4.6. Soluții de consolidare a diafragmelor din beton armat.....	80
4.4.7. Degradarea cadrelor din beton armat.....	82
4.4.8. Consolidarea cadrelor din beton armat.....	84
4.4.8.1. Consolidarea stâlpilor prin cămășuire cu beton armat.....	85
4.4.8.2. Consolidarea grinzilor prin cămășuire cu beton armat.....	86
4.4.8.3. Consolidarea stâlpilor prin cămășuire cu piese de oțel.....	87
4.4.8.4. Consolidarea grinzilor prin cămășuire cu piese de oțel.....	87
4.5. Folosirea materialelor compozite polimerice în consolidarea elementelor structurale.....	88
4.5.1. Noțiuni generale despre materialele compozite polimerice.....	88

4.5.2 Consolidarea elemntelor structurale cu ajutorul materialelor compozite polimerice.....	91
<b>5. Studiu de caz: Aspecte privind evaluarea seismică a structurilor existente din zidărie de cărămidă conform P100-3/2008.....</b>	<b>101</b>
5.1. Noțiuni generale.....	101
5.2. Caz I - Hotel „Palace” din Govora Băi.....	102
5.2.1. Evaluarea stării de eforturi și deformații ale radierului și terenului de fundare.....	105
5.2.2. Evaluarea clădirii la încărcări orizontale.....	107
5.2.3. Măsuri de consolidare propuse.....	110
5.2.4. Tehnologia de execuție.....	114
5.2.5. Teste experimentale.....	114
5.2.6. Analiza comportării structurii inițiale și după consolidare.....	114
5.2.7 Concluzii.....	117
<b>6. Studiu de caz: Aspecte privind evaluarea seismică a structurilor exstente din beton armat conform P100-3/2008.....</b>	<b>119</b>
6.1 Caz II - Hotel Domogled Băile Herculane.....	119
6.1.1. Identificarea geometriei structurii.....	121
6.1.2. Starea elementelor.....	124
6.1.3. Evaluarea clădirii la încărcări orizontale.....	125
6.1.3.1. Evaluarea calitativă.....	125
6.1.3.2. Evaluarea prin calcul (conf. 6.8.-P100-3/2008).....	127
6.1.4. Măsuri de consolidare propuse.....	133
6.1.5. Teste experimentale.....	137
6.1.6. Analiza numerică a comportării structurii inițiale și a structurii după consolidare.....	139
6.1.7. Concluzii.....	153
<b>7. Consluzii și contribuții aduse de autor.....</b>	<b>156</b>
7.1. Concluzii finale.....	156
7.2. Contribuții personale.....	159
7.3 Valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală....	161
<b>Bibliografie.....</b>	<b>163</b>

**“This work was partially supported by the strategic grant POSDRU 107/1.5/S/77265, inside POSDRU Romania 2007-2013 co-financed by the European Social Fund – Investing in People.”**

**“Teaza de doctorat a fost realizată cu sprijin parțial din grantul strategic POSDRU 107/1.5/S/77265, cofinanțat din Fondul Social European – Investește în Oameni, în cadrul Programului Operațional Sectorial Dezvoltare Resurse Umane România 2007-2013“**



## 1. INTRODUCERE

### 1.1. Actualitatea temei

Tendința la nivel mondial este aceea de creștere a nivelului de siguranță al construcțiilor, conformație arhitecturală, dimensiuni urbane, important pentru proprietar sau pentru societate, această creștere este realizată efectuându-se în principal prin luarea în considerare a unui nivel superior, al actualului nivel de hazard la acțiunii seismice de proiectare.

România este o țară cu activitate seismică importantă aflându-se pe locul 24 dintre cele 80 de state care au înregistrat victime în urma cutremurelor de pământ, în perioada 1900-2000.

Din acest motiv, se impune necesitatea reabilitării structurale a tuturor cl dirilor proiectate și realizate înainte de anul 1977, an care datorită cutremurului devastator a obligat statul român să impună cerințe superioare în proiectarea construcțiilor. Normele de proiectare mai vechi nu au avut incluse măsuri antiseismice sau au avut specificate nivele reduse ale activității seismice.

Necesitatea lucrărilor de consolidare a construcțiilor existente are o amploare foarte mare odată cu trecerea anilor, mobilizând resurse umane și materiale comparabile cu cele folosite la investițiile noi. Apariția în timp a degradărilor ca urmare a îmbătrânirii materialelor, fenomenelor de oboseală, curgerea lentă, dar și a efectelor unor acțiuni extraordinare (acțiunea seismului, acțiunea focului sau exploziilor), precum și agresivitatea mediului au condus la numeroase cazuri de avarii în construcții, pagube materiale și de multe ori chiar și umane.

Consolidările elementelor structurii pot presupune aceeași schemă structurală, sporind secțiunile elementelor prin adăos de beton și armătură, bare metalice sau materiale compozite sau pot fi executate prin introducerea unor elemente noi care descarcă parțial structura inițială.

Examinarea unei construcții existente și proiectarea intervențiilor necesare pentru punerea ei în siguranță în raport cu acțiunea unor viitoare cutremure trebuie să aibă în vedere următoarele aspecte:

-Asigurarea unei concepții de ansamblu favorabile, care să permit un răspuns în condiții avantajoase la acțiunile seismice. Este de subliniat că sub acest aspect, la cl dirile existente și în special la cele mai vechi, se pun de multe ori probleme și în ceea ce privește preluarea în bune condiții a încărcărilor gravitaționale, în sensul că expertiza poate scoate în evidență defecțiuni importante, slăbiri ale unor elemente portante datorită unor deficiențe de execuție sau datorită coroziunii, etc.

-Verificarea prin calcul a structurii de rezistență, care trebuie să cuprindă verificările de rezistență (determinarea capacității portante), verificările de rigiditate (limitarea deformațiilor laterale sub acțiunea forțelor orizontale seismice), verificările de ductilitate (capacitatea de dezvoltare a deformațiilor post-elastice fără a atinge starea de colaps).

-Alcătuirea de detaliu a elementelor structurale și a legăturilor dintre ele.

Sub toate aceste aspecte, obiectul expertizelor tehnice și al proiectelor de intervenție îl constituie atât suprastructura cât și infrastructura construcțiilor existente. De asemenea o atenție corespunzătoare trebuie să fie dată în alegerea elementelor nestructurale și legăturilor lor cu structura principală de rezistență. [60]

Stabilirea criteriilor de alegere a unei soluții de intervenție cât mai sigure și economice trebuie să fie responsabilitatea specialistului structurist chemat să rezolve problema consolidării unei clădiri vulnerabile din punct de vedere seismic. Această problemă prezintă un grad de complexitate deosebit, având în vedere faptul că necesită luarea în considerare a multor factori precum: siguranța vieții și evitarea colapsului, economicitatea, cât și performanța în timpul exploatarei. Problema este dificilă, atât pentru cei care decid soluțiile de intervenție pentru fiecare caz în parte, cât și pentru cei care redactează normative sau recomandări pentru soluții de consolidare.

Consolidarea structurilor trebuie realizată pe baza unor principii clare și coerente exprimate, care să conducă la realizarea unor construcții sigure cu o vulnerabilitate seismică predictibilă la incidența unui cutremur de intensitate maximă probabilă (specific pentru zona seismică respectivă). În stadiul actual este recunoscută necesitatea verificării prin calcul a măsurilor de protecție antisismică adoptate pentru consolidarea construcției respective.

### 1.2. Obiectul tezei de doctorat

Consolidarea structurilor construcțiilor civile, industriale, socio-culturale, etc este cea mai importantă metodă de ameliorare a riscului seismic. În condițiile țării noastre cu un puternic grad de risc seismic în special în exteriorul arcului Carpatic, problema reducerii pagubelor materiale și a numărului de victime omenești în eventualitatea unui seism de intensitate ridicată reprezintă o prioritate în domeniul construcțiilor.

Această lucrare abordează un domeniu de cercetare de interes major, de mare actualitate în contextul actual, în care se pune accentul tot mai mare pe consolidarea clădirilor existente.

Teza de față are ca obiectiv stabilirea cauzelor care duc la degradarea construcțiilor, eliminarea acestor cauze și propunerea măsurilor de consolidare, a elementelor structurale degradate, în urma evaluării calitative cât și în urma verificării capacității lor portante în conformitate cu standardele și normativele în vigoare.

Studiul de față își propune să analizeze, prin efectuarea unor calcule cu elemente finite, comportarea unor construcții supuse acțiunii seismice, atât prin calcul liniar elastic pe baza spectrului de răspuns cât și prin calcul dinamic neliniar de tip "push-over". Clădirile sunt analizate atât în fază inițială (înainte de consolidare) cât și în fază finală (după consolidare).

Pentru consolidarea clădirilor folosirea atât a soluțiilor de consolidare clasice (cum șiruri cu beton armat) cât și soluții moderne bazate pe folosirea materialelor polimerice armate cu fibre de carbon. Alegerea soluțiilor de consolidare trebuie să țină cont de interacțiunea construcție-teren.

### 1.3. Structura tezei de doctorat

Teza de doctorat este structurată pe apte capitole:

- **Capitolul 1** intitulat „*Introducere*”, capitol în care se prezintă și se motivează actualitatea și obiectivele tezei de doctorat, descrierea succintă a studiilor tratate în fiecare capitol ce a urmat.
- **Capitolul 2** intitulat „*Cauzele degradării construcțiilor*”, descrie principalele cauze care conduc la degradarea elementelor structurale ale construcțiilor, explică importanța cunoașterii și evitării acestora. Deteriorarea aptitudinii pentru exploatarea construcțiilor este caracteristică pentru comportarea în situ a construcțiilor și se manifestă în principal sub aspectul defectelor, al degradării, al disfuncționalităților, al accidentelor și avariilor tehnice. Sunt prezentate greșelile care pot apărea încă din faza de proiectare și execuție, greșelile din această categorie, considerate separate sau în combinație, reprezintă volumul cel mai mare de avarii evitabile. Degradări care apar după o lungă perioadă de timp având ca și cauze neîntreținerea corespunzătoare a construcțiilor, agresivitatea atât la nivelul infrastructurii cât și suprastructurii a diferiților factori, tasările diferențiate ale terenului de fundare. Degradări care pot apărea în perioade scurte de timp datorate unor acțiuni extraordinare cum ar fi incendiile, alunecările de teren, cutremurele de pământ.
- **Capitolul 3** intitulat „*Tehnici și mijloace de investigare a elementelor structurale ale cl dirilor*” evidențiază tehnicile de investigare nedistructive ale elementelor structurale pentru determinarea caracteristicilor materialelor din care sunt alcătuite acestea. Încercările nedistructive și semidistructive asupra construcțiilor au drept scop determinarea unor proprietăți de comportament, respectiv a unor performanțe ale materialelor componente ale acestora și constau în aplicarea unei acțiuni (de probă) monitorizate, urmate de observarea fenomenelor de reacție și de măsurarea măsurimilor ce le caracterizează.
- **Capitolul 4** intitulat „*Avarii specifice la elementele construcțiilor și soluții de consolidare ale acestora*”, este compus din cinci subcapitole. Primele două dintre acestea prezintă avarii specifice și metode de consolidare ale infrastructurii construcțiilor. În următoarele două subcapitole sunt prezentate avarii specifice la construcțiile cu structură portantă din pereți din zidrie de cărmidă și avarii specifice la construcțiile în cadre din beton armat, de asemenea sunt descrise soluțiile de consolidare clasice pentru aceste două tipuri de suprastructuri. Subcapitolul cinci tratează consolidarea elementelor structurale ale construcțiilor prin mijloace moderne de consolidare, cu fibră de carbon.
- **Capitolul 5** intitulat „*Studiu de caz: Aspecte privind evaluarea seismică a structurilor existente din zidrie de cărmidă conform P100-3/2008*” prezintă analiza structurală și propunerea de măsuri de intervenții la o structură cu pereți portanți din zidrie de cărmidă, realizată în anul 1914, cu funcțiunea de hotel. Sunt descrise caracteristicile geometrice ale cl dirii cât și caracteristicile materialelor. Cl direa existentă este evaluată calitativ și prin calcul (conform P100-3/2008). Sunt efectuate

analize cu două programe de calcul cu element finit a fundației tip radier general și sunt comparate rezultate obținute observându-se diferențe în asemănări între rezultate. Propunerea măsurilor de consolidare în urma încadrării cl dirii în clasa de risc seismic. Folosirea unei soluții mixte de consolidare, cadre transversale de contravântuire din beton armat și pânze din fibre de carbon dispuse pe șpaletii din zidrie de cărmidă. Reprezentând îmbinarea dintr-o soluție clasică (cadrele de contravântuire din beton armat) și soluție modernă (șes tur din fibre de carbon). Analiza comportării construcției după efectuarea consolidărilor și compararea cu situația inițială înainte de consolidare, observându-se o mai bună comportare a cl dirii consolidate prin creșterea rigidității implicit prin reducerea deplasărilor laterale și a deformațiilor. Efectuarea de încercări, pe elementele consolidate (șpaletii din zidrie) la smulgere pentru verificare aderenței pânzelor de carbon pe suprafața stratului suport din zidrie de cărmidă constatându-se că stratul suport a fost cel care a cedat, asta însemnând că tehnologia de aplicare a fibrei de carbon și a rîinii a fost executată corect, obținându-se rezultate foarte bune;

- **Capitolul 6** intitulat „*Studiu de caz: Aspecte privind evaluarea seismică a structurilor existente din beton armat conform P100-3/2008*” prezintă analiza structurală și propunerea de măsuri de intervenții la o structură în cadre din beton armat, realizată în anul 1970, cu funcțiunea de hotel. Sunt descrise caracteristicile geometrice ale cl dirii cât și caracteristicile materialelor. Cl direa existentă este evaluată calitativ și prin calcul numeric cu elemente finite (conform P100-3/2008). Propunerea măsurilor de consolidare în urma încadrării cl dirii în clasa de risc seismic. Folosirea unei soluții mixte de consolidare, combinare cu beton armat a diaframelor și a cadrelor subsolului, consolidarea cu fibre de carbon a cadrelor parterului și etajului 1, consolidarea cu fibre de carbon a pereților interiori de contravântuire. Pentru analiza comportării structurii inițiale și a structurii consolidate s-a efectuat un calcul static neliniar de tip pushover. Cadrul a fost analizat atât în ipoteza de încastrare rigidă la nivelul cotei  $\pm 0.00$  (datorită rigidității mari a sistemului de fundare a cl dirii), iar în varianta a doua considerând construcția (fundații-suprastructură) în interacțiune laterală cu terenul de fundare folosind modelul Winkler pentru teren, simularea interacțiunii teren-infrastructură s-a realizat prin legături de tip „springs” pe direcția orizontală. În urma analizei observându-se o mai bună comportare a cl dirii consolidate prin creșterea rigidității implicit prin reducerea deplasărilor laterale și a deformațiilor. Efectuarea de încercări, pe elementele consolidate din structură (pereți de contravântuire) la smulgere pentru verificare aderenței pânzelor și benzilor de carbon pe suprafața stratului suport din zidrie de cărmidă constatându-se că stratul suport a fost cel care a cedat, asta însemnând că tehnologia de aplicare a fibrei de carbon și a rîinii a fost executată corect, obținându-se rezultate foarte bune;
- **Capitolul 7** intitulat „*Concluzii și contribuții personale*” evidențiază concluziile generale în urma cercetărilor efectuate în cadrul tezei de doctorat, concluziile particulare aferente fiecărui studiu de caz în parte, contribuțiile personale ale autorului și valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală.

## 2. CAUZELE DEGRADĂRII CONSTRUCȚIILOR

### 2.1. Noțiuni generale

Construcțiile sunt bunuri materiale concepute și executate în vederea îndeplinirii unor funcțiuni economico-sociale, ecologice, în concordanță cu mediul unde se amplasează.

Construcțiile sunt caracterizate în raport cu necesitatea de adaptare la condițiile specifice de teren și de mediu, printr-o durată mare de utilizare, un volum important de manoperă și materiale caracteristice înglobate, cu scopul de a asigura o exploatare în totală siguranță pe o perioadă îndelungată de timp.

Clasificarea construcțiilor în funcție de categoriile de importanță existente se poate face după complexitatea acestora, după destinație, gradul de risc sub aspectul siguranței, modul de utilizare și bineînțeles după considerente economice.

Factorii determinanți în concepția, alcătuirea și modul de execuție al construcțiilor sunt următorii:

- omul, căruia îi sunt necesare anumite condiții fizico-igienice de temperatură, umiditate, lumină, în vederea asigurării celor mai bune condiții de muncă, odihnă și sănătate;

- activitatea pentru care este destinată construcția și care determină cerințele funcționale sau procesul funcțional, adică modul de distribuire și de legătură pe orizontală și pe verticală a spațiilor și volumelor construcțiilor;

- natura, care exercită asupra construcțiilor acțiuni mecanice, fizice, chimice și biologice, variabile în funcție de amplasamentul construcțiilor, relief, seismicitate, climă, vânt, faună etc; [9]

Se atrage de la început atenția asupra faptului că se face deseori greșeala de a considera că accidentele care au drept cauze cutremurele de pământ, alunecările de teren, exploziile, incendiile sunt mai „importante” decât degradările care apar în decursul timpului, ca urmare a acțiunii factorilor de mediu (dintre care cele mai cunoscute sunt coroziunea și biodeteriorarea). Este important de reținut că, spre exemplu la un cutremur major, în România, pot fi câteva mii de morți, pe când, din cauze provocate de mediul exterior și interior construcției se îmbolnăvesc sute de mii de oameni și, evident, îmbolnăvirea stă la baza mult mai multor decese în timp de zeci de ani față de cele provocate de cutremur. Ca în majoritatea situațiilor, este vorba de schimbarea mentalității față de construcții.

Prin Directiva Europeană nr.89/106, această schimbare de mentalitate s-a reflectat în enunțarea celor șase exigențe esențiale impuse construcțiilor, care vizează în sens mult mai larg toate aspectele legate de siguranța construcțiilor, dar și de igiena și sănătatea oamenilor. Uneori, un detaliu, aparent minor, poate sta la baza unor degradări, accidente majore sau a unor probleme sociale deosebite.

Fiecare construcție sau element de construcție trebuie să satisfacă un ansamblu de condiții tehnice sau cerințe tehnice principale, care privesc:

- rezistența și stabilitatea;
- siguranța în exploatare;
- siguranța la foc;
- igiena, sănătatea oamenilor, protecția mediului;

- izolarea termică, hidrofugă;
- protecția împotriva zgomotului;
- durabilitatea în timp;
- condiții fizice și igienice, arhitectonice;

La realizarea unei construcții este obligatorie respectarea sistemului calității în construcții, care reprezintă ansamblul de structuri organizatorice, responsabilități, reglementări, proceduri și mijloace care concură la realizarea calității construcțiilor în toate etapele de concepere, realizare, exploatare, post utilizare.

Construcțiile sunt supuse, de obicei, la acțiuni care provin din exploatarea lor normal, dar pot fi supuse și la acțiuni excepționale (căderi abundente de zăpadă, uragane, inundații, incendii, cutremure de pământ sau alte șocuri puternice). În aceste condiții, în funcție de calitatea materialelor utilizate, de modul în care ipotezele de calcul avute în vedere la proiectare reușesc să se apropie de realitate, precum și de eventualele greșeli de execuție, se pot produce diverse degradări ale construcțiilor și chiar avarii ale acestora.

Clădirile se compun dintr-un număr mare de elemente constructive, cu diferite destinații. Ele se găsesc în strânsă legătură și de aceea deteriorarea unora dintre elementele clădirii poate duce la deteriorarea prematură a celorlalte sau chiar la ruinarea întregii clădiri. Astfel, de rezistența fundației depinde rezistența tuturor celorlalte elemente ale clădirii.

O clădire poate fi menținută în starea de exploatare până la durata celei mai rezistente părți componente cu condiția ca între timp celelalte elemente mai puțin durabile să fie reparate sau înlocuite. Clădirile suferă în timp deteriorări și de aceea ele trebuie în permanență supravegheate, reparate și recondiționate. Neefectuarea la timp a micilor lucrări de întreținere și reparații, duce întotdeauna la deteriorarea treptată a clădirii și la înrăutățirea condițiilor de locuit ale cetățenilor.

Deteriorarea aptitudinii pentru exploatare a construcțiilor este caracteristică pentru comportarea in situ a construcțiilor și se manifestă în principal sub aspectul defectelor, al degradării, al disfuncționalităților, al accidentelor și avariilor tehnice.

Este clar că totdeauna se urmărește realizarea unor construcții apte pentru exploatare, care să satisfacă toate cerințele beneficiarilor legate de destinația lor funcțională. Dar acest obiectiv, pentru a fi realizat, trece până a se materializa prin etapele de concepție, proiectare și execuție. Ori, fiecare din aceste etape, prezintă o serie de incertitudini, dacă nu chiar necunoscute.

În etapa de concepție se definesc de regulă destinația construcției viitoare și cerințele comanditarului în raport cu aceasta. Formularea condițiilor de calitate pentru viitoarea construcție poate fi o sursă de erori, fie în alegerea proprietăților celor mai reprezentative și mai adecvate, fie în stabilirea limitelor de condiționare, fie în nesesizarea corectă a influențelor reciproce pe care condițiile de calitate astfel stabilite le au asupra comportamentului construcției avute în vedere.

Etapa proiectării propriu-zise, în care se stabilesc de fapt soluțiile constructive și accesoriile care să satisfacă și funcțional cerințele beneficiarilor, elementele de lucru sunt niște modele apte a li se aplica aparatul matematic de calcul. Aceste modele - geometrice și fizice - se bazează pe schematizarea și idealizarea realității, atât sub aspectul agenților de mediu și al acțiunii lor asupra construcției, cât și a elementelor structurale și al proprietăților fizico-chimice ale materialelor alese pentru realizarea construcției.

Ori, componentele acestor modele nu pot fi determinate univoc, datorită caracterului aleator al fenomenelor și proprietăților pe care le modelează. În felul acesta, orice proiectare, pe baze deterministe sau probabilistice, prezintă un anumit risc de nerealizare a celor propuse. Măsurile de asigurare reduc acest risc până la o limită acceptabilă, dictată adeseori de considerente economice și chiar politice. Nu mai vorbim de calitatea normelor de proiectare, care la rândul lor influențează rezultatul aleator al proiectării.

Urmează etapa de execuție, în care se folosesc materiale și tehnologii rareori în concordanță directă cu cele prescrise prin proiect.

În final rezultă o construcție a cărei comportare este determinată de toți acești factori aleatori din timpul concepției, proiectării și execuției și la care se adaugă acum etapele de exploatare și întreținere, ce ascund noi riscuri cu privire la menținerea calităților construcției.

Toate abaterile de la regulile recunoscute ale concepției, proiectării, execuției, exploatării și întreținerii construcțiilor pot fi surse ale unor defecte, vizibile sau ascunse, a căror influență se va resimți, mai devreme sau mai târziu, în comportarea construcției.

Spre deosebire de defect, care este consecința unei erori, degradarea construcțiilor reprezintă un proces lent de modificare a performanțelor construcțiilor ca urmare a schimbărilor de natură fizico-chimică ce se produc în construcții, în interacțiunea lor cu mediul ambiant, pe durata lor de existență.

Degradarea construcțiilor poate îmbrăca diferite aspecte, locul de inițiere și de dezvoltare a degradărilor putând fi la suprafață sau în interiorul componentelor lor.

Degradarea construcțiilor este în fond deteriorarea stării lor tehnice, însoțită de pierderea treptată a calităților lor; acesta este un proces continuu ce se întinde pe toată durata lor de existență.

Accidentul tehnic în construcții este definit ca deteriorarea bruscă, neprevăzută, a unei componente sau a ansamblului unei construcții.

De exemplu: pierderea stabilității unui element comprimat, ruperea unui tendon, smulgerea învelitorii, inundarea subsolului, spargerea unei vane, ruperea unui drum, fisurarea anvelopei unui reactor nuclear, subspălarea unei pile de pod, etc.

În general, accidentele tehnice în construcții nu sunt prevăzute, dar previzibile uneori, prin cunoașterea defectelor sau a unei stări de degradare avansată a construcției. [37]

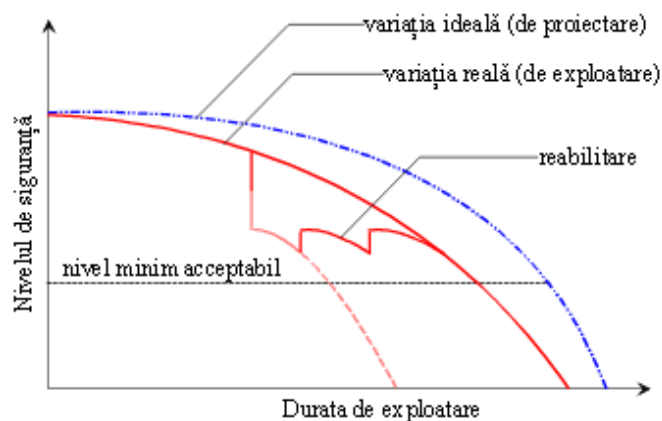


Fig. 2.1. Asigurarea durabilității prin controlul nivelului de siguranță [35]

Numărul mare de construcții de diverse tipuri existente în țara noastră, toate supuse degradărilor, atrage după sine analiza atentă a stării tehnice a acestora (în conformitate cu legislația în vigoare racordată la normele europene), a defectelor și neconformităților, a cauzelor majore care le generează, dar și a celor mai noi soluții de remediere și consolidare.

Odată intrată în exploatare, construcția se află în relație directă cu mediul înconjurător, care creează un întreg sistem de solicitări asupra ei, ce se adaugă solicitărilor care rezultă din programul funcțional pentru care a fost realizată. Începe un lung proces de adaptare a construcției la o suită de evenimente, având drept rezultat o continuă transformare a caracteristicilor materialelor și elementelor componente. Nu este de loc exagerat a se admite că o construcție este un mecanism complex care consemnează permanent, prin starea ei, consecințele exploatării ei și că pentru fiecare eveniment de solicitare și de degradare trebuie să o judecăm în funcție de vârsta ei. Se obișnuiește a se pune în legătură degradarea construcțiilor cu așa-zisa „uzură normală”, care, la rândul ei, este legată de „durata de serviciu”. Se consideră că „durata de serviciu” (care este cuprinsă, în general, între 30-100 ani) constituie un factor important din punctul de vedere al evaluărilor economice ale construcțiilor și al realizării lucrărilor de întreținere curente și de reparații capitale. În realitate, durata de viață reală a construcțiilor este și trebuie să fie mult mai mare decât durata de serviciu.

Asistăm la o suită de evenimente de solicitare, având drept rezultat o continuă transformare a caracteristicilor de capacitate portantă și de deformare a sistemului structural și constructiv.

Înainte de efectuarea oricărei lucrări de consolidare este necesar să se cunoască cauza care a dus la aceste degradări. Cu toate acestea, aflarea cauzei nu este întotdeauna ușor de descoperit iar în mod frecvent pot fi atribuite mai multe cauze ale degradării.

Toate aspectele degradărilor, accidentelor și avariilor construcțiilor sunt la fel de importante. Este inadmisibil ca inginerii buni specialiști, de altfel, în domeniul lor să analizeze și să expertizeze o construcție, acordând importanță numai aspectelor care cred ei ca sunt importante. Este vorba de o întregă cultură fundamentală și interdisciplinară atunci când se abordează studiul degradării construcțiilor.

Apare evident că răspunsul construcției în ceea ce privește rezistența și stabilitatea sub acțiunea unei sarcini accidentale sau excepționale va fi diferit de cel anticipat în faza de proiectare, din următoarele cauze:

- starea de solicitare anterioară a construcției a creat, în mod aleatoriu, o variație a distribuției rigidităților în cadrul ansamblului structural și constructiv, față de considerentele de proiectare și față de momentul „ $t_0$ ”, care marchează intrarea construcției în exploatare;
- procesul de adaptare la teren a construcției impune o nouă formulă de echilibru general al ansamblului, prin redistribuiri succesive;
- materialele componente suferă o variație a caracteristicilor fizico-mecanice în limite apreciabile, ca urmare a „stresării” lor pe intervale mari de timp, putându-se vorbi de o pierdere a calităților inițiale, prin efectul de oboseală însumată, chiar și în cazul unor solicitări cu regim static și constant (atât caracteristicile de rezistență, cât și cele de deformare post-elastică);



- solicitările seismice anterioare creează o stare de microfisurare în masă, a elementelor componente, ceea ce provoacă o depreciere a calităților acestora;
- mediul înconjurător impune construcțiilor o permanentă stare de solicitare, ca urmare a proceselor întreținute de coroziune și biodegradare, ceea ce conduce la deteriorarea caracteristicilor inițiale. [37]

### 2.2. Greșeli de concepție și proiectare

La realizarea unei construcții, indiferent de destinația sa, concură în mod esențial două activități complementare: proiectarea și execuția construcțiilor. Greșelile din această categorie, considerate separate sau în combinație, reprezintă volumul cel mai mare de avarii evitabile.

De aceea este evidentă importanța pe care o are asigurarea condițiilor de calitate pentru orice construcție încă din faza de proiectare.

Iată în continuare câteva greșeli de proiectare, greșeli ce pot genera degradări ale construcțiilor:

- datele inițiale incomplete sau inexacte asupra caracteristicilor geologice și geotehnice ale terenului de fundare (sondaje geotehnice insuficiente sau lipsa lor);
- necunoașterea, cunoașterea incorectă sau insuficientă a condițiilor de exploatare;
- estimarea insuficientă a încărcărilor ce acționează asupra construcției;
- combinații de solicitări incorecte sau insuficiente;
- stabilirea incorectă a schemelor statice de calcul, a evaluării încărcărilor și modul de acțiune și distribuție a lor;
- greșeli de dimensionare, greșeli de calcul numeric;
- greșeli de alegere a secțiunilor;
- utilizarea unor sisteme constructive noi și a unor materiale recente, insuficient experimentate și studiate;
- nerespectarea prescripțiilor tehnice prevăzute în actele normative specifice;
- alegerea unui sistem de fundare necorespunzător, fapt ce poate să conducă la deteriorarea întregii construcții;
- construcții fundate pe terenuri de umplutură;
- amplasarea alăturată a unor tronsoane cu încărcări și înălțimi diferite pe amplasamente alcătuite din pământuri sensibile la umezire; este recomandată evitarea acestor alegeri pentru ca tasarea, chiar uniformă fiind, a unui tronson să nu antreneze tasarea neuniformă a celuilalt tronson;
- amplasarea pe terenuri sensibile la umezire a unor structuri la care tasările inegale ale razemelor pot duce la pierderea stabilității prin flambajul unora dintre barele structurii;
- proiectarea construcțiilor pe terenuri sensibile la umezire, fără a se dispune luarea unor măsuri caracteristice creșterii capacității portante a acestor terenuri;
- ancorarea insuficientă a barelor ce constituie armătură întinsă;
- armarea transversală insuficientă; prevederea unor etrieri perimetrali la distanțe prea mari;
- izolare acustică insuficientă;

- izolare termică insuficientă;
- alcătuirea incorectă a detaliilor de execuție;
- necorelarea detaliilor de execuție pentru construcții cu cele de instalații;
- subdimensionarea instalațiilor față de nivelul minim necesar specificului construcției;
- neîncadrarea ansamblului sau construcției în documentațiile de urbanism aprobate;
- nerespectarea temei de proiectare propuse;
- proiectarea de modificări care slăbesc rezistența construcției în ansamblu și implicit a elementelor ce compun structura de rezistență;
- proiectarea unor structuri cu posibilități de rupere de tip casant, mai exact prevederea de diafragme din beton simplu, amplasate pe terenuri sensibile la umezire;

### 2.3. Greșeli de execuție

Pe parcursul executării lucrărilor de construcții pot apărea greșeli și defecțiuni ce pot genera degradări ale construcțiilor:

- utilizarea unor materiale necorespunzătoare din punct de vedere al tipului și al calității;
- utilizarea unor tehnologii neconforme cu ceea ce impune proiectul de execuție;
- solicitarea elementelor structurale înaintea atingerii parametrilor de rezistență ai materialelor;
- efectuarea lucrărilor de construcție pe timp friguros fără luarea unor măsuri adecvate;
- nerespectarea parțială sau integrală a proiectului de execuție (detalii, cote, material, toleranțe dimensionale);
- aplicarea incorectă a tehnologiilor;
- montarea necorespunzătoare a elementelor prefabricate din beton armat;
- nerespectarea tuturor instrucțiunilor și recomandărilor tehnice, începând cu alegerea materialelor, prepararea, transportul, manipularea, punerea în lucrare și tratarea ulterioară a materialelor;
- punerea necorespunzătoare în operă a betonului (compoziție, turnare, compactare, rosturi, întreruperi, tratare) (Fig. 2.2.);
- măsuri insuficiente pentru asigurarea monolitismului (programarea și pregătirea necorespunzătoare a turnării, rosturi de turnare, realizarea monolitizărilor la îmbinări, măsuri de turnare pe beton vechi și asigurarea conlucrării, etc);
- greșeli de montaj, deteriorări la manipulări și transport;
- lipsa competenței în timpul execuției sau lipsa sistemului de verificare a calității lucrărilor executate;
- lucrări realizate defectuos ce devin ascunse;



Fig. 2.2. Lipsa acoperirii cu beton la baza stâlpului, segregarea betonului în stâlp

- dezaxarea stâlpilor între etaje, datorate unei trasări greșite;
- deficiențe mari la recepționarea lucrărilor;

#### 2.4. Neîntreținerea corespunzătoare a construcțiilor și instalațiilor aferente acestora

În cazul când lucrările de întreținere și reparații nu se execută la timp și în bune condiții (Fig. 2.3.), uzura construcțiilor se accelerează și scurtează durata normală de exploatare a clădirii.

Lipsa de întreținere și reparare la timp a canalizării, a conductelor de alimentare cu apă, ascurgerilor interioare, a teraselor defecte, a învelitorii (inclusive jgheburile și burlanele), a trotuarelor de protecție din jurul clădirilor sunt cauze care duc în mod sigur la degradarea accelerată a construcțiilor. Uzura anormală a clădirilor se mai produce și din cauza lipsei de întreținere a interioarelor locuințelor de către unii utilizatori.



Fig. 2.3. Clădiri întreținute necorespunzător [84]

În exploatarea construcțiilor pot apărea diverse greșeli datorate neglijenței beneficiarilor-investitorilor, greșeli care pot să conducă la degradarea prematură a construcțiilor respective.

Iată câteva dintre aceste cauze:

- modificarea destinației construcțiilor (ceea ce conduce la modificarea solicitărilor fizice, chimice, mecanice);

- modificarea condițiilor de exploatare;

- exploatarea nerațională a instalațiilor și mașinilor generatoare de vibrații sau șocuri;

- conducte de apă sparte în interiorul construcțiilor, defecțiuni ce apare în timpul execuției sau exploatării clădirii și are drept consecință infiltrarea apei în fundații, umezirea pereților, inundarea subsolurilor, distrugerea pardoselilor pe bază de materiale lemnoase, degradarea-distrugerea finisajelor;

- compactarea superficială a umpluturii în jurul clădirilor, poate conduce la tasări importante;

- condensul - favorizând apariția mucegaiului și degradarea treptată a elementelor de construcții;

- neglijarea măsurilor de observare și control;

- nerepararea la timp a eventualelor degradări;

- neeliminarea cauzelor ce pot provoca degradări;

Înlăturarea umidității (Fig. 2.4.)este una dintre “bătăliile” majore în întreținerea clădirilor. Odată ce s-a observat o pată specifică umezelii, întrebarea care se pune este de unde provine apa, iar primul pas care trebuie făcut este de a trata acea posibilitate care pare cea mai evidentă. Există patru cauze generale ale umezirii:

- condensul, este cauzat de regulă de o încălzire, izolare termică și/sau ventilare insuficiente, asociate cu umezeală excesivă produsă de activitățile casnice cum sunt îmbăierea și gătitul, dar și fiziologice (respirația) și altele. Este important să se cunoască modul de utilizare a încăperilor, tipul și regimul de încălzire (intermitent sau continuu). Tratamentul în cazul condensului poate fi o combinație dintre o termoizolație îmbunătățită și ventilare, dar și educarea utilizatorilor (schimbarea comportamentului, respectiv a obiceiurilor acestora).

- scurgerile din instalațiile defecte se referă la dispozitive și aparate, rezervoare, conducte, dintre care unele pot fi locate în spațiul podului. Executarea instalațiilor deasupra nivelului petelor de umezeală trebuie întotdeauna să fie verificată în prealabil. Tratarea acestei probleme constă în repararea instalațiilor (eliminarea scurgerilor), uscarea și repararea deteriorărilor produse prin umezire.

- în cazul în care cantități mari de apă se aruncă pe podea, accidental sau folosite pentru curățenie, o parte pot să-și croiască drumul prin planșeu spre nivelul inferior, umezind tavane și pereți și dând naștere la pete. În cazul în care deasupra suprafeței deteriorate prin umezire există un planșeu, trebuie să se verifice dacă s-a aruncat apă pe suprafața acestuia, sau dacă s-a folosit o cantitate însemnată pentru curățenie. Tratamentul constă în uscarea suprafeței, refacerea finisajului și consilierea utilizatorilor despre modul cum astfel de accidente pot fi evitate.

- pătrunderea apei din exterior este mai puțin probabilă și, se pare, cel mai dificil de diagnosticat. În casele mai vechi fenomenul se poate datora învelitorii defecte, respectiv defecțiunilor din sistemul de evacuare al apelor pluviale (jgheaburi, burlane), ploii care pătrunde prin neetanșeitățile pereților sau igrasiei (umiditatea din teren care se propagă inițial prin elementele de construcție în contact cu solul, prin ascensiune capilară). Tratarea problemei se face în funcție de natura sursei de umiditate, corect identificată.



**Fig. 2.4. Efectul umidității din teren asupra construcțiilor din zidărie**

### **2.5. Agresivitatea diversilor factori asupra elementelor structurale ale construcțiilor**

În afara rarelor cazuri de lucrări masive, construcțiile din beton conțin armături din oțel. Aceste armături au un strat de acoperire cu beton de câțiva centimetri, astfel ele sunt supuse unor atacuri agresive din partea unor compuși chimici, apa sau aerul. La alegerea gradului de impermeabilitate al betonului folosit și a tipului de ciment trebuie luate în considerație atât criteriile de apreciere a agresivității apei sau chiar a agresivității terenurilor, cât și în orice alte condiții de exploatare, de natură să micșoreze durabilitatea betonului sau a altor materiale componente ale elementelor de rezistență.

În circumstanțe normale, alcalinitatea ridicată a betonului protejează armăturile acoperite cu beton. Protecția este asigurată de formarea unui strat subțire de oxid de fier pe suprafața barei. Cu excepția cazurilor care vor fi discutate mai jos, pH-ul soluție care se găsește în porii betonului are valori între 12 și 14. Oțelul nu este în general corodat atâta vreme cât pH-ul nu coboară sub 10. Două mecanisme pot conduce la distrugerea acestei protecții : carbonatarea betonului și acțiunea clorurilor.

#### **2.5.1. Carbonatarea betonului**

Carbonatarea este reacția dintre bioxidul de carbon din aer și hidroxidul de calciu din piatră de ciment, cu producere de carbonat de calciu. Datorită acestei reacții scade pH-ul betonului, ceea ce duce la distrugerea protecției armăturilor. Datorită carbonatării apare de

obicei corозиunea generalizată a armăturii, adică armătura este acoperită cu un strat relativ uniform de rugină (Fig. 2.5.).



**Fig. 2.5. Coroziunea armăturilor datorată carbonatării betonului**

Procesul de carbonatare începe de la suprafața betonului și pătrunde lent înspre interior. Viteza de penetrare depinde de mediu și de calitatea betonului. Viteza este maximă când umiditatea relativă este între 40 și 70%; pentru umidități mai mari, viteza de carbonatare scade, fiind practic zero pentru umiditate relativă de 100%. De asemenea, viteza de carbonatare crește cu concentrația de  $\text{CO}_2$  din aer; diferența devine nesemnificativă pentru betoane cu rezistența mai mare decât 50 Mp. Carbonatarea avansează mai rapid în betoanele mai poroase. Cum porozitatea este strâns legată de rezistență, betoanele de rezistență mare se vor carbonata mai lent.

### **2.5.2. Acțiunea clorurilor asupra elementelor structurale**

Clorurile au capacitatea de a distruge stratul protector care protejează armătura, chiar atunci când pH-ul betonului rămâne ridicat. De obicei ele produc o corозиune localizată. Clorurile pot proveni din diverse surse, cele mai comune fiind apa de mare (în zona litorală), sarea pentru topirea poleiului pe străzi și la construcțiile învecinate sau clorul din beton (prezent în anumite adaosuri sau aditivi). Viteza de penetrare a clorurilor în beton depinde de concentrația de cloruri în mediul înconjurător precum și de calitatea betonului.



**Fig. 2.6. Propagarea coroziunii armăturilor în timp datorată prezenței clorurilor, la un pod din New York State [85]**

Odată pasivitatea oțelului distrusă, coroziunea poate avansa dacă există suficientă umiditate și suficient oxigen (Fig. 2.6.). În consecință, riscul cel mai ridicat îl prezintă construcțiile supuse la cicluri de umezire/uscare.

### 2.5.3. Agresivitatea apei

În situații obișnuite agresivitatea apei se poate aprecia avându-se în vedere următoarele criterii principale:

- natura terenului de fundare;
- compoziția chimică a apei;
- tipul de contact dintre beton și apă sau terenul agresiv;
- nivelul de presiune al apei agresive asupra construcției;
- gradul de impermeabilizare al betonului;
- tipul de ciment utilizat;

Dacă față de un anumit tip de beton, respectiv grad de impermeabilitate, tip de ciment din analizele chimice de laborator specifice, apa rezultă a fi agresivă, este obligatorie luarea unor măsuri care să asigure rezistența și stabilitatea construcției.

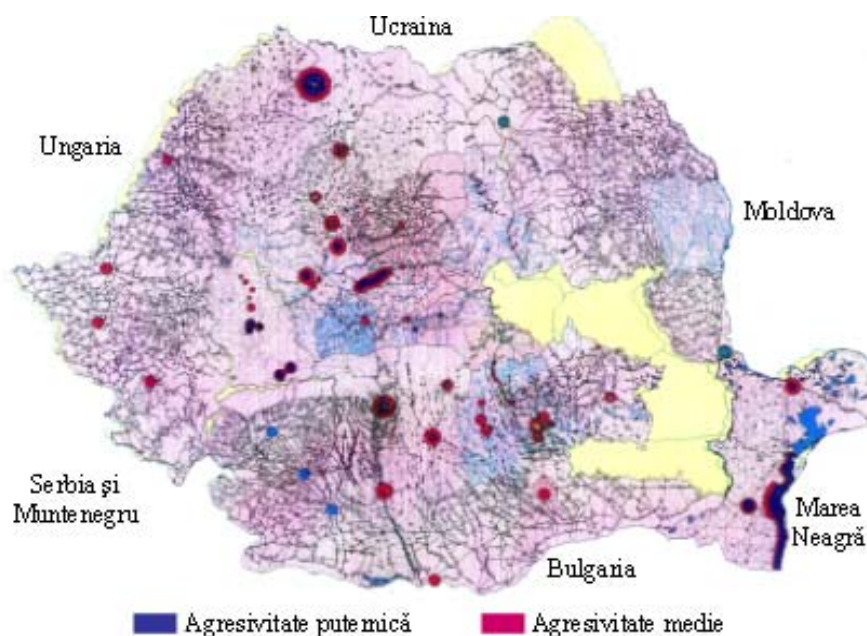
În funcție de agresivitatea apei sau terenurilor, gradul de protecție al construcției, durabilitatea acesteia față de diversele tipuri de agresivități, pot să fie asigurate prin măsuri precum:

- hidroizolații;
- tratamente superficiale;
- acoperire de protecție anticorrosivă;

- mărirea secțiunii elementelor de beton armat față de cea rezultată din calcul;
- reconsiderarea grosimii stratului de acoperire a armăturii;
- drenarea apei;
- ecrane impermeabile;

La alegerea măsurilor de asigurare a stabilității betoanelor la acțiunea apelor agresive, trebuie să se țină seamă și de intensitățile agresivității apelor care pot fi:

- ape agresive din punct de vedere al acidității;
- ape agresive sub aspect al conținutului de bioxid de carbon;
- ape agresive sub aspect al conținutului de sulf;
- ape agresive sub aspect al conținutului de ioni de magneziu;
- ape agresive sub aspect al conținutului de săruri de amoniu;
- ape agresive sub aspect al conținutului de hidroxizi alcalini (de sodiu și potasiu);
- ape agresive sub aspect al conținutului de săruri;



**Fig. 2.7. Harta agresivității mediului în România [35]**

În vederea preîntâmpinării pe cât posibil a agresivităților de orice fel ale apelor asupra betoanelor simple sau armate, în componența acestora se pot include aditivi speciali. În cazul betoanelor expuse în condiții de agresivitate intensă și foarte intensă se recomandă aditivi intens reducători-superplastifianți, inhibitor de coroziune.

Prin folosirea aditivilor moderni la alcătuirea betoanelor se poate îmbunătăți semnificativ gradul de impermeabilitate al betoanelor respective și implicit comportamentul acestora la intemperii sau la mediile agresive.

Pentru a se pune în operă betoanele durabile, care să poată prezenta rezistențe ridicate la anumite condiții de mediu și care să poată proteja corespunzător armătura împotriva coroziunii este necesară ca selectarea materialelor care compun betonul să se facă astfel încât acestea să nu conțină impurități care pot afecta durabilitatea sau pot provoca corodarea



armăturilor, să fie evitate acțiunile interne care pot dăuna betonului cum ar fi reacția alcalii-agregate din cadrul betonului ca material compozit.

Durabilitatea betonului, inclusiv armătura sa, pot fi afectate de diverse substanțe în cazul în care acestea depășesc anumite cantități stabilite. Limitele admise depind de factori precum:

- condițiile de mediu;
- compoziția betonului;

În anumite cantități sulfații conduc la deteriorarea betonului prin fisurări datorită expansiunii, ionii de clor din cadrul betonului conducând la corodarea armăturii;

Ionii de clor solubili în apă din betonul proaspăt nu trebuie să depășească următoarele valori:

- 1% din masa cimentului pentru betonul simplu;
- 0.4% față de masa cimentului, pentru betonul armat exploatat în mediu uscat sau protejat contra umidității;
- 0.15% față de masa cimentului pentru betonul armat exploatat în mediu de clor;
- 0.3% față de masa cimentului pentru betonul armat exploatat în alte condiții de mediu;
- 0.06% față de masa cimentului pentru betonul precomprimat;

Sulfații solubili (prezenți de exemplu în apele freactice) reacționează cu hidroxidul de calciu, rezultând sulfat de calciu care, la rândul său, formează cu  $C_3A$  etringită "întârziată". Formarea faringitei este însoțită de o expansiune de volum care distruge structura betonului. În consecință, realizarea unui beton rezistent la sulfați implică reducerea cantității de  $C_3A$  sau/și a cantității de hidroxid de calciu. Prima condiție se realizează prin utilizarea unui ciment rezistent la sulfați (cu conținut de  $C_3A$  limitat), iar cea de-a doua prin utilizarea de adaosuri (zgură de furnal, puzzolane), care consumă o parte din  $Ca(OH)_2$  disponibil. Cum reacția are loc în soluție, împiedicarea pătrunderii apei, prin realizarea unui beton cu permeabilitate redusă, îmbunătățește rezistența betonului la sulfați. Această cerință este asigurată dacă se limitează raportul a/c. Implicit va rezulta un beton de rezistență mare.

Acizii atacă compușii conținând calciu din beton (în special  $Ca(OH)_2$ ), rezultând compuși solubili care sunt apoi spălați. Efectul acizilor este de a face slabă și permeabilă suprafața betonului. Reacția are loc în soluție, și atacul devine grav când pH-ul soluției este sub 5,5. De exemplu, apele stagnante constând  $CO_2$  pot avea un pH mai mic decât 4,4 iar ploile acide au un pH între 4,0 și 4,5. În cazurile în care betonul este supus la concentrații mari de acid, ca de exemplu în unele procese industriale, singura soluție este prevederea unui tratament de suprafață.

### 2.5.4. Gelivitatea

Dacă betonul umed este supus frecvent la îngheț-dezghet, efectul expansiv al gheții va distruge betonul. Degradarea datorită înghețului se manifestă de obicei prin sfărâmarea betonului la suprafață sau prin fisuri de suprafață foarte apropiate (Fig. 2.8.). Aceste fisuri sunt precursori sfărâmării betonului. Betonul care nu este saturat nu riscă să fie degradat

prin îngheț, pentru că expansiunea care are loc în momentul înghețului poate fi preluată prin porii nesaturați. Degradarea prin îngheț-dezghet poate fi evitată prin:

- protejarea betonului împotriva saturării cu apă;
- utilizarea unui aditiv antrenor de aer la preparare;
- utilizarea unui beton de înaltă rezistență;



**Fig. 2.8. Distrugerea betonului datorită fenomenului de îngheț-dezghet repetat**

### 2.6. Cutremurele de pământ

Acțiunile seismice reprezintă una dintre cele mai importante cauze generatoare de degradări ale construcțiilor, cele mai afectate fiind clădirile vechi la care nu au fost luate măsuri de proiectare corespunzătoare.

Un cutremur poate proveni datorită acțiunii unui vulcan, prăbușirii unor caverne, alunecări de teren sau mișcării scoarței terestre, care se găsește într-o stare permanentă de deformație. Cele provenite din mișcarea scoarței terestre sunt cele mai distrugătoare, deoarece acestea acumulează tensiuni enorme care atunci când ating limita de rezistență a rocilor provoacă ruperea lor cu o bruscă eliberare de energie acumulată în cursul procesului de deformație.

În timpul unui cutremur, pământul este acționat de mișcări ondulatorii, atât în plan vertical, cât și în plan orizontal. Mișcările pământului se desfășoară în mod mai mult sau mai puțin întâmplător în special în epicentru. Undele ce se transmit se caracterizează prin accelerația și intensitatea lor maximă, acești factori depinzând de distanță și de profunzimea focarului seismului și de caracteristicile geologice ale locului.

În fiecare an Pământul este zguduit de aproximativ 800 cutremure moderate (magnitudine 5–5.9 grade pe scara Richter), 120 de cutremure puternice (magnitudine 6–6.9 grade pe scara Richter) și aproximativ 20 de cutremure majore de magnitudine 7 grade pe

scara Richter sau mai mare. România face parte din sistemul structural și seismotectonic al Europei care se găsește la intersecția marilor plăci tectonice, eurasiatică și africană, mai precis, Europa constituie extremitatea vestică a mării plăci eurasiatice. Teritoriul României prezintă o activitate moderată, iar frecvența și energia cutremurelor variază în limite foarte largi. În țară, în decurs de un an se înregistrează 300 – 400 de mișcări seismice, iar o mare parte își au originea pe teritoriul altor țări. Dar, efectele cele mai distrugătoare manifestate pe teritoriul țării au provenit din sursa Vrancea unde au loc procese de falieri cu focare normale sau focare intermediare la 90 – 170 km. Dintre efectele cutremurelor de pământ, distrugerile cele mai semnificative și cele mai răspândite se datorează vibrațiilor induse în construcții inginerești de mișcarea seismică. [62]

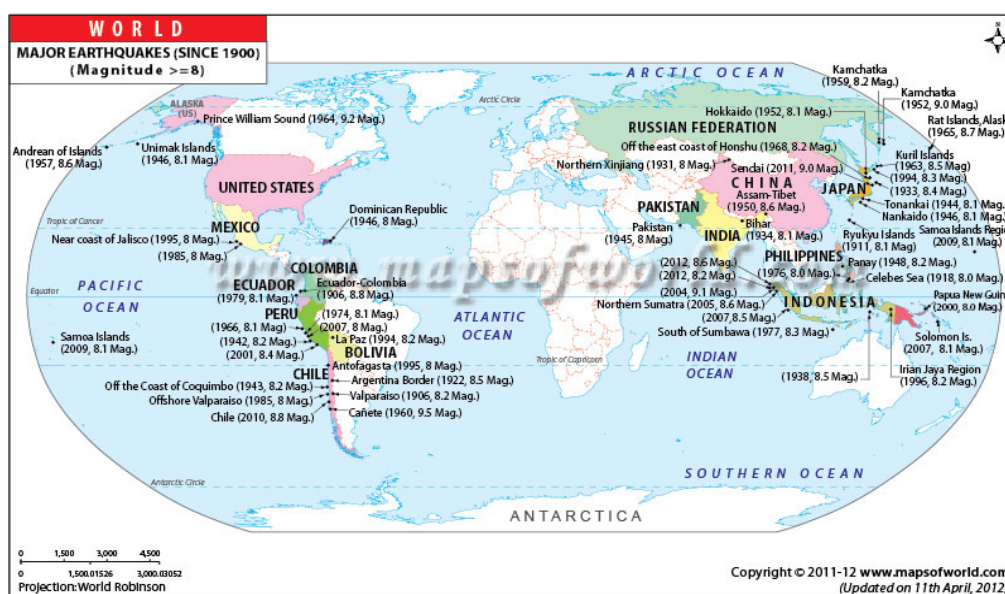


Fig. 2.9. Harta cutremurelor majore de pe Pământ [86]

Peste tot în lume, cutremurele cauzează o cantitate considerabilă de distrugeri și mortalitate. Avariile cauzate de către cutremure pot să fie clasificate ca structurale sau nestructurale. Următoarele efecte ale cutremurelor, care stau la cauza deteriorărilor structurale în timpul unui cutremur, sunt de menționat:

- *Forțele de inerție* induse în structură datorită mișcării seismice.
- *Forța vibrației* – pentru cutremure mici (magnitudine mai mică de 6), forța cutremurului descrește rapid în raport cu distanța față de epicentrul cutremurului.
- *Durata vibrației* – aceasta depinde de modul de rupere a faliei în timpul cutremurului. Cu cât mai mult terenul trepidează, cu atât crește potențialul deteriorării structurii. În general cu cât magnitudinea este mai mare cu atât crește și durata vibrației terenului.
- *Incendiile* cauzate de cutremurele de pământ.
- Modificarea proprietăților fizice și mecanice ale terenului de fundare (*consolidări, tasări, lichefierii*).
- *Alunecări de teren*.
- *Schimbarea topografiei terenului*.

- Valuri induse de cutremure, cum ar fi cele oceanice (*tsunami*) sau cele din bazine și lacuri denumite și *seize*.

După cutremurul din 1977 (Fig. 2.10.), rețeaua seismică a României s-a extins. Între anii 1980-1982 s-au constituit 3 rețele seismice: rețeaua INCERC, rețeaua INFP și rețeaua GEOTEC. După 1995 s-a mai creat o rețea privind cutremurele din Vrancea. Cele 4 rețele destinate monitorizării seismelor din Vrancea cuprind circa 100 accelerometre, pentru înregistrări ale seismelor cu  $M > 4$ . Circa 25% din totalul accelerometrelor sunt amplasate în București, dintre acestea 50% aparțin rețelei INCERC. Celelalte accelerometre sunt amplasate în Moldova, Muntenia, Dobrogea și Oltenia.

Zona seismică cea mai activă și puternică este zona vrânceană, care a degajat până în prezent peste 90% din energia seismică de pe teritoriul țării și care afectează puternic mari zone din țara noastră.



**Fig. 2.10. Clădiri prăbușite în București în urma cutremurului din 4 martie 1977**

Dar și cutremurele din Banat, Făgăraș sau Maramureș, care sunt superficiale și crustale, pot produce pagube considerabile pe arii foarte restrânse, în jurul epicentrului.

Un număr mare de seisme suportate de construcții duc la pierderea capacității portante ca urmare a oboselii materialelor de bază, cele mai grave situații fiind însă atunci când apar acțiuni seismice extraordinare, nespecifice amplasamentului.

Procesul de degradare cunoaște forme vizibile: fisuri, crăpături, exfolieri, dislocări, flambaj, voalări. Există fără îndoială și avarii ascunse a căror prezență se poate doar bănuși după anumite indicii, dintre care unele pot fi vizualizate prin decopertări, altele deloc. Indicatorul general al stării de integritate – perioada naturală – și creșterea deformațiilor sunt argumente care confirmă modificarea structurii.

### 2.7. Incendiile

Determinarea rezistenței la foc a materialelor de construcții se poate face pe trei căi: prin încercări experimentale; prin analogie, folosind încercări experimentale anterioare; pe cale teoretică (calcul simplificat sau complex, programe de calcul). [23]

#### Betonul

În contact cu focul pe diferite intervale de timp, relativ îndelungate în comparație cu alte materiale de construcții, betonul este un material incombustibil, elementele de construcții din beton manifestând stabilitate. Considerând numai comportarea betonului ca material trebuie notat că focul determină diferențe mari de temperatură și, ca rezultat, straturile de suprafață se încălzesc puternic, tinzând să se separe și să se desprindă de interiorul mai rece al corpului. Prin încălzire este stimulată, de asemenea, fisurarea la îmbinări, în porțiunile mai slab compactate din elementele de beton și în planul barelor de armătură. Când vine în contact cu focul, armătura conduce căldura mai bine și accelerează efectele dăunătoare ale focului.

Efectul creșterii temperaturii asupra rezistenței betonului este redus și sau nu se face simțit sub temperaturi de 250°C dar peste temperaturi de 300°C are loc o clară reducere a rezistenței. Dacă acțiunea temperaturii ridicate este de scurtă durată atunci poate avea loc o refacere lentă a rezistenței.

Rezistența betonului masiv cu vârsta de peste 14 zile pare să nu fie afectată de temperatura în intervalul de 21-96°C. Această comportare se datorează faptului că nu se modifică conținutul de umiditate și nu se manifestă în mod deosebit contracția. Influența conținutului de umiditate asupra rezistenței este evidentă, de asemenea, în testele de expunere la foc a betonului, când s-a constatat că o umiditate excesivă la momentul expunerii la foc este cauza primordială a sfărâmării; când betonul este în echilibru higrometric cu aerul sfărâmarea nu se produce.

Prin studii experimentale s-a constatat că există mai mulți factori, legați în principal, de compoziția betonului care influențează comportarea lui la temperaturi ridicate.

#### a) Influența cimentului

Comportarea la temperaturi înalte diferă la cimentul portland față de cimentul aluminos. În timp ce cimentul aluminos este folosit în condiții bune la executarea betoanelor rezistente la temperaturi de peste 500°C, piatra de ciment portland se deshidratează, iar gelul hidrosilicatic se transformă în faze cristaline deshidratate, cu diminuarea semnificativă a proprietăților fizico-mecanice ale sistemului. La încălzire piatra de ciment prezintă dilatare termică normală până la temperatura de 145°C dar încălzirea în continuare până la temperatura la care are loc deshidratarea completă a pietrei de ciment, este însoțită de contracție, care crește cu temperaturi.

În manifestarea contracției o contribuție importantă are deshidratarea hidroxidului de calciu.

Această contracție foarte puternică cauzează fisurarea intensă a matricei și deteriorarea structurii betonului.

Ulterior, când temperatura revine la cea normală, rehidratarea oxidului de calciu este însoțită de o creștere însemnată de volum, care agravează deteriorarea. Acest fenomen

explicată scăderea importantă a rezistenței betonului revenit la temperatura normală, față de cea corespunzătoare la temperatura ridicată.

După deshidratarea pietrei de ciment și încheierea contracției, dilatarea termică a stratului de la suprafața betonului crește, sporind astfel tensiunile interioare și tendința de exfoliere. Deteriorarea structurii betonului este atribuită și incompatibilității termice a celor două faze - matricea și agregatul- care la temperaturi ridicate manifestă modificări de volum diferite, ceea ce determină compromiterea aderenței la suprafața de separație între piatra de ciment și agregat.

### *b) Influența adaosurilor active în cimenturi și betoane*

Adaosurile (zguna granulată și cenușa de termocentrală) îmbunătățesc comportarea matricei și a betonului, până la o anumită temperatură. Astfel s-a constatat că betoanele cu adaos de cenușă de termocentrală rezistă mai bine la temperaturi ridicate chiar după o expunere mai îndelungată. O comportare similară, și chiar mai bună, o manifestă betoanele executate cu cimenturi cu adaos de zgură granulată.

Cenușa de termocentrală - folosită în adaos la prepararea betonului - influențează crescător temperatura la care începe să scadă rezistența la compresiune; în timp ce la temperatura de 149°C rezistența la compresiune a betonului de ciment portland unitar scade cu creșterea duratei de expunere, rezistența betonului de ciment și cenușă de termocentrală înregistrează o evoluție crescătoare.

### *c) Influența agregatelor*

Agregatele influențează mult comportarea betonului putând atenua sau dimpotrivă, agrava, procesul de deteriorare. Proprietățile agregatelor de care este legată comportarea la temperaturi ridicate sunt compoziția mineralogică, dilatarea și conducția termică.

Agregatele care prezintă coeficienți de dilatare și condiție termică reduși și care la creșterea temperaturii nu manifestă transformări polimorfe sau procese de disociere chimică și de deshidratare, influențează favorabil comportarea betonului.

S-a efectuat clasificarea agregatelor grele în patru grupe, în funcție de comportarea la foc.

Grupa 1 - cuprinzând agregatele provenite din calcare și dolomite la care apar cele mai reduse efecte distructive;

Grupa 2 – conține agregatele provenite din roci eruptive necuarțoase, cu caracter bazic (cum ar fi gabroul, bazalt, diabazalt) și cu caracter semiacid și intermediar (cum sunt sienitul, diezitul și andezitul) precum și agregatele din roci piroclastice (piatra ponce) sau unele agregate artificiale.

Absența bioxidului de siliciu liber sau limitarea lui până la 10%, conferă agregatelor provenite din aceste roci o mai bună stabilitate, nemanifestând -se la foc exfolieri, crăpături și fenomene de dezagregare.

Grupa 3 și Grupa 4 - cuprinzând agregatele naturale silicioase precum și cele provenite din granit, cuarț, cuarțit, gnais, șisturi silicioase, calcedonie, opal.

Aceste agregate, provenite din roci cuarțoase sau din roci alcătuite în cea mai mare parte din silice necombinată la foc se deteriorează grav, manifestând fenomene de fisurare, dislocare și fărâmițare.

Agregatele ușoare naturale și artificiale manifestă, în general, o comportare bună la temperaturi ridicate datorită structurii lor poroasă și vitroasă.

Spre exemplu pietrișul provenit din dolomit conferă betonului o rezistență sporită la foc. Explicația constă în faptul că reacția de calcinare a agregatului carbonatic este endotermică. De asemenea, materialul calcinat are o densitate mai mică și asigură o izolare de suprafață. Acest efect este important în elemente de grosime mare.

Betoanele preparate cu agregate silicioase sau calcaroase își schimbă culoarea cu temperatura. Această schimbare este permanentă, astfel că pe baza ei se poate estima temperatura la care a fost expus betonul în timpul unui incendiu și poate fi estimată rezistența reziduală. În general betonul a cărui culoare s-a schimbat peste nuanța de roz este suspect, iar betonul care trece de nuanța de gri este friabil și poros.

### *d) Influența compoziției, umidității și vârstei betonului.*

Creșterea raportului agregat/ciment influențează favorabil comportarea betonului la temperaturi ridicate; amestecurile mai slabe suferă o mai mică scădere de rezistență decât cele mai grase. Această influență se manifestă mai ales, la executarea betoanelor cu agregate ce prezintă o stabilitate bună la temperaturi ridicate; în cazul folosirii agregatelor silicioase, ambele componente - piatra de ciment și agregatul - manifestând instabilitate termică, durabilitatea betonului este compromisă după un interval mai scurt de expunere. Unele cercetări consideră că raportul apă/ciment, dacă se încadrează în limitele normale, nu exercită o influență semnificativă asupra comportării betonului la foc dar altele asociază reducerea acestui raport cu o comportare mai bună.

Umiditatea betonului are o influență însemnată constatându-se că betonul încălzit în aer se comportă mai bine decât betonul încălzit în condiții care elimină posibilitatea schimbului de umiditate între beton și mediu. De asemenea, betoanele nesaturate manifestă o mai bună comportare decât cele saturate. Umiditatea excesivă a betonului expus la temperaturi ridicate influențează puternic deteriorarea sa.

Vârsta betonului are o influență redusă la temperaturi ridicate dar la temperaturi mai joase, până la aproximativ 200°C, betonul de vârstă mai mare manifestă o comportare mai bună.

O conductivitate termică redusă, conferă betonului o rezistență mai bună la foc, astfel că, de exemplu, betonul ușor suportă focul mai bine decât un beton greu obișnuit.

### *e) Influența armării betonului*

Diferențele dintre coeficienții de dilatare, conductivitate și difuzie termică ale armăturilor de oțel și ale betonului, care crește la temperaturi ridicate, exercită o acțiune nefavorabilă asupra durabilității betonului. Pentru reducerea efectelor armăturii se recomandă utilizarea de bare cu diametre mai mici și protejarea armăturii cu un strat de acoperire de minimum 3 cm grosime, care să asigure evitarea contactului direct între foc și armătură. Armarea betonului cu fibre scurte din azbest, are dimpotrivă o influență favorabilă.

## **2.8. Tasările suplimentare**

Tasările se definesc drept deformații pe verticală ale terenului care pot fi produse de încărcările transmise de fundații sau chiar de eforturile din greutatea proprie a pământurilor.

Deficiențele care pot apărea la contactul teren infrastructură în timpul exploatarei construcțiilor sunt multiple (Fig. 2.11.), iar practica semnaleză permanent apariția unor

tipuri noi. Aceste deficiențe și cauzele lor pot fi clar individualizate sau să se manifeste ca rezultat comun al mai multora dintre ele. Enumerarea care urmează are drept scop să ajute în localizarea și identificarea cauzelor care perturbă conlucrarea teren infrastructură. De aceea a fost considerată utilă, deși este limitată numai la situațiile mai frecvent întâlnite.

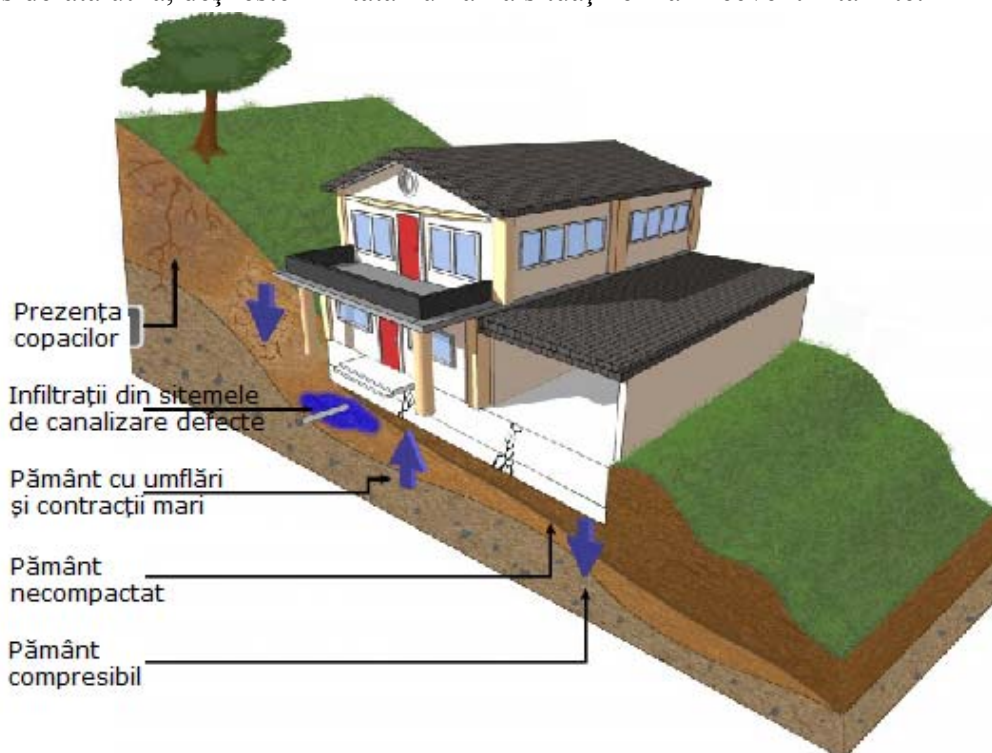


Fig. 2.11. Cauze comune ale tasărilor suplimentare [87]

### 2.8.1. Deficiențe datorate schimbării regimului apelor subterane

Deficiențele provocate de ridicarea nivelului apelor subterane (ridicări frecvent întâlnite), fie cu caracter zonal (de exemplu în urma amenajării de retenții de apă sau prin rambleierea unor văi cu funcție de emisar natural), fie cu caracter local (de exemplu prin infiltrarea și acumularea apei în teren, din surse punctuale izolate sau răspândite pe teritoriul unui cartier de locuințe, al unei unități industriale etc).

Ele pot să se manifeste prin:

- umeziri și inundări ale infrastructurilor;
- degradarea materialului constituent al infrastructurilor;
- efecte de fisurare și dislocare ale pardoselilor, eventual refulări de material granular și chiar deplasări ale infrastructurii ;
- străpungeri ale pereților perimetrali ai infrastructurii, urmate de jeturi de fluid cu sau fără antrenare de material granular;

Efecte ale coborârii nivelului apelor subterane, putând genera, în zona de contact teren-infrastructură, formarea de goluri locale, prin antrenarea materialului de contact și evoluția nefavorabilă a răspunsului infrastructurii la împingerea apei și pământului.



Efecte ale lichefierii pământului în jurul și dedesubtul infrastructurii (lichefierea putând fi generată de seism, de surse de vibrații, de apariția unor căi de scurgere a materialului granular mobil).

### **2.8.2. Deficiențe datorate prezenței unui material afânat la contactul teren infrastructură**

Astfel de situații pot apare ca urmare:

- a așezării inițiale a infrastructurii pe o asiză insuficient compactată și rambleierii ei perimetrare cu material afânat;
- a afânării materialului din zona de contact, în timpul exploatării construcției (de exemplu prin antrenarea particulelor fine sub acțiunea mișcării apei subterane, prin levigarea sau degradarea unor particule componente de către un fluid lichid sau gazos, agresiv);
- a erodării materialului, urmată eventual de resedimentări afânate, sub acțiunea unor curenți de fluid generați de accidente subterane.

Efectele prezenței unui material afânat la contactul cu infrastructura pot fi, de exemplu:

- facilitarea pătrunderii și acumulării în zona de contact a unor substanțe nocive pentru infrastructură;
- apariția unui regim de preluare și transmitere a vibrațiilor, nociv pentru funcționarea infrastructurii și exploatării construcției. [32]

### **2.8.3. Deficiențe datorate formării de goluri la contactul teren infrastructură**

Între diversele situații generatoare de astfel de goluri vor fi citate:

- erodarea locală a pământului și antrenarea lui în afara zonei de contact;
- apariția unor goluri în afara zonei de contact, inaccesibile inițial și în care să se poată scurge o parte din materialul de la contactul teren infrastructură;
- desprinderea de infrastructură a materialului din zona de contact, ca urmare a unor procese dezvoltate ulterior executării infrastructurii. De exemplu, tasarea sub sarcina geologică a pământului sensibil la umezire de sub o parte a tălpii de fundație; contracția pământului la contactul cu infrastructura sub efectul unor procese tehnologice;
- procesele chimice de dizolvare și levigare.

Între consecințele unor astfel de goluri:

- înrăutățirea condițiilor de transmitere a eforturilor de la infrastructură la teren și reciproc, inclusiv dislocări ale infrastructurii;
- facilitarea accesului și acumulării în zona de contact a unor substanțe nocive pentru infrastructuri.

### 2.8.4. Deficiențe datorate fenomenelor de gelivitate

Gelivitatea are drept efect umflarea pământului, prin formare de lentile de gheață la scăderea temperaturii, înmuiera pământului la dezghețarea lentilelor. Trebuie avut în vedere faptul că gelivitatea nu se manifestă numai în zona de îngheț de la suprafața terenului (în condiții favorabile funcție de natura pământului și prezenței unor surse succesibile de adsorbție a apei).

Efecte similare se pot produce și la adâncime, fie ca urmare a variațiilor termice de la suprafața terenului (de exemplu în subsoluri neîncălzite), fie datorate unor variații de temperatură provocate de procesele tehnologice.

Umflarea provocată de îngheț poate conduce la boltirea pardoselilor, la ridicarea neuniformă și fisurarea construcției, la presiuni dăunătoare asupra pereților infrastructurii. Dezghețul conduce la înmuiera și înnoirea pământului, la tasări neuniforme, la umezirea pereților infrastructurii.

Deficiențe datorate încălzirii și uscării pământului la contactul teren infrastructură.

Principala urmare defavorabilă datorată încălzirii și uscării o constituie contracția și fisurarea pământurilor fine. O astfel de situație defavorabilă se poate manifesta chiar la creșteri moderate de temperatură dar care acționează suficient de mult timp, încât să provoace uscarea pământului, mai ales când ea este favorizată de prezența unor curenți de aer.

Situații de acest fel pot fi exemplificate prin pardoseli așezate pe terenuri fine sau pe umpluturi conținând astfel de pământuri în hale industriale. Contracția pământului va provoca formarea de goluri sub pardoseli, deformarea lor, greutate în transportul interior, rotiri sau denivelări ale utilajelor așezate pe pardoseală și eventuale vibrații nefavorabile exploatarea construcției.

Când pământurile afectate de contracții sunt situate sub talpa fundațiilor pot rezulta tasări neuniforme și fisurări ale construcției. Aceste fenomene devin deosebit de agresive când încălzirea pământului atinge temperaturi mari, de sute de grade. În aceste cazuri contracțiile sunt considerabile, pământul se pietrifică și se fisurează. Când pe lângă apa prezentă inițial în pământ există alte surse de apă cu acces în zona respectivă, degajarea de vapori devine intensă și poate stânjeni sau chiar periclita exploatarea și favorizează procesul de coroziune al componentelor metalice.

### 2.8.5. Deficiențe provocate de acțiuni dinamice (vibrații, șocuri, seism)

Acțiunile dinamice pot provoca îndesarea unor materiale necoezive și chiar coezive, mai ales atunci când ele nu sunt uniform distribuite dedesubtul și în jurul infrastructurii, formarea de goluri, deplasări neuniforme. Când contactul este imersat, se adaugă expulzarea de apă din masa materialului, sunt posibil fenomene de lichefiere. Sunt situații în care, în zona contactului, există goluri inițial obturate, dar care devin accesibile sub efectul acțiunilor dinamice (strate de roci fisurate și colmatate, conducte imperfect obturate etc.)

Prin efectul acțiunilor dinamice, astfel de spații devin accesibile scurgerii materialului granular și formării de goluri la contactul teren infrastructură. În cazul pământurilor fine, umede, acțiunea dinamică poate genera apariția unor presiuni suplimentare în apa din pori

(punerea ei sub tensiune), necesitând ulterior un timp îndelungat de disipare. În situația în care, acțiunea dinamică obligă masa respectivă de pământ fin să se deformeze, deformația se produce sub volum constant și poate să se răsfrângă defavorabil asupra infrastructurii. [62]

### 2.8.6. Deficiențe datorate terenului sensibil la umezire

Sunt de punctat câteva dintre caracteristicile comportării acestor pământuri:

-creșterea umidității determină scăderea rezistenței și mărirea deformabilității lor (inclusiv prăbușiri la imersarea pământului puțin umed);

-se dezagregă în contact cu apa și sunt intens erodate de către curenții de apă;

-sunt vulnerabile la agresivitate chimică, levigabile de către acizi, sensibile la atacul bazelor concentrate, care pot dezagrega mineralele argiloase, dând naștere la noi compuși, unii cu efect de cimentare, alții cu tendință de umflare.

Aceste caracteristici se reflectă în numeroase deficiențe, constatate la construcții pe terenuri sensibile la umezire (tasări mari și neuniforme, fisurarea structurilor etc). Ele sunt activate, între altele, prin:

-schimbări în regimul apelor subterane (ridicări zonale de nivel, umeziri și inundații locale, ca urmare a deficiențelor rețelelor edilitare îngropate, creșterea umidității sub construcții prin schimbarea regimului de aerație, ca urmare a prezenței construcției platformelor betonate etc);

-schimbări în construcție, îndeosebi introducerea unor consumuri mult mărite de apă sau încărcarea suplimentară a fundațiilor prin redistribuirea eforturilor în structură;

-nerespectarea unor măsuri specifice pentru așezarea construcțiilor pe astfel de pământuri, la proiectarea și executarea lor;

-poluarea terenului și apei subterane cu substanțe agresive sau prin schimbări profunde ale regimului termic.

Degradarea construcțiilor așezate pe terenuri sensibile la umezire poate fi provocată atât de cauze localizate în zona contactului teren infrastructură, cât și în afara lui. Dintre cauzele localizate la acest contact sunt de menționat:

- cedarea plastică a terenului, manifestată prin poansonarea fundațiilor în pământ.

Împingerea poate avansa timp îndelungat, cu perioada de stagnare, apoi de reluare, mai ales, funcție de variațiile de umiditate ale pământului în zona de contact teren fundație. Împingerea fundațiilor în teren este frecvent pusă în evidență prin boltirea pardoselilor așezate direct pe teren, prin frângeri ale pereților despărțitori așezați pe pardoseli. De menționat că, împingerea fundațiilor în astfel de pământuri nu este însoțită de formarea de valuri laterale de refulare, deoarece volumul echivalent este compensat prin deformarea perimetrală a pământului. Boltirea pardoselilor nu este efectul refulării pământului de sub fundație, ci antrenării perimetrului a pardoselii de către fundație în procesul de împingere.

-formarea de goluri la contactul fundație teren.

Ele pot fi provocate:

-de erodarea locală a pământului de sub talpa fundației;

-de tasarea terenului provocată de alte cauze decât de încărcarea nemijlocită pe fundația respectivă. Un astfel de caz îl constituie tasarea de adâncime a terenului sub sarcina

geologică.(de exemplu când avansează un front de umezire de adâncime spre amplasamentul construcției sau când se produce o inundare intens locală, sub un colț al construcției).

Frecarea negativă exercitată la contactul teren infrastructură sub efectul tasării terenului perimetral, de exemplu ca urmare a umezirii pământului și deformării lui sub sarcina geologică.

### **2.8.7. Deficiențe datorate prezenței pământurilor cu umflări și contracții mari în zone de contact teren infrastructură**

Sunt de amintit caracteristici de comportare ale acestor categorii de pământuri:

-contracții considerabile, cu o fragmentare și fisurare avansată prin pierderea umidității;

-considerabila capacitate de absorbție a apei, având drept urmare umflări mari când deformarea este liberă, presiuni mari când este împiedicată;

-comportarea ca un mediu foarte activ adsorbant în contact cu alte medii, deci cedând sau adsorbând apa din mediile cu care sunt în contact, după cum ele au o capacitate adsorbantă mai mare sau mai mică decât pământul.

În cazurile când astfel de pământuri se găsesc la suprafață sau la mică adâncime, îndeosebi în zona de aerăție, ele afectează construcțiile așezate pe ele prin variațiile de volum, de umflare sau contracție, generatoare de ample și neuniforme deformații.

Astfel de situații sunt bine cunoscute în țara noastră, fiindcă au făcut obiectul unor studii ample.

Nu trebuie însă pierdut din vedere că pământuri capabile de contracții și umflări mari se întâlnesc și în adâncime. Creșterea temperaturii sau, invers, aflusul de apă vor provoca și la adâncime fenomene acute de contracție sau presiuni sau umflări importante.

### **2.8.8. Deficiențe manifestate în cazul fundațiilor de mare adâncime**

Deficiențe de natura celor enumerate mai sus pot apare și în cazul unor fundații de mare adâncime (chesoane deschise, coloane, barete etc).

Ca exemple mai frecvent întâlnite pot fi citate fundațiile realizate pe un loess relativ uscat și umezit ulterior, pe nisipuri afânate sau spălate în timpul exploatării construcțiilor etc. Menționarea că un caz aparte a acestor tipuri de fundații a fost considerată oportună, datorită faptului că adâncimea mare de fundare implică dificultăți tehnice și de cost, deosebit de mari. Soluțiile disponibile, în prezent, în țara noastră sunt aceleași ca pentru infrastructuri mai puțin adânci, dar în alegerea variantelor posibile de rezolvare, adâncimea zonei de intervenție poate fi decisivă. [44]

Dintre tehnologiile încă neasimilate în România, dar semnalate tot mai frecvent peste hotare, în cazul unor intervenții dificile, datorate adâncimii mari sau zonelor greu accesibile este de amintit tehnica de JETGROUTING.

### 2.8.9. Deficiențe datorate prezenței argilelor microfragmentate în zona contactului teren-infrastructură

În prezența apei în exces, rezistența la forfecare a unor astfel de argile scade semnificativ, deoarece apa umezește interfețele agregatelor, diminuând frecarea dintre ele. Procesul se autointensifică prin faptul că deformația de alunecare la astfel de argile are o tendință de dilatanță (mărire de volum), facilitează pătrunderea apei. În aceste condiții, argila poate fi expulzată de sub fundații și apar refulări, similare celor corespunzătoare depășirii portanței argilelor moi (fig. 4).

Construcția suferă tasări neuniforme, înclinări. Fenomenul poate interveni la construcții considerate stabile, ca urmare a imersării orizontului de argilă structurată (de exemplu printr-o inundare accidentală).

### 2.9. Alunecările de teren

Alunecările de teren sunt deplasări ale maselor de roci pe versanți, datorită gravitației. Ele pot apărea pe orice tip de teren care întrunește condițiile favorabile în ceea ce privește litologia, gradul de umiditate și unghiul pantei. Ele pot varia în dimensiune, de la un singur bloc într-o prăbușire de roci, până la milioane de metri cubi de material, într-o avalanșă de grohotiș.

Versanții și taluzele, aflându-se sub acțiunea simultană sau succesivă a mai multor cauze care tind să modifice echilibrul de forțe existente în masiv, cedează, în cele din urmă, formându-se o alunecare de teren, care creează, pentru o anumită perioadă, o nouă stare de echilibru a versantului/taluzului respectiv.

Procesul de alunecare constă dintr-o succesiune continuă de evenimente de la cauză la efect. Uneori cauza principală a alunecării este greu de înlăturat, astfel încât este mai economic să se amelioreze periodic efectele, fără a căuta să se înlătore cauza. De cele mai multe ori însă, este mai avantajos să se intervină asupra cauzei alunecării, prevenind declanșarea sau reactivarea ei.

Elementele ce definesc și descriu o alunecare de teren atât calitativ cât și cantitativ sunt:

-*treapta(fața) de desprindere* principală este suprafața înclinată sau verticală, concavă ce limitează extremitatea superioară a alunecării și se prelungește în adâncime cu suprafața de alunecare;

-*coronamentul* sau fruntea alunecării este zona situată deasupra feței de desprindere principale, puțin afectată de alunecare. Se disting unele fisuri și crevase determinate de tensiunile de întindere din această zonă;

-*capul (vârful) alunecării* este limita amonte a alunecării sau mai precis, partea din materialul alunecat ce se găsește în contact cu ruptura principală;

-*terasa alunecării* reprezintă partea de material alunecător cuprins între cele două rupturi;

-*flancul* (stâng sau drept) reprezintă limita laterală a alunecării, prelungire a rupturii principale;

-*piciorul alunecării* corespunde intersecției aval a suprafeței de alunecare cu suprafața topografică inițială a terenului. Acesta este de regulă acoperit de acumulantul de alunecare;

-*baza alunecării* este extremitatea inferioară a acumulantului de alunecare;

-*suprafața de rupere sau alunecare* este *suprafața (zona) ce separă masa alunecătoare de roca stabilă*;

-*corpul alunecării* este partea centrală a alunecării care acoperă suprafața de alunecare;

-*fisurile și crevasele* sunt rupturi în masa rocii, individualizate prin fante importante de diferite forme în funcție de solicitarea predominantă ce le-a produs. [71]

Alunecările de teren au consecințe dramatice atât în plan economic, dar și privind sănătatea mediului înconjurător, astfel punând în pericol întregi așezări umane, căi de comunicații terestre, lacuri de acumulare, construcții hidrotehnice, linii de telefonie, conducte pentru transportul fluidelor și gazelor, apeducte, canalizări, tunele, fondul funciar, agricol și silvic.

Stabilirea cauzelor ce determină apariția alunecărilor de teren reprezintă una dintre problemele cele mai dificil de rezolvat de către cercetători, având în vedere gradul de complexitate al acestor fenomene, precum și faptul că modul lor de manifestare este extrem de variat, depinzând de factorii care le produc și de caracteristicile geologice (litologice și structurale) ale regiunii unde se produc. Orice factor care contribuie la perturbarea echilibrului, într-o anumită perioadă, al rocilor de la suprafața terenului constituie o cauză.

Există o multitudine de factori care pot conduce la deranjarea acestui echilibru. Factorii naturali, legați la condițiile hidrometeorologice, procesele geomorfologice și cele tectonice sunt suplimentați de factorii legați de activitatea oamenilor care deseori conduce la procese potrivnice echilibrului natural existent. Unii din factorii de influență acționează pe perioade foarte lungi, cum sunt procesele de natură geologică, alții au o acțiune periodică, cum sunt procesele climatice, iar alții au o acțiune întâmplătoare, cum sunt cutremurele.

### **2.9.1. Acțiunea apei.**

#### **2.9.1.1. Precipitațiile atmosferice**

S-a constatat că, în urma unui sezon cu precipitații bogate, în anumite zone se produc alunecări de teren sau că în zone cu alunecări vechi, stabilizate, se produc reactivări ale acestora. Aceste perioade nu trebuie privite ca un început al acțiunii apei asupra masivului, ci ca o continuare a unei acțiuni începute cu mult timp în urmă și repetată pe un număr de ani. Cu fiecare anotimp ploios, valorile proprietăților fizico-mecanice ale rocilor se modifică, rezistența rocilor devine mai mică prin reducerea coeziunii și a unghiului de frecare internă. Acțiunea precipitațiilor asupra versanților se încheie, o dată cu declanșarea alunecării de teren (Fig. 2.12.). Repetarea periodică a precipitațiilor reprezintă o accentuare a aceleiași cauze, o creștere a efectului ei negativ asupra stabilității masivului. Se poate trage următoarea concluzie: între regimul de precipitații și ocurența alunecărilor de teren există o determinare.



Fig. 2.12. Alunecare de teren în China (iulie 2013) în urma ploilor torențiale [92]

### 2.9.1.2. Eroziunea bazei versanților

Eroziunea râurilor, ca și acțiunea valurilor asupra falezei (Fig. 2.13.) au ca rezultat apariția alunecărilor de teren. Rezultatul eroziunii râurilor este reprezentat de descărcarea bazei versantului, acesta fiind lipsit de un sprijin natural, cu rol de pinten de rezistență. Acest fapt se concretizează prin reducerea forței de rezistență a primului masiv datorită modificării raportului dintre forțele de rezistență și cele de alunecare, în favoarea celor din urmă, ajungându-se la pierderea echilibrului natural și declanșarea unei alunecări de teren. Prin eroziunea de durată a versantului, rezerva de stabilitate se reduce continuu iar alunecarea se poate produce chiar mai devreme decât a fost estimat.



Fig. 2.13. Alunecări de teren ale falezelor litoralului românesc [93]

### 2.9.1.3. Acțiunea apelor subterane

Apele subterane, prin acțiunea lor, generează cele mai multe alunecări de teren. În rocile argiloase nisipoase, acțiunea apelor subterane se manifestă prin presiunea apei din pori, presiunea de filtrare și sufoziune, cărora li se adaugă, în timp, modificarea unor proprietăți fizico-mecanice, reducerea mineralizației apei din pori, efectul negativ al ridicării nivelului apei subterane. În rocile stâncoase, acțiunea apei subterane se manifestă prin efectul presiunii hidrostatice a apei din fisuri și al presiunii de filtrare.

### 2.9.2. Acțiunea vibrațiilor

Acțiunea vibrațiilor asupra versanților modifică starea de eforturi din teren, având ca rezultat creșterea forțelor de alunecare. Vibrațiile pot fi provocate de factori naturali (cutremure) sau artificiali (traficul rutier și feroviar, explozii).

#### 2.9.2.1. Cutremurele de pământ

Sub efectul șocului produs de un seism, versanții își reduc, foarte rapid, rezerva de stabilitate, iar forțele de alunecare sunt declanșate aproape instantaneu (Fig.2.14.) Șocul cutremurelor depinde de intensitatea acestora, dar și de natura petrografică și stratificația depozitelor ce alcătuiesc versanții. Efectul negativ al cutremurelor este foarte mare în cazul grohotișurilor de pantă și al deluviilor, care reprezintă formațiunile cele mai susceptibile la producerea alunecărilor de teren. Vibrațiile locale (trafic, explozii etc.). Vibrațiile locale pot genera o componentă verticală foarte dăunătoare stabilității versantului. Această componentă afectează stabilitatea naturală mai ales prin reducerea rezistenței la forfecare a rocilor de-a lungul elementelor de discontinuitate (fețe de strat, falii, contactul dintre formațiunea acoperitoare și roca de bază).



Fig. 2.14. Alunecare de teren în urma seismului (El Salvador, Las Colinas, 13 ian. 2001)

[88]



### 2.9.3. Săpăturile executate pe versanți, încărcarea părții superioare a versantului

Săpăturile executate la baza versantului, sau chiar pe versant, joacă un rol asemănător cu eroziunea râurilor. Excavațiile, mai ales cele din depozite deluviale, declanșează o nouă distribuție a eforturilor naturale ale masivului, în care eforturile de forfecare se măresc.

Săpăturile de pe versanți constituie adevărate zone de umiditate excesivă, prin acumularea apei provenite din precipitații, ceea ce constituie o premiză favorabilă creșterii gradului de umiditate a zonei superficiale. Încărcarea versanților cu construcții, halde de steril, iazuri de decantare etc., duce la o creștere a forțelor de alunecare, ceea ce are ca efect apariția alunecărilor de teren.

### 2.10. Cauzele degradării fundațiilor și a terenului de fundare

Cauzele degradării fundațiilor sunt complexe și de cele mai multe ori degradarea apare ca urmare a unui complex de factori care acționează asupra construcției și terenului de fundare. Ambele componente ale sistemului de fundare, terenul și fundația, prin participarea la transmiterea și preluarea încărcărilor sunt supuse fenomenului de degradare, cauzat de factori care se pot încadra generic în trei categorii;

- degradarea corpului fundației, prin diminuarea caracteristicilor materialului constituent sau prin solicitarea acestuia peste limita admisibilă;

- diminuarea capacității portante a terenului de fundare și creșterea deformabilității acestuia sub acțiunea factorilor naturali;

- degradarea datorată unor factori cauzali: utilizarea unor sisteme constructive inadecvate tipului de teren și structură sau execuție și exploatare necorespunzătoare etc.

La întocmirea proiectelor pentru consolidarea clădirilor existente, prima dată se realizează ridicarea topografică și elaborarea de studii geotehnice care corelate stabilesc dacă terenul de fundare prezintă stabilitate generală de ansamblu.

În studiile geotehnice sunt prevăzute în mod obligatoriu următoarele:

- stratificația terenului;
- caracteristicile fizico-mecanice ale fiecărui strat;
- nivelul apelor subterane (interesează nivelul maxim);
- agresivitatea apelor subterane față de betoanele și armăturile din fundații;
- agresivitatea terenului;
- zona seismică, conform Normativului P100-2006.

Pentru clădirile existente, se fac dezveliri ale fundațiilor acestora, unde sunt precizate dimensiunile fundațiilor, cota de fundare și se fac teste pentru stabilirea clasei de beton din fundație.

Pentru a putea aborda problema intervenției la nivelul infrastructurii unei construcții este necesar în primul rând să fie cunoscută cauza.

### 2.10.1. Acțiunea agresivă a apelor subterane

În anumite cantități sulfații conduc la deteriorarea betonului prin fisurări datorită expansiunii, ionii de clor din cadrul betonului conducând la corodarea armăturii;

Ionii de clor solubili în apa din betonul proaspăt nu trebuie să depășească următoarele valori:

- 1% din masa cimentului pentru betonul simplu;
- 0.4% față de masa cimentului, pentru betonul armat exploatat în mediu uscat sau protejat contra umidității;
- 0.15% față de masa cimentului pentru betonul armat exploatat în mediu de clor;
- 0.3% față de masa cimentului pentru betonul armat exploatat în alte condiții de mediu;
- 0.06% față de masa cimentului pentru betonul precomprimat;

În funcție de agresivitatea apei sau terenurilor, gradul de protecție al construcției, durabilitatea acesteia față de diversele tipuri de agresivități, pot să fie asigurate prin măsuri precum:

- hidroizolații;
- tratamente superficiale;
- acoperire de protecție anticorrosivă;
- mărirea secțiunii elementelor de beton armat față de cea rezultată din calcul;
- reconsiderarea grosimii stratului de acoperire a armăturii;
- drenarea apei;
- ecrane impermeabile;

La alegerea măsurilor de asigurare a stabilității betoanelor la acțiunea apelor agresive, trebuie să se țină seama și de intensitățile agresivității apelor care pot fi:

- ape agresive din punct de vedere al acidității;
- ape agresive sub aspect al conținutului de bioxid de carbon;
- ape agresive sub aspect al conținutului de sulf;
- ape agresive sub aspect al conținutului de ioni de magneziu;
- ape agresive sub aspect al conținutului de săruri de amoniu;
- ape agresive sub aspect al conținutului de hidroxizi alcalini (de sodiu și potasiu);
- ape agresive sub aspect al conținutului de săruri;

În vederea preîntâmpinării pe cât posibil a agresivităților de orice fel ale apelor asupra betoanelor simple sau armate, în componența acestora se pot include aditivi speciali. În cazul betoanelor expuse în condiții de agresivitate intensă și foarte intensă se recomandă aditivi intensi reducători-superplastifianți, inhibitor de coroziune.

Prin folosirea aditivilor moderni la alcătuirea betoanelor se poate îmbunătăți semnificativ gradul de impermeabilitate al betoanelor respective și implicit comportamentul acestora la intemperii sau la mediile agresive.

În funcție de tipul de agresivitate, se alege tipul de ciment și clasa betonului pentru realizarea fundației noi sau pentru consolidarea fundației existente. Clasa minimă de beton simplu este C12/15.

Pentru betoanele din elevația fundațiilor de pe exteriorul clădirilor apare și fenomenul de îngheț-dezghet clasa de expunere este XC4 +XF1. În acest caz, clasa minimă de beton este C25/30.

Dacă elevația este izolată cu polistiren pe exterior, atunci XF1 nu se mai ia în considerare (izolație sub cota terenului) și se poate folosi chiar C12/15.

S-ar putea ca, în timp, terenul și apele subterane să devină agresive datorită proceselor tehnologice din interiorul clădirii (ex.: industria chimică, tipografică etc.) prin infiltrarea în teren, accidental, a apelor și substanțelor utilizate.

### 2.10.2. Coborârea nivelului apei subterane

În zonele urbane, construirea de noi obiective a implicat un volum important de lucrări de drenaj sau epuizante, extinderea infrastructurilor pentru transporturi terestre s-au obturat suprafețe din ce în ce mai mare la tendința de infiltrare a apelor din precipitații ca și apariția zonelor cu lucrări de galerii pentru metrou executate în tranșee deschise, plantarea în intravilan a copacilor de tipul foioaselor, au avut ca efect scăderea nivelului apei subterane și în consecință tasări suplimentare la construcții existente.

În cazul pământurilor contractile coborârea nivelului apei subterane conduce în primul rând la uscarea pământului din zona activă de sub talpa fundației și prin aceasta la contracția acestui volum de pământ.

Un alt efect al coborârii nivelului apei subterane atât pentru pământurile argiloase cât și nisipoase este creșterea greutatei volumice în zona de coborâre a nivelului apei subterane și producerea unei consolidări a pământului.

Coborârea nivelului hidrostatic conduce în toate cazurile la o tasare care uneori este însoțită de deplasări orizontale care pot produce fie o rupere de bloc a unei zone din elementele structurale, fie apariția unei fisuri înclinate funcție de rigiditatea elementului.

### 2.10.3. Ridicarea nivelului apei subterane

Ridicarea nivelului apei subterane conduce în primul rând la creșterea umidității pământului și apariția umflării volumului de pământ argilos situat la suprafața terenului.

Fenomenul de umflare se manifestă cu cea mai mare intensitate în zona de mijloc a fundației. Dacă aceste procese de umflare sunt mai mari decât presiunea efectivă transmisă de talpa fundației terenului, se produce ridicarea construcției. Ridicarea nivelului apei subterane de-a lungul existenței unei clădiri poate conduce la fenomene de igrasie greu de combătut și îndepărtat. Acest fenomen este deseori cauzat de transformările care s-au succedat în zonele urbane și nu numai.

În cazul în care în terenul de fundare există un strat de pământ sensibil la modificarea umidității (prafuri, luturi prăfoase, pământuri organice etc.), ridicarea nivelului apei subterane poate conduce la înmuierea pământului și la apariția unei înclinări (tasări neuniforme).

### 2.10.4. Dezvoltarea unor tasări suplimentare

Construcțiile vechi nu au o dimensionare justificată cantitativ pe baza unor studii geotehnice și ca atare, unele dintre ele sunt fondate pe pământuri cu capacitate portantă scăzută, degradările pornind de la infrastructură și de cele mai multe ori propagându-se la suprastructură.

La construcțiile cu suprafață mare în plan orizontal riscul de a funda pe o stratificație neuniformă este sporit cu atât mai mult cu cât absența unor metode de investigare a terenului a fost o realitate acceptată prin lipsa dezvoltării tehnologice specifice. Degradările sunt localizate în zonele care au suferit tasări suplimentare.

Prin sporirea încărcărilor, construcțiile care au avut o comportare bună inițial pot prezenta degradări datorită tasărilor diferențiate de pe talpa fundației.

În cazul demolării construcțiilor învecinate, construcțiile rămase sunt supuse unor deplasări neuniforme de jos în sus prin decompresia parțială a terenului de fundare. În unele situații pot apărea probleme de stabilitate locală a infrastructurilor prin pierderea sprijinirilor laterale.

### 2.10.5. Executarea defectuoasă a fundațiilor

În multe cazuri, în timpul executării fundațiilor, pot să apară excentricități, lipsă de armături, dimensiuni mai mici față de cele prevăzute în proiect. În cazul construcțiilor cu suprastructură din beton armat (cadre, diafragme, structuri compuse etc.) se pot prelua excentricități datorită trasării greșite a axelor de 5 – 10 cm. În schimb, la construcțiile la care suprastructura este realizată din prefabricate de beton armat sau din oțel, atunci excentricitățile sunt de ordinul milimetrilor până la maximum 1 – 2 cm.

În cazul unor excentricități mari, dacă acestea sunt descoperite la timp, se demolează fundația și se toarnă pe poziția corectă.

La executarea săpăturilor, se poate să nu se respecte cota de fundare și dimensiunile în plan ale fundației. În acest caz, capacitatea portantă a fundației nu mai este cea corespunzătoare și sunt periclitate rezistența și stabilitatea de ansamblu ale construcției.

În multe situații, nu este respectată clasa betonului; fie se aduce un beton de clasă inferioară, fie la turnarea betonului se adaugă apă, modificând raportul A/C; în aceste condiții, nu se mai realizează clasa betonului.

### 2.10.6. Efectul vibrațiilor

Fundațiile clădirilor pot fi afectate de vibrațiile produse de mașini sau de mișcările seismice ale terenului. Vibrațiile se transmit foarte bine prin terenurile în care nivelul apelor subterane este ridicat, deoarece la presiuni mici apa este incompresibilă. Din cauza vibrațiilor, pot să apară tasări diferențiate la fundații, fisuri, crăpături, rotiri ale fundațiilor și chiar prăbușiri a unor elemente structurale sau nestructurale (pereți portanți, pereți de umplură etc.). De obicei, fundațiile sunt calculate la solicitări sporite cu coeficienți

dinamici și sunt executate din beton armat. În jurul fundațiilor de mașini și pe talpa acestora sunt prevăzute sisteme de amortizare, de izolare antivibratorie a fundațiilor și mașinilor.

### 2.10.7. Nerespectarea adâncimii de îngheț

Prin fenomenul de îngheț dezgheț se produc anumite modificări asupra pământurilor, variații de volum, umflări, datorate creșterii în volum a apei.

Creșterea rezistenței la forfecare prin creșterea coeziunii, micșorarea permeabilității, micșorarea rezistenței la forfecare în timpul dezghețului, ca urmare a creșterii umidității pământului în zona înghețată.

Prin apariția lentilelor de gheață ale căror dimensiuni se extind apare o dislocare a particulelor din poziția inițială, deci distrugerea structurii pământului. În cazul în care tendința de umflare a pământului înghețat este împiedicată (de ziduri, fundații etc.) apare o presiune de umflare care poate conduce la apariția unor tasări sau ridicări neuniforme ale construcțiilor rezemate pe teren, în zona adâncimii de îngheț.

În cazul lucrărilor de săpătură, sprijinite, apa înghețată poate exercita presiuni asupra pereților, efect ce dispare în perioada dezghețului, când creșterea umidității conduce la creșterea împingerii pământului (datorită scăderii coeziunii), înghețul poate afecta și stabilitatea taluzurilor, în pământuri sau roci fisurate, unde apa înghețată joacă rolul unor pene.

### 2.10.8. Plantarea de pomi din jurul construcției

Plantarea pomilor în jurul construcțiilor care nu au fundații corespunzătoare (cotă de fundare necorespunzătoare, fundații din zidărie de cărămidă, beton simplu de calitate slabă etc.), în timp, rădăcinile copacilor pătrund sub trotuare și sub fundațiile clădirilor învecinate. Se mărește volumul odată cu creșterea acestora, apar fisuri, crăpături, denivelări ale trotuarelor etc.

În același timp, pomii din jurul construcțiilor absorb apa din teren, care, de asemenea, conduce la degradări ale fundațiilor și construcțiilor.

### 3. TEHNICI ȘI MIJLOACE DE INVESTIGARE A ELEMENTELOR STRUCTURALE ALE CLĂDIRILOR

Cea mai importantă sursă de informare asupra construcției o constituie cartea tehnică a construcției ce oferă informații cu privire la proiectul de execuție și modificările acestuia aduse pe timpul execuției verificările de calitate și inspecțiile făcute pe timpul execuției cu rezultatele lor și măsurile luate, documentele privind recepțiile construcției cu observațiile și recomandările făcute și modul în care ele s-au respectat, jurnalul evenimentelor ce cuprinde informațiile privind interacțiunea construcției cu mediul ambiant în faza de exploatare a acesteia și intervențiile de reparații și reabilitare din această fază a existenței construcției.

În cazul inexistenței documentației de carte tehnică a construcției aceasta trebuie reconstituită pe măsura posibilităților, apelând în acest scop la proiectantul și executantul construcției.

În ultimă instanță trebuie făcute relevee și fotografii ale construcției și culese date din informații de la proprietari, chiriași, administratori, vecini, cu privire la sistemul constructiv și la materialele componente ale construcției, la prescripțiile existente la vremea realizării construcțiilor cu privire la condițiile de calitate, la tehnologiile de execuție, la istoria construcției și la condițiile de mediu din amplasament.

Recunoașterea în teren este pasul următor prin care se verifică în primul rând corespondența realității cu informațiile culese în faza de documentare. Principala componentă în această fază o constituie observarea vizuală a construcției în ansamblu și a elementelor sale componente, sub aspectul integrității lor materiale și al stării de degradare, precum și funcționarea echipamentelor tehnologice și utilitare.

Pentru construcțiile din beton, beton armat și beton precomprimat principalele obiective ale observării vizuale sunt detectarea și localizarea fisurilor de orice origine și a semnelor de coroziune a armăturilor, precum și a umezelii însoțită de semne de igrasie, condens și atac biologic.

Pentru construcțiile din cărămidă și piatră naturală obiectivul principal al observării vizuale îl constituie așezarea corectă, țeserea pe verticală, fără lipsuri a șirurilor de cărămidă, umplerea corectă a rosturilor cu mortar, detectarea și localizarea eflorescențelor, a umidității și a atacului biologic.

Pentru toate tipurile de construcții, observarea vizuală urmărește în această etapă detectarea și localizarea semnelor de degradare de suprafață, precum și aspecte privind deplasarea și deformarea anormală a elementelor constructive, de fapt, toate obiectivele enunțate urmărind satisfacerea principalei cerințe a beneficiarilor construcțiilor, aceea de siguranță a exploatării lor.

După efectuarea observărilor vizuale se trece la investigarea amănunțită și uneori complexă, cu ajutorul unor metode de investigare cu aparate specializate, sofisticate, a căror instalare, manipulare, întreținere și utilizare presupune și cere existența unui personal instruit și specializat, capabil să efectueze operațiunile implicate.

Pentru construcțiile din beton, beton armat și beton precomprimat asemenea investigații urmăresc determinarea performanțelor fizico-chimice ale betonului și armăturilor, detectarea, localizarea și caracterizarea zonelor lipsite de omogenitate (goluri, cuiburi de pietriș), a zonelor cu beton carbonatat, a zonelor cu armătură corodată, a zonelor cu deformații anormale de mari, dar și stabilirea naturii atacului biologic sau chimic, în vederea posibilității recomandării celor mai eficiente măsuri de combatere a acestor fenomene etc.

Pentru construcțiile din cărămidă sau piatră, investigația urmărește determinarea proprietăților fizico-chimice ale zidăriei și componentelor sale, precizarea datelor dimensionale ale elementelor de construcție și conformitatea lor cu datele din proiect, natura chimică a eflorescențelor, natura organismelor ce atacă elementele construcției etc.[37]

### 3.1. Evaluarea rezistenței materialelor la structurile existente

Încercările nedistructive și semidistructive asupra construcțiilor au drept scop determinarea unor proprietăți de comportament, respectiv a unor performanțe ale materialelor componente ale acestora și constau tot în aplicarea unei acțiuni (de probă) monitorizate, urmate de observarea fenomenelor de reacție și de măsurarea mărimilor ce le caracterizează.

Aplicabilitatea metodelor de încercare nedistructivă și semidistructivă se diferențiază după natura omogenă sau neomogenă a materialelor din care sunt executate construcțiile testate.

Printre parametrii de comportament ai construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat accesibili evaluării prin metode nedistructive și semidistructive, se numără densitatea, modulul de elasticitate, rezistență, duritatea superficială și absorbția superficială, poziția, dimensiunile și distanța față de suprafața armăturilor, umiditatea, existența defectelor de material, parametrii dinamici. .[59]

Metodele de încercare nedistructivă și semidistructivă aflate la dispoziția specialistului sunt deosebit de multe și variate, dar pot fi grupate în câteva categorii, respectiv metode mecanice, hidraulice, acustice, electrice, chimice și radioactive conform listei următoare:

- Metode mecanice: extracția de epruvete, zmulgerea, desprinderea, ruperea internă, rezistența la penetrare, expansiunea, duritatea, rezistența la abraziune ș.a.

- Metode electrice, electromagnetice și electronice: temperatura, viteza impulsurilor ultrasonice, umiditate relativă, semicelula potențiomtrică, rezistivitatea, grosimea acoperirii cu beton ș.a.

- Metode hidraulice: permeabilitatea, absorbția etc.

- Metode chimice: conținutul în sulfat, cloruri, adâncimea de carbonatare ș.a.

Metode nedistructive:

- metodă de duritate superficială a sclerometrului Schmidt (I);

- metodă ultrasonică de impuls (II);

- metodă nedistructivă combinată(III).

Posibilitățile de aplicare și precizia de estimare a rezistenței betonului sunt date pentru următoarele situații:

- când există epruvete sau carote din betonul de încercat și este cunoscută compoziția acestuia;

- când există doar epruvete sau carote, iar compoziția betonului este necunoscută sau nu poate fi garantată ;

- când există doar date exacte și complete privind compoziția și maturitatea betonului încercat;

- când există doar date sumare asupra compoziției betonului (marca sau clasa de proiect, eventual dimensiunea maximă a agregatului, etc.

Precizia fiecărei metode este descrescătoare în ordinea prezentării anterioare.

### 3.1.1. Încercarea betonului cu sclerometrul Schmidt

Metodă se bazează pe măsurarea reculului pe care un corp mobil îl suferă în urma impactului cu suprafața betonului, din elementul de încercat. Reculul este un indicator al durității superficiale a betonului și poate fi folosit pentru estimarea rezistenței acestuia, în limitele garantate de precizia metodei.

Domeniul de aplicare îl constituie controlul pe faze (decofrare, transfer, livrare) în elemente de grosimi relativ mici și mijlocii, de vârste, de regulă, sub 60 de zile.

Informațiile obținute se referă în principal la calitatea betonului, în primii 2-3 cm, de la suprafața elementului.

Rezistențele determinate în conformitate cu prevederile normei și metodei sunt rezistențe la compresiune cubice corespunzătoare cuburilor de latură 14.1 sau 20cm.



**Fig. 3.1. Sclerometrul Schmidt**

Aparatura de încercare este reprezentată de unul din sclerometrele tip Schmidt cu recul liniar sau unghiular (Fig.3.1.). Principiul de funcționare este următorul: sub acțiunea unui sistem de resorturi, un echipaj mobil lovește betonul prin intermediul unei tije de percuzie; în urma impactului, echipajul reculează antrenând un cursor care indică mărimea reculului pe o scară gradată.

Aparatul se curăță la 2000 de lovituri; la fiecare 500 lovituri (inițial) sau 200 (ulterior) se face o verificare periodică a aparaturii.

Tehnica de încercare

- se stabilesc elementele de încercat cu respectarea recomandărilor:
  - evitarea feței de turnare și dacă este posibil și a feței opuse acesteia;
  - evitarea zonelor cu defecte de suprafață (zone macroporoase, fisuri, rosturi);
  - evitarea zonelor ce corespund armăturilor când acestea sunt apropiate de suprafața betonului ( $d < 3\text{cm}$ );
  - evitarea zonelor adiacente muchiilor până la minim 5 cm pe elemente.



- o zonă de încercare are o suprafață de 200-400 cm<sup>2</sup> (între 14x14cm și 20x20cm) pe care se aplică 6-9 lovituri necesare determinării indicelui de recul mediu pe zonă;

- pregătirea unei zone de încercare constă în:

- îndepărtarea pojghiței de lapte de ciment existentă și separată la compactare;

- evidențierea porilor aparenti sau existenți sub pojghița de lapte de ciment, pentru evitarea lor;

- evidențierea eventualelor agregate mari detectate pe suprafață, pentru evitarea lor;

- frecarea zonei de încercare cu piatră de duritate mare (carborundum) – se îndepărtează cca. 1mm grosime;

- se îndepărtează praful rezultat prin suflare;

- numărul loviturilor într-o zonă este de 6-9, cu un minim de 5 măsurători valabile;

- distanța minimă între punctele de încercare (centre) ale aceleași zone este de 3m;

- distanța minimă între punctele de încercare și muchia elementului este de 50mm pentru elemente turnate în cofraj de lemn și metalic sau de 30mm pentru epruvete turnate în tipare metalice;

- se încearcă pe ambele fețe dacă au existat pentru acestea condiții diferite de întărire;

- se recomandă alegerea zonelor de încercare pe suprafețele cofrate ale elementului;

În timpul încercării sclerometrul se ține perpendicular pe suprafața încercată. Prelucrarea datelor rezultate se face conform metodologiei de calcul din C 26-85.

### 3.1.2. Încercarea betonului prin metode ultrasonice de impuls

Folosirea metodei permite determinarea pe epruvete, elemente și structuri de beton a următoarelor caracteristici:

- proprietăți elasto-dinamice ale betonului;- defecte din elemente sau structuri;

- rezistențe mecanice ale betonului în lucrare (rezistență la compresiune);

- modificarea structurii betonului în timpul întăririi sub acțiunea agenților chimici sau fizici agresivi, sau sub acțiunea solicitărilor mecanice;

- omogenitatea betonului în lucrare.

Metoda se bazează pe măsurarea timpului de propagare a impulsurilor ultrasonice în beton, între emițător și receptor, prin transmisie și este indicată în următoarele cazuri:

- controlul calității betonului atunci când este turnat în elemente masive sau prezintă defecte aparente sau ascunse;

- la urmărirea întăririi betonului îndeosebi în fazele inițiale ale acestui proces, când au loc modificări importante ale vitezei de propagare;- la determinarea degradărilor structurale ale betonului în timpul solicitărilor sau acțiunilor fizice sau chimice agresive;

- la determinarea gradului de compactare al betonului în lucrare;

- la elemente la care există posibilitatea unei diferențe sistematice între calitatea betonului în stratul de suprafață și cel de profunzime.

Principiul metodei – un emițător de ultrasunete (Fig. 3.2.) alimentat corespunzător produce impulsuri ultrasonice care se propagă prin beton, iar un receptor de ultrasunete captează aceste impulsuri și le transformă într-un semnal electric; un bloc electronic permite măsurarea timpului de propagare dintre momentul emisie și cel al recepției.

În funcție de modul de amplasare al palpatelor emițător – receptor pe suprafața betonului se deosebesc următoarele tehnici de măsurare:- prin transmisie directă, când emițătorul și receptorul sunt situați coaxial pe două fețe opuse ale elementului;- prin transmisie diagonală;- prin transmisie la suprafață, când emițătorul și receptorul sunt situați pe aceeași față a elementului .

În timpul măsurărilor se calculează viteza longitudinală, respectiv viteza de propagare în tehnica de suprafață.



Fig. 3.2. Betonoscop

Tehnica de măsurare:

- alegerea elementelor de încercat se face de beneficiarul lucrării, proiect, expert sau comisie de expertizare;

- numărul secțiunilor examinate depinde de obiectul examenului nedistructiv:

- pentru control omogenitate: rețea de puncte cu distanță de 50cm între secțiuni;

- pentru examen defectoscopic: rețea principală cu distanță de 30cm între secțiuni, îndesită ulterior prin rețele secundare;

- pentru control prin sondaj a calității betonului - minim 3 secțiuni în zonele de solicitare maxime ale elementului și pe cât posibil distribuite în lungul acestuia. Numărul de puncte ales este de 3-6. Numărul punctelor de încercare pe epruvete este de minim 3 pentru cuburi de latură 20cm și cilindri 15x30cm.

- Se evită: alegerea punctelor de încercare pe suprafața de turnare sau chiar cea opusă; alegerea direcției de încercare paralelă cu direcția armăturilor principale de rezistență precum și amplasarea punctelor de încercare în zone cu mari concentrații.

Trasare și marcarea locurilor de încercare se face cu instrumente adecvate pentru a se obține o precizie a trasării de  $\pm 1$ cm.

Aparatura și tehnică de măsurare

- aparatele folosite trebuie să aibă transductori de frecvență proprie de 40-100Hz;

- instrumentele de măsurare a spațiului trebuie să asigure o precizie de  $\pm 0.5\%$  pentru condiții de laborator pe epruvete și de  $\pm 1\%$  în condiții de șantier, pe elemente;

- întreaga aparatură trebuie să-și mențină performanțele în următoarele condiții: temperatură  $-10...+45^{\circ}\text{C}$  și umiditate până la 90%;

- tehnica de măsurare presupune aplicarea unui strat de mediu cuplant pe suprafața transducerilor (medii cuplante recomandate: vaselina tehnică, vaselină siliconică, plastilină).

Note:

- Determinarea fisurilor, a poziției și adâncimii lor, cași în cazul rosturilor de turnare se face admitând că impulsul ocolește fisura sau rostul, pe drumul fizic cel mai scurt. Încercările se orientează perpendicular pe planul de fisurare, cu respectarea unei distanțe de 20-30cm între emițător și receptor.

- Determinarea adâncimii straturilor de beton degradate de o acțiune superficială, în grinzi și stâlpi, se poate face și prin folosirea unei metode mixte (distructivă și nedistructivă. Betoanele degradate prin îngheț se aplică după dezghețarea betonului.

Seismele produc în elementele structurilor de beton armat încovoieri pe două direcții, torsiune, forțe tăietoare, forțe axiale; aceste solicitări pot produce degradări structurale ale betonului.

Determinarea zonelor degradate structural presupune:

- determinarea extinderii acestor zone;
- determinarea intensității degradărilor structurale;
- determinarea orientării degradărilor.

Zonele degradate structural = zone ale elementelor de beton armat în care, urmare solicitărilor seismice, s-au produs deformații ireversibile de tipul microfisurilor sau fisurilor, deformații care influențează capacitatea portantă ulterioară a elementului.

Elementele în care apar zone degradate structural și pentru care este importantă localizarea acestora sunt în ordinea frecvenței: stâlpi, diafragme, grinzi.

Din punct de vedere al orientării fisurilor și microfisurilor în zonele degradate există două situații: cu orientare haotică (după toate direcțiile) și cu orientare ordonată preferențial (după o direcție). Identificarea zonelor degradate în elementelor de beton se face folosind metoda ultrasonică de impuls.

Principiul determinării constă în măsurarea timpului de propagare între emițător și receptor folosind tehnica transmisiei directe sau diagonale în zone presupuse degradate și nedegradate ale unui element de beton armat investigat. În zonele degradate, timpul de propagare a impulsului crește întrucât impulsul ocolește fisurile și microfisurile. Grinzile se încearcă de regulă, pe o direcție din cauza prezenței plăcilor, dar încercarea poate avea lor prin transmisie diagonală dacă planul degradărilor o cere. Pentru stâlpi se recomandă alegerea punctelor de încercare pe două direcții rectangulare.

Numărul punctelor de încercare pentru determinarea zonelor degradate este 20 dispuse echidistant, la 10-15cm, pe ambele direcții de încercare, cu evitarea influenței armăturilor și efectului de perete. Distanțele între secțiuni pe lungimea (înălțimea) elementului pot fi variabile, fiind mai mici în zona presupusă degradată, mărindu-se pe măsura îndepărtării de aceste zone. Distanțele minime dintre secțiuni sunt de 10-15 cm.

Pentru zonele puternic avariate pot fi folosite ale tehnici nedistructive, ca de exemplu radiografia. Criteriul fundamental de delimitare a zonelor cu degradări structurale este bazat pe compararea vitezelor de propagare măsurate înăuntru și înafara zonelor degradate.

Creșterea gradului de încredere al măsurătorilor se face prin evitarea zonelor cu defecte de turnare și a celor în care este dispusă armătura.

### 3.1.3. Încercarea betonului prin metodă nedistructivă combinată

Scop: determinarea rezistenței la compresiune a betonului.

Metodă se bazează pe legătura dintre combinația celor două mărimi măsurate: viteza longitudinală a ultrasunetelor și indicele de recul pe de o parte și rezistența betonului la compresiune pe de altă parte.

Avantajele metodei în raport cu alte metode nedistructive sunt:

- precizia determinării rezistenței este de regulă superioară metodelor nedistructive simple;

- nu obligă la cunoașterea maturării betonului;

- este mai puțin influențată de variațiile necontrolate ale dozajului și tipului de ciment sau ale granulozității agregatelor decât metodă ultrasonică.

Aparatura de încercare este compusă din:- aparatura pentru măsurarea vitezei de propagare a impulsurilor ultrasonice în beton;

- aparatura pentru măsurarea durității superficiale a betonului cu ajutorul indicelui de recul.

Secțiunile de încercare se aleg la indicațiile proiectantului, beneficiarului sau ale unei comisii întrunite în acest scop. Pe elementul de încercat se aleg minim 3 secțiuni diferite; în fiecare secțiune se aleg cel puțin 3 perechi de puncte de încercare cu ultrasunete și o zonă de 20x20cm cu cel puțin 6 puncte de încercare cu sclerometrul. Rezultatele obținute într-o secțiune sunt reprezentativ pentru volumul de beton cuprins între 2 secțiuni paralele cu cea de încercare situate la  $\pm 10$ cm de acesta.

## 4. AVARII SPECIFICE LA ELEMENTELE CONSTRUCȚIILOR ȘI SOLUȚII DE CONSOLIDARE ALE ACESTORA

### 4.1. Consolidarea terenului de fundare

Obiectivul consolidării terenului îl constituie mărirea capacității de rezistență la nivelul tălpii fundației prin îmbunătățirea caracteristicilor fizico mecanice ale terenului de fundare.

Există situații când fundațiile existente se află într-o stare foarte bună, dar capacitatea portantă a acestora nu pot prelua noile încărcări. În această situație se recurge la consolidarea terenului de fundare, de obicei prin injecții cu diferite soluții (Fig. 4.1.).

Proiectarea și executarea unei îmbunătățiri a terenului de fundare impune prospectarea detaliată a amplasamentului pentru cunoașterea situației topografice, geologice, hidrologice și geotehnice, iar deseori, injecții experimentale pe amplasament sau laborator. Studiul hidrologic trebuie să precizeze permeabilitatea terenului, nivelului piezometric, direcția și viteza de curgere a apei în diverse straturi și compoziția chimică a apei subterane. Studiul geotehnic trebuie să permită cunoașterea completă a naturii, caracteristicilor și dispoziției diferitelor straturi ce urmează a fi îmbunătățite sau impermeabilizate și trebuie extins în plan și adâncime dincolo de perimetrul destinat injecției. [55]

Injecțiile în terenul de fundare sunt foarte eficiente în cazul pământurilor necoezive și în cele semicoezive (prafuri nisipoase, prafuri argiloase). Nu dau rezultate bune injecțiile în terenuri argiloase. Totuși, la ora actuală s-au dezvoltat tehnologii care realizează injecțiile soluțiilor la presiuni de 2-3 atmosfere sau mai mari; acestea produc fracturarea terenurilor argiloase, în anumite condiții controlate putându-se obține rezultate corespunzătoare.

Injecțiile se realizează de obicei din lapte de ciment la care se mai adaugă silicat de sodiu.

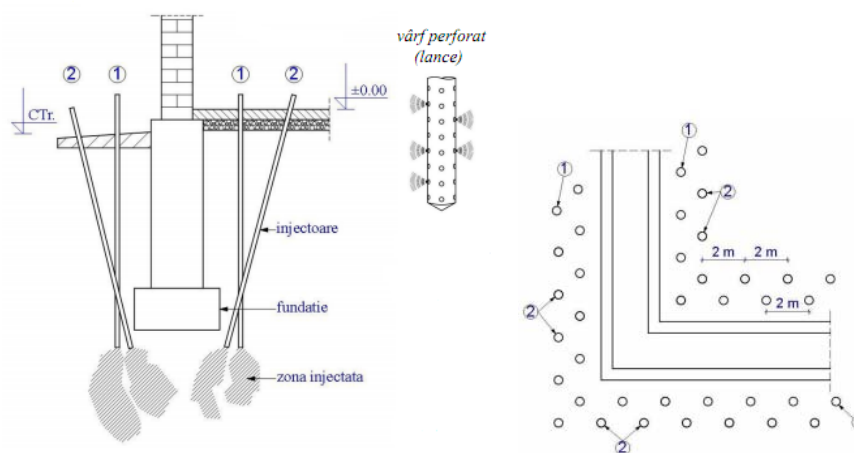


Fig. 4.1. Consolidarea terenului de fundare prin injecțare

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

În prima fază se execută injecțiile de tip 1 lângă fundație pe direcția verticală, la distanță de cca 2 m, iar în faza a II-a, injecțiile de tip 2 înclinate și decalate față de tipul 1 (intercalate).

Se pot folosi pentru injecție tuburi din material plastic perforate parțial și prevăzute cu manșete din cauciuc care rămân pierdute în teren sau se pot folosi tuburi metalice cu diametrul de 1 – 2 țoli, ascuțite la vârf și perforate pe lungimi de 1 – 1,5 m în zona acestuia. Aceste tuburi se introduc în teren prin batere sau vibrare după care se injectează o soluție de lapte de ciment sau silicat de sodiu (sticlă solubilă).

Injecțiile contribuie atât la mărirea capacității portante a terenului, cât și la impermeabilizarea acestuia. Soluțiile injectate pătrund în porii terenului de fundare, legând particulele de fază solidă, formând în final zone compacte și impermeabile.

La construcții vechi, cu fundații din cărămidă, așezate pe grătare și piloți din lemn, în timp, datorită variației nivelului apelor subterane, piloții au putrezit și sub pereții portanți au rămas goluri care au dat naștere la tasări, fisuri și crăpături în pereții portanți.

Consolidarea terenului de fundare se face în scopul:

- mărirea capacității portante a terenului;
- asigurarea stabilității terenului;
- îmbunătățirea proprietăților mecanice ale terenului;
- impermeabilizarea terenului

**Tabelul 4.1.** *Fluide de injectare pentru îmbunătățirea terenului de fundare*

Tipul de pământ	Pietrișuri și nisipuri grosiere	Nisipuri mijlocii și fine	Nisipuri argiloase și prăfoase Prăfuri
Caracteristici			
Diametrul granulelor (mm)	0,55	0,02...0,5	0,02
Suprafața specifică (1/cm)	100	100...1000	1000
Permeabilitatea (m/s)	0,001	0,001...0,0004	0,00001
Tipul fluidului	Suspensii	Geluri	Soluții rășini
Injecția de consolidare	Ciment Ciment-bentonită Spumante	Geluri de silice (simple sau cu reactivi organici)	Aminice Fenolice Electrosilicatizare
Injecția de impermeabilizare		Gel bentonitic Gel moale de silice	Acrilamidice Aminice Fenolice

În mod curent consolidarea terenului de fundare se poate face prin următoarele proceduri de injectare:

- prin silicatizare;
- prin cimentare;
- prin argilizare;

Injecția terenului se realizează prin introducerea unei substanțe care leagă particulele și umple porii cu un gel, care se întărește în timp, obținând astfel mărirea rezistenței și impermeabilizarea. Acest procedeu se utilizează la:

- pământurile cu coeziune redusă;
- pământurile lipsite de coeziune;
- pământurile cu permeabilitate pronunțată, cu pori mari sau crăpături;

Introducerea soluțiilor în pământ se face sub presiune, cu ajutorul unor injectoare, iar pentru asigurarea unei pătrunderi uniforme a soluțiilor injectoarele se înfig alternant.

### 4.1.1. Consolidarea terenului prin silicatizare

Silicatizarea constă în injecția în pământ a unei soluții de silicat de sodiu și a unui electrolit. Cele două substanțe intrate în contact reacționează și produc un gel de silice, care leagă particulele solide și se obține un teren coeziv, cu golurile colmatate și cu o capacitate portantă mărită. Silicatul de sodiu trebuie să aibă o anumită vâscozitate pentru a putea intra în goluri și pentru a nu fi spălat de soluția de electrolit, în cazul procedurii succesiv.

Capacitatea de penetrare în teren este esențial condiționată de vâscozitatea silicatlui de sodiu, dependentă la rândul ei de densitatea și temperatura soluție.

Silicatizarea cu două soluții poate fi utilizată în nisipuri și pietrișuri mărunte cu nisip cu coeficientul de permeabilitate 2-8m/z.

Silicatizarea nu este recomandată la:

- bolovănișuri, ale căror goluri nu sunt umplute cu material mărunț;
- goluri carstice;
- diamanturi bazaltice;
- pământuri îmbibate cu produse petroliere, uleiuri sau rășini;
- la pământuri cu ape subterane la care pH-ul este peste 9;

În pământurile loessoide (conțin carbonat sau sulfat de calciu) silicatul de sodiu intră în reacție cu sărurile solubile în apă, aflate în mod natural în pământ și conduce la precipitarea gelului de silice.

Prin dozarea cantităților și concentrațiilor se poate modifica tipul de precipitare a gelului de silice, de la câteva minute la câteva ore.

Silicatizarea se poate realiza și prin adaos de reactivi anorganici în cazul nisipurilor fine și a celor prăfoase, cu permeabilități cuprinse între 0.1 și 10m/z, sau organici în cazul nisipurilor și pietrișurilor mărunte.

### 4.1.2. Consolidarea terenului prin cimentare

Cimentarea constă în injecția sub presiune în golurile pământului a unui lapte de ciment sau a unui mortar fluid de ciment care reduce permeabilitatea terenului și crește capacitatea portantă.

Această procedură se aplică în cazul pământurilor a căror particule pot fi legate cu ciment. Cimentarea se poate utiliza la pietrișuri și nisipuri unde golurile sunt suficient de mari pentru a lăsa particulele hidratate de ciment să treacă.

Capacitatea de pătrundere a suspensiei în teren este condiționată de mărimea particulelor ei și de concentrația suspensiei, adică de raportul dintre greutatea materialului solid în suspensie și greutatea apei, cu cât acest raport este mai mic cu atât suspensia este mai penetrantă, dar în același timp scade rezistența materialului depus în porii terenului. Mortarele utilizate în mod curent au dozaje C/A între 1:2 și 1:12, în funcție de absorbția specifică a terenului, iar pentru accelerarea prizei se adaugă clorură de calciu.

Distanța dintr țevile de injecție este funcție de permeabilitatea terenului și variază între 1.50 și 2.00 m, iar presiunea de injecție este de 3-5atm.

Cimentarea nu dă rezultate în pământurile foarte agresive sau cu salinitate pronunțată, întrucât în aceste cazuri priza și întărirea cimentului sunt împiedicate.

### 4.1.3. Consolidarea terenului prin argilizare

Argilizarea constă în introducerea în pământ prin injecție sau matare a unei suspensii, respectiv de argilă, care pătrunzând în fisurile, porii sau golurile pământului, îl colmatează și îl impermeabilizează.

Utilizarea argilizării este mai economică în terenul în care există caverne și crăpături mari, în rocile cu numeroase goluri carstice, la care aplicarea cimentării ar duce la consumuri importante de ciment și ar fi neeconomică.

Argilizarea poate fi aplicată în pământurile cu ape agresive, iar la colmatarea rocilor fisurate și cu goluri carstice se utilizează argile nisipoase cu plasticitate redusă. Utilizarea argilelor grase în acest caz este nerecomandabilă, dat fiind că suspensiile preparate cu aceste argile cedează foarte greu apă și rămân în stare fluidă în fisuri, putând fi astfel ușor expulzate sau antrenate de apele care circulă prin golurile rocii.

Pentru a fi injectată, argila este prelucrată prin înmuiere și dispersare în apă, sub forma unei suspensii, iar prin adăugarea diferitelor substanțe chimice, se poate controla timpul de dispersare sau coagulare a suspensiei de argilă.

Argilele, în special argilele grase, au prioritatea de a schimba ionii din complexul de absorbție în prezența unui electrolit. Prin adăugarea unei soluții dintr-o sare de calciu la o suspensie de argilă la care particulele au în complexul de absorbție sodiu, acesta este înlocuit prin ioni de calciu și suspensia coagulează. Prezența ionilor de sodiu și magneziu coagulează suspensiile de argilă, în timp ce ionii de sodiu și potasiu îi fluidifică.

În cazul bolovănișurilor cu goluri mari se pot utiliza amestecuri de argilă-ciment.

Pentru introducerea suspensiilor de argilă în nisipuri, pietrișuri sau prundișuri se folosesc pompe de mortar.

Consolidarea terenului de fundare prin alte procedee

Consolidarea pământurilor se poate realiza și prin reducerea gradului de umiditate. Astfel se utilizează procedee electrofizice, care realizează o mișcare forțată a apei prin porii pământului de la anod la catod, unde apa este colectată forțat în puțuri și apoi evacuată prin pompare. Acest sistem este eficient la pământurile cu granulație fină și foarte fină.

Față de procedurile menționate există proceduri de readucere în teren a condițiilor inițiale, care pot reprezenta soluții simple de îmbunătățire a comportării construcției.

Ridicarea nivelului apei subterane este indicat a se aplica:



-in terenuri la care fundațiile din lemn existente ar putea suferii degradări la coborârea apei;

-in terenuri la care au apărut tasări diferențiate ca urmare a modificării stării de tensiuni față de cea estimată inițial;

Procedura de ridicare a nivelului apei subterane presupune infiltrarea apei prin straturile permeabile. Se execută puțuri lângă fundație în exterior care vor fi alimentate cu apă, verificarea nivelului realizându-se prin instalarea unor tuburi dispuse perimetral construcției, monitorizarea având un caracter permanent.

Înfiltarea apei se poate realiza prin crearea unui sistem de alimentare a puțurilor din pânza de apă subterană, controlul realizându-se pe baza de tuburi piezometrice.

Dacă coborârea nivelului apei subterane este datorată dezvoltării unei vegetații foioase, înlăturarea acesteia poate duce la o revenire a nivelului apei în teren.

Coborârea nivelului apei subterane se poate folosi:

-in terenuri la care fundațiile de piatră cu cărămidă ar suferii un proces accelerat de degradare mecanică și/sau chimică;

-in versanții urbani cu risc mediu spre mare de instabilitate prin alunecare, putând afecta stabilitatea generală a construcțiilor existente pe versant.

Inițierea unui sistem de drenare a apei este o soluție accesibilă și des aplicată în menținerea controlată a nivelului apei subterane în reabilitarea versanților. În ceea ce privește executarea unor drenuri la nivelul fundațiilor construcțiilor existente, fiecare construcție în parte prezintă particularități care necesită o evaluare concretă greu de realizat a îmbunătățirii comportării construcției, prin menținerea funcționalității acestor drenuri, fără lucrări de consolidare asupra fundație parțial degradate.

### 4.2. Consolidarea fundațiilor

Consolidarea fundațiilor reprezintă o parte integrantă de intervenție asupra structurii în ansamblu. Deficiențele sistemului fundațiilor sunt identificate în procesul de evaluare.

Măsurile de consolidare trebuie alese astfel încât să fie în concordanță cu impunerea mecanismului de disipare de energie structurii consolidate, trebuie că fundațiile existente să nu fie scoase din uz de cele noi realizate, să se țină cont de rigidități diferite între terenul de sub fundațiile existente și cele noi create.

La elaborarea soluțiilor de consolidare a fundațiilor un rol important îl dețin metodele de stabilire a cauzelor degradărilor și avariilor, mai ales că fundațiile fiind situate în teren, cauzele degradărilor se datorează modificărilor stării fizice a terenului.

Degradările existente la fundațiile unei construcții determină degradările suprastructurii și sunt în strânsă legătură cu acestea. Alegerea soluțiilor de consolidare trebuie să fie precedată de efectuarea unei expertize a întregii construcții. Din cercetarea unui mare număr de construcții existente, rezultă că necunoașterea proprietăților de deformare a unor pământuri slabe de fundare a condus la subdimensionarea tălpilor fundațiilor, cu toate implicațiile legate de acest aspect.

Degradările apărute la fundații, în special deplasări sau deformații ale fundațiilor, nu se distribuie pe o lungime mare a construcției, ele tinzând să se concentreze pe zonele în care

structura este distorsionată la maxim și coincid cu zonele slăbite ale structurii. Pe aceste zone fisurile sunt în număr limitat, fiind fisuri izolate sau fisuri multiple în cele mai multe cazuri degradările apărute la fundații pot fi puse în evidență prin degradările observate la elementele suprastructurii.

Orice degradare apărută la fundații are ca implicații imediate antrenarea în mișcare a unor elemente ale suprastructurii, în care se produc avarii funcționale sau structurale. Din acest motiv relevul degradărilor apărute în elementele suprastructurii permite stabilirea zonelor în care sunt posibile apariții ale unor degradări la fundații.

Elementele de fundații adăugate la sistemul existent de fundații al clădirilor sunt clasificate de regulă în fundații de suprafață(directe), care pot fi fundații izolate sub elementele verticale portante, grinzi de fundare, radiere și fundații de adâncime, în general minipiloti.

La executarea săpăturilor se vor adopta soluțiile potrivite, funcție de natura terenului, coeziv sau necoeziv, și adâncimea săpăturii: săpătură cu taluz, săpătura verticală, cu sprijiniri sau fără. De asemenea, funcție de condiții turnarea betonului se poate realiza cu sau fără cofraj, recuperabil sau nu.

Se identifică mai multe situații în ceea ce privește intervenția asupra sistemului de fundații:

- suplimentarea fundațiilor existente, în situația în care elementele verticale sunt cămășuite. Acest caz intervine mai cu seamă la consolidarea pereților. Suplimentarea fundațiilor se poate face prin fundații de suprafață adăugate, sau în cazuri mai rare, prin fundații la adâncime.

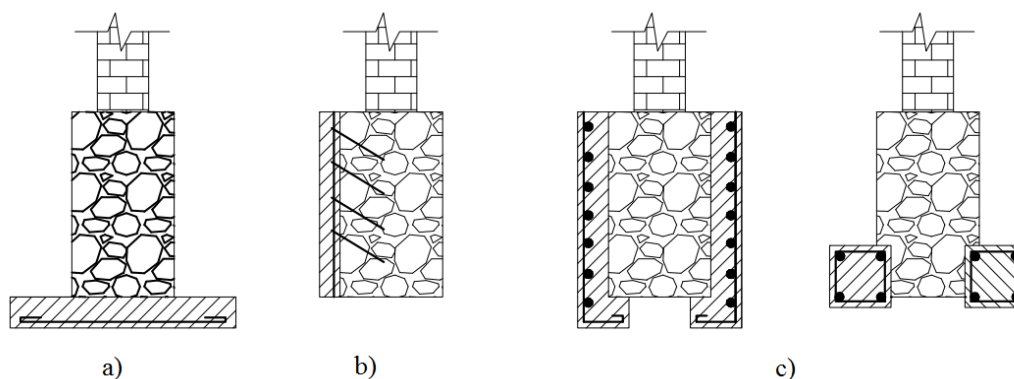
- dezvoltarea fundațiilor de suprafață existente, atunci când acestea sunt deficitare din punctul de vedere al transmiterii forțelor de compresiune la teren. Deficiențele se pot referi la suprafața de rezemare insuficientă sau la rezistența insuficientă a fundațiilor.

### 4.2.1. Fundații din piatră

În mod obișnuit, la reabilitarea fundațiilor din piatră, se pot utiliza următoarele procedee:

- introducerea unei fundații sub fundația existentă sau cu alte cuvinte subzidire;
- realizarea unei cămășuieli armate, fixate prin conectori, pe o față sau pe ambele fețe ale fundației (pe toată înălțimea fundației sau parțial);
- introducerea unor fundații adiacente;
- consolidarea prin injectare;
- consolidarea terenului de fundare;

Subzidirea se face pe tronsoane turnate alternante (lungimea tronsonului va fi de 80-100 cm). Pe lângă armaturile dispuse transversal vor fi prevăzute și armături longitudinale. Subzidirea prezentată în figura 4.2.a) poate fi în unele cazuri continuată prin refacerea zidăriei de piatră afectată, prin cămășuire sau prin torcretare, de tipul celei din figura 4.2.b) cu o injectare prealabilă a fisurilor sau a rosturilor dezgolite.



**Fig. 4.2. Procedee de consolidare a fundațiilor din piatră**  
**a) subbetonare; b) cămășuire; c) introducerea unor fundații adiacente**

Conectare cămășuirii la fundația existentă se face în mod obișnuit cu scoabe bătute în rosturi sau în găuri forate. Fixarea scoabelor în cazul găurilor forate se poate face cu mortar injectat.

Tehnologia privind injectarea fundațiilor din piatră va fi identică cu cea practică la injectarea zidărilor.

La injectarea fundațiilor din piatră se va avea în vedere că:

- fisurile să nu fie prea fine și să permită injectarea,
- în fisuri să nu fie mâl argilos care influențează priza și întărirea mortarului de ciment,
- mortarul introdus să nu fie într-un mediu de ape agresive sau ape în mișcare,
- fundațiile nu vor fi expuse la exces de căldură sau de umiditate pe parcursul injectării, dacă acesta va fi realizată pe bază de mortar de var,
- dacă fundațiile consolidate prin acest procedeu sunt expuse ciclurilor de îngheț-dezgheț, acestea vor fi protejate prin introducerea unor izolații continue pe fața exterioară.

#### **4.2.2. Fundații din beton armat**

În general fundațiile din beton armat necesită consolidarea ca urmare a existenței unor deficiențe de execuție și mai frecvent din cauza creșterii încărcărilor sau degradării terenului de fundare.

În mod obișnuit la reabilitarea fundațiilor din beton armat se utilizează procedeul introducerii unor fundații adiacente, care preiau o parte din încărcarea de pe fundațiile existente.

Sub cămășuielile pereților, de regulă, trebuie suplimentate și fundațiile (Fig.4.3.). Pentru angajarea solidară a celor două fundații se montează ancore în găuri forate în fundația existentă.

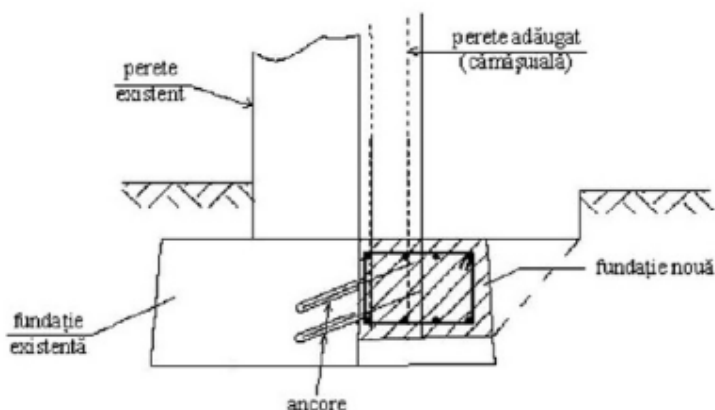


Fig .4.3. Realizare de centuri și cămășuieli de pereți

Sunt multe cazuri când fundațiile clădirilor existente au o cotă de fundare corespunzătoare, dar capacitatea portantă a terenului este depășită, sau datorită tasărilor diferențiate sunt fisuri, crăpături și chiar dislocări.

În acest caz, este mai economic să centurăm fundațiile la nivelul tăpii sau cel puțin la nivelul cotei de îngheț (Fig.4.4.).

La clădirile ușoare, centurarea fundațiilor se poate face pe o singură parte (asimetric), iar la clădirile cu încărcări mari centurarea se face pe ambele părți.

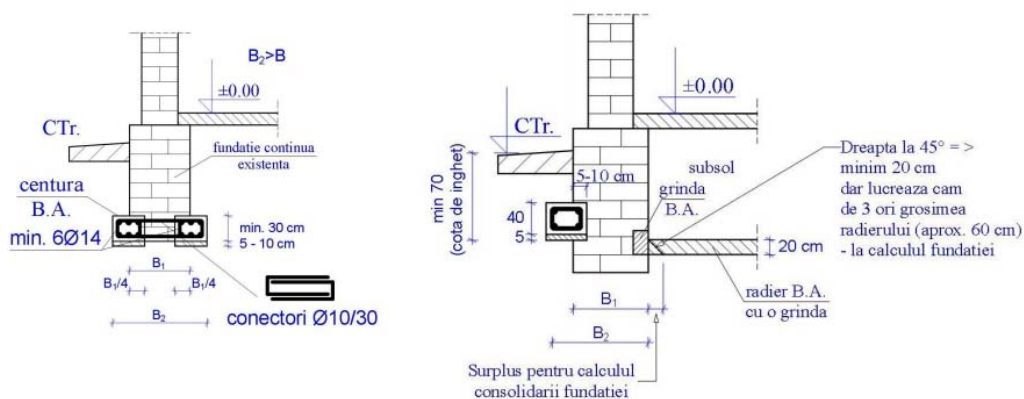


Fig. 4.4. Introducerea de centuri la nivelul tăpii fundației

În cazul fundațiilor continue se utilizează aceleași sisteme ca și în cazul fundațiilor din piatră.

Dezvoltarea fundațiilor (izolate, grinzi de fundație) cu suprafața de rezemare insuficientă urmărește sporirea capacității de preluare a compresiunii și/sau întinderii la interfața cu terenul și creșterea rezistenței elementelor fundațiilor.

Procedeele folosite pentru sporirea capacității de a prelua compresiune sunt:

- dezvoltarea bazei de rezemare;
- înlocuirea fundațiilor (atunci când sunt prea mici și executate din materiale prea slabe) cu fundații lărgite din beton armat;
- introducerea de minipiloți sau piloți forțați, atașați fundațiilor existente;
- legarea fundațiilor izolate printr-un sistem de grinzi de fundare.

Printre cele mai comune tehnici de consolidare a fundațiilor se numără soluțiile indicate u caracter orientativ, la nivel de principiu, în prezenta secțiune.

Dezvoltarea bazei de rezemare se poate obține prin atașarea unor volume de beton la marginea fundației existente conectate de aceasta. (Fig.4.5.). Prin introducerea unor armături suplimentare se poate spori, până la nivelul necesar, momentul capabil al fundației. Pentru sporirea rezistenței la forță tăietoare este necesară și sporirea secțiunii fundației, fie prin suprabetonare, atunci când este posibil, sau prin subbetonare.

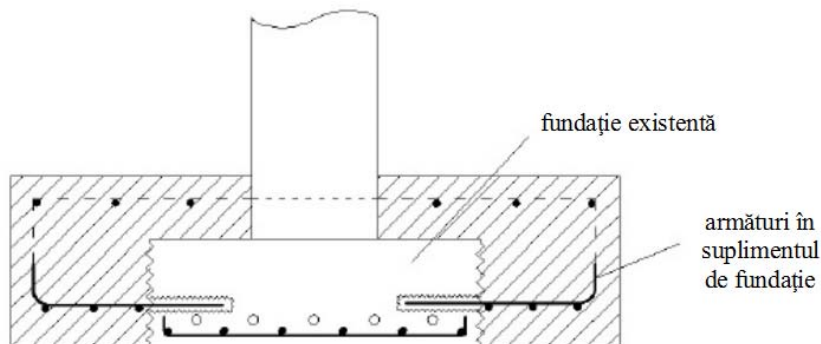
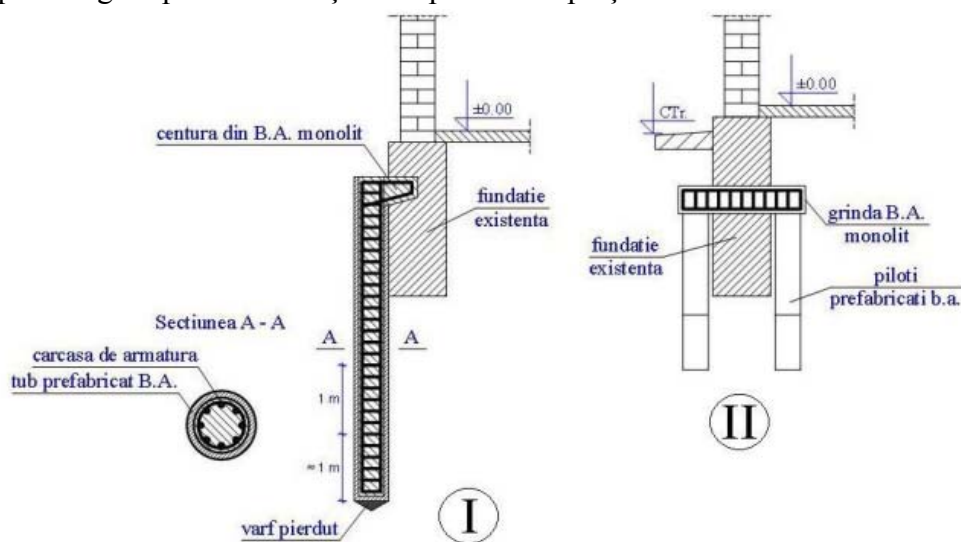


Fig. 4.5. Mărirea bazei de rezemare a fundației

Realizarea de reazeme intermediare din piloți armați (Fig.4.6.), folosește în special la clădirile vechi cu încărcări foarte mari; de obicei piloții sunt prefabricați din tuburi de beton armat executați din tronsoane cu lungimea de 1 m.

Piloții se introduc în teren prin presare cu utilaje speciale de mici dimensiuni care pot să încapă și în subsolul construcțiilor. Piloții, în funcție de situația din amplasament, pot fi dispuși pe o singură parte a fundației sau pe ambele părți.

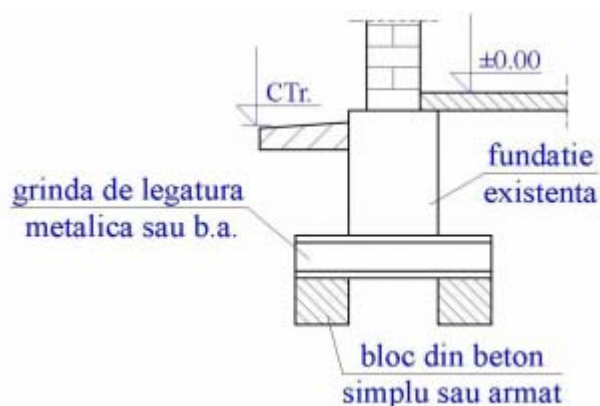


I. Consolidarea fundațiilor cu piloți prefabricați dispuși pe o singură parte a fundației

II. Consolidarea fundațiilor cu piloți prefabricați dispuși pe ambele părți ale fundației

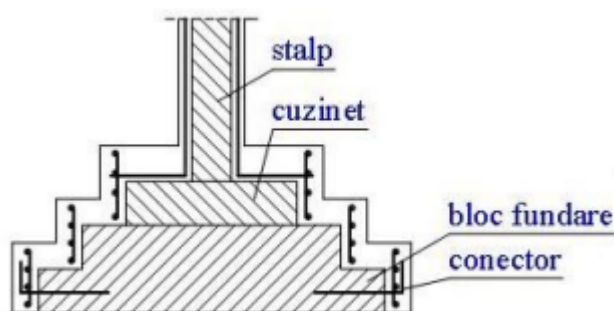
Fig. 4.6. Consolidare prin introducerea de piloți

O variantă simplificată este dacă în locul piloților se folosesc blocuri din beton simplu sau armat (Fig.4.7.). Legătura dintre cele două blocuri se poate face cu grindă din beton armat sau metalică (profil metalic) la nivelul tăpii fundației existente sau în apropierea cotei trotuarului.



**Fig. 4.7. Introducerea de reazeme intermediare la talpa fundației**

La fundațiile izolate se utilizează introducerea unui inel perimetral care poate ajuta și la creșterea capacității portante a terenului. Inelul poate lucra independent cu descărcarea pe fundația existentă sau atunci când acest lucru nu este posibil, prin cuplarea directă de baza stâlpilor.



**Fig. 4.8. Cămășuirea fundațiilor izolate**

În funcție de încărcările suplimentare aduse pe fundații, se pot face și conectori între blocul de fundație și armăturile de consolidare (Fig.4.8.). Conectorii se pot realiza la fiecare treaptă și chiar la nivelul cuzinetului.

În cazul în care este necesară consolidarea stâlpilor de la suprastructură, iar fundațiile clădirii existente nu trebuie consolidate, în mod obligatoriu este necesară cămășuirea cuzinetului pentru a se realiza legătura dintre stâlp și fundație în vederea transmiterii corecte a încărcărilor de la suprastructură la infrastructură.

Sunt situații când în urma unor explozii sau agresivității apelor subterane și a terenului, corpul fundației fie este fisurat, fie este degradat într-o proporție foarte mare. În aceste situații, se realizează cămășuirea pe exterior a fundației, iar fisurile din corpul fundației se consolidează prin injectare (Fig.4.9.).

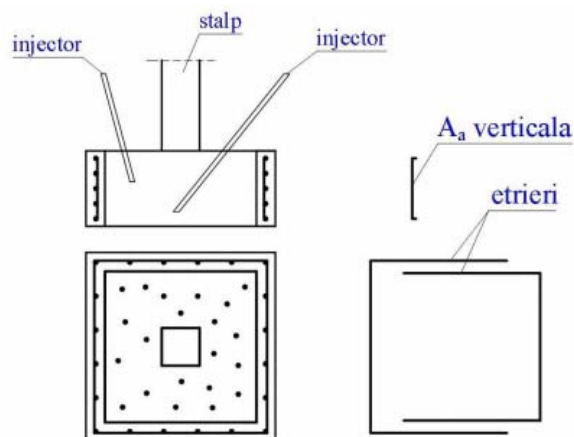


Fig. 4.9. Consolidarea prin injectare și cămășuire a fundațiilor izolate

În cazul unor încărcări noi mari venite de la suprastructură este necesar să se realizeze conlucrare mai bună între zona consolidată a fundației și a terenului de fundare (Fig.4.10.).

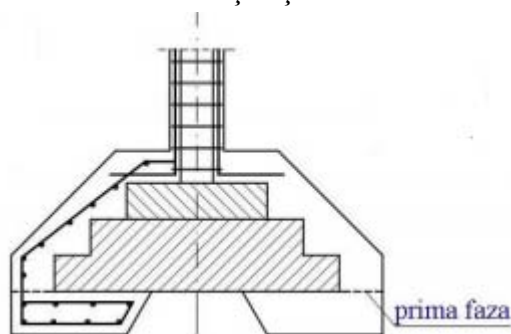


Fig. 4.10. Consolidarea prin cămășuire a fundațiilor izolate și mărirea suprafeței de rezemare

Dimensiunile fundației finale sunt mai mari decât dimensiunile fundației consolidate. Tehnologic, consolidarea se face pe două laturi; prima fază numai faza de sub-betonare, iar în a doua fază se realizează consolidarea pe celelalte două laturi.

Subzidirea fundațiilor stâlpilor se face când este necesară mărirea suprafeței fundației, deci mărirea capacității portante a fundației (Fig.4.11.). Atât fundația, cât și stâlpul, nu au nevoie de consolidare.

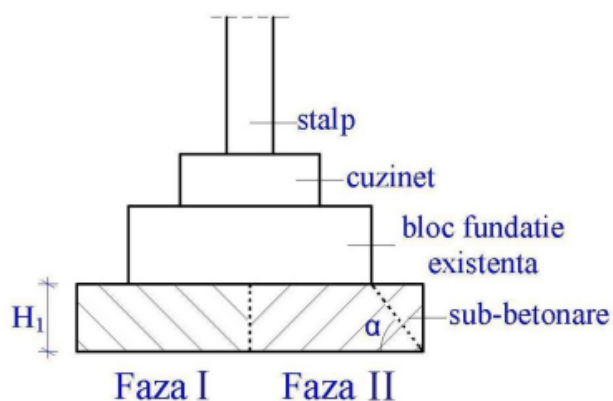


Fig.4.11. Subzidire fundațiilor izoalte

Pentru sub-betonarea fundațiilor, este necesar să se descarce stâlpul, realizându-se sprijiniri de la parter sau subsol, în funcție de situație. Sub-betonarea se poate face în două sau trei faze: în faza I pe 1/3 sau 1/4 sau 1/2 din fundație, iar în faza a II-a, pe cealaltă jumătate. Clasa de beton și tipul de ciment de la sub-betonare se alege în funcție de agresivitatea apelor subterane sau a terenului.

La reabilitarea radierelor generale pe grinzi, atunci când capacitatea portantă a grinzilor este diminuată, se practică mărirea capacității grinzilor prin procedeele utilizate în mod curent la consolidarea grinzilor. Se pot utiliza și rețele de grinzi din profile metalice legate de grinzile structurii existente.

În unele situații, la structurile la care pereții structurali au rezerve însemnate de capacitate portantă, se pot utiliza piloți care se cuplează prin elemente din beton armat, sau profile metalice înglobate în beton, de fundația existentă.

Astfel de consolidări se fac de regulă la fundațiile de adâncime. Consolidarea fundațiilor de adâncime urmărește sporirea capacității de a transmite compresiuni și sau întinderi la teren, sporirea rezistenței laterale a acestora sau îmbunătățirea, în general, a alcătuirii deficitare a elementelor și legăturilor în interiorul sistemului de fundare.

Dezvoltarea numeroaselor tehnologii de realizare a piloților face posibilă o alegere optimizată pe baza condițiilor existente, a tipului de consolidare a infrastructurii unei anumite construcții.

Piloții metalici de secțiune circulară cu un gol interior sau din profile metalice, protejați exterior printr-un strat de 1,8 μm de rășină epoxidică împotriva coroziunii reprezintă soluții avantajoase în lucrările de consolidare. Aceștia sunt introduși prin batere ușoară lucrarea executându-se din interior, înălțimea minimă a subsolului, necesară aplicării tehnologice fiind de 2,5m. Dacă piloții sunt cu gol interior, aceștia se betonează.

Mega-piloții metalici se obțin prin introducerea în teren prin presare a unei conducte de secțiune pătrată, înfigerea fiind ajutată și de subspălare locală. Îmbinările tronsoanelor se obțin prin sudare. Dacă pilotul nu ajunge într-un strat de consistență ridicată, sau dacă stratul nu există la cota dorită se creează o bază lărgită de beton simplu. Betonul se introduce prin pilot sub presiune.

Piloții Mega din beton armat introduși prin batere sau presare au secțiunea pătrată de circa 300mm latura și lungimea de segmentare de 1m. În mod curent astfel de piloți sunt folosiți la construcții fundate pe terenuri din roci moi. Îmbinările sunt realizate astfel încât să preia în bune condiții momente încovoietoare, de regulă prin sudarea unor plăci metalice situate la capetele fiecărui segment. Corpul pilotului are o țevă metalică înglobată în centrul secțiunii, prin care se verifică verticalitatea introducerii pilotului și prin care aerul sau apa presiunii pot ajuta la înaintarea acestuia în teren.

Piloții Lindo se recomandă în terenuri cu roci dure sau alte obstacole greu de depășit prin soluții obișnuite. Pilotul constă dintr-un tub metalic, recuperabil, care se introduce prin forare în teren. După ajungerea la cotă, în tub se injectează beton iar în centru se introduce un miez metalic cu dimensiunile variind între 50 și 100mm.

Transmiterea încărcărilor de la fundația existentă la grupul de piloți nou creați poate fi realizată în mai multe variante. Plasarea directă a piloților sub o fundație existentă este mai dificilă. Acesta se poate realiza numai prin decuparea unui gol și introducerea pilotului prin fundația existentă, după care se realizează betonarea zonei de îmbinare. Dacă piloții se dispun



perimetral exterior fundației existente atunci se va crea o grindă de legătură care să încorporeze atât piloții cât și corpul vechii fundații.

### 4.3. Avarii specifice și consolidarea structurilor cu diafragme din zidărie portantă

Pentru edificiile construite din zidărie, monumente istorice, construcții orășenești și chiar rurale, cauzele deteriorărilor și a modului de intervenție pentru repararea lor este deosebit de vastă și totodată complexă în special în cazul seismelor. Construcțiile din zidărie, adesea construite într-un trecut mai îndepărtat, pot avea în realitate în momentul avariei, caracteristici de rezistență care sunt numai o fracțiune din acelea de la origine.

Pentru concepția și executarea reparațiilor la zidării, există reguli generale de urmat, există unele criterii fundamentale, de care trebuie să se țină seama, iar consolidarea sau restaurarea construcțiilor din zidărie de cărămidă se poate face utilizând o gamă de materiale și tehnologii de execuție, care oportun combinate, pot să conducă la soluții speciale. [76]

La reabilitarea sistemelor structurale din zidărie vor trebui avute în vedere următoarele:

- Vechimea construcției;
- Tipul zidăriei:            -din piatră;  
                                  -din cărămidă.
- Tipul materialului de legătură dintre piatră de zidărie:  
                                  -zidărie uscată;  
                                  -mortar cu liant de tip argilă sau var;  
                                  -mortar cu liant pt bază de ciment.
- Sistemul structural: -zidărie simplă;  
                                  -zidărie conlucrând cu elemente metalice;  
                                  -zidărie conlucrând cu elemente din beton armat;  
                                  -zidărie cu stâlpișori și centuri din beton armat.
- Tipul fundațiilor.

Analizând în ansamblu capacitatea de rezistență a structurilor din zidărie prin prisma cauzelor care pot produce deteriorarea sub încărcări sau apariția defectelor, se întâlnesc următorii factori esențiali:

-modul și măsură în care capacitatea de rezistență a fost asigurată inițial, la proiectarea construcției, prin concepția, dimensionarea și alcătuirea acesteia;

-modul în care capacitatea de rezistență a structurii a fost realizată efectiv la execuție(respectarea proiect, materiale, controlul lucrărilor ascunse etc.);

-modul în care capacitatea de rezistență a fost conservată în timp, ținând seama de influențele și acțiunile exterioare intervenite pe parcurs (acțiuni seismice, tasări sau rotiri ale reazemelor, modificări structurale, schimbări de destinație, condiții de exploatare și întreținere etc.).

Nu se pot neglija însă alte cauze care se adaugă la efectul produs de acțiunile exterioare, în multe situații amplificându-le efectele, de exemplu:

-la clădiri vechi, mișcări seismice anterioare și la care nu au fost executate consolidările corespunzătoare;

-degradarea în timp a materialelor sub solicitări mecanice repetate sau agresive care au condus la scăderea rezistențelor;

modificări ulterioare execuției, prin practicarea dezordonată a unor goluri noi în pereții structurali, modificarea poziției pereților de compartimentare, schimbări de destinație a unor spații etc.

-umplerea unor goluri în pereți fără a lega prin țesere, umplutura de plinuri;

-infiltratii de apă, din diverse surse, la terenul de fundare, cu consecință deplasarea fundațiilor;

-depășirea capacității portante a terenului de fundare în cazul realizării unor construcții noi adiacente construcției existente;

Neluarea în considerare a degradărilor, în timp, are un efect multiplicativ care conduce la agravarea siguranței în exploatare a construcției.

Pentru stabilirea cauzelor care au condus la avarii, în cadrul examinării preliminare, trebuie constatate :

-modelul de fisurare;

-avariile structurale (elemente portante);

-avariile nestructurale (elemente neportante);

-mecanismul de avarie ;

-corelația dintre avarii și acțiunile exterioare ;

-valoarea încărcărilor permanente, temporare și excepționale.

-evoluția avariilor;

Avariile au în general următoarele cauze exterioare:

-degradarea materialelor (îmbătrânire, agenți atmosferici, umiditate etc.);

-creșterea încărcărilor de exploatare (schimbare de destinație, supraetajare);

-acțiuni dinamice (vibrații din trafic, acțiuni seismice);

-evenimente excepționale (alunecări de teren, explozii, ciocniri, incendii, cutremure în zone neseismice );

### 4.3.1. Mecanisme de cedare a elementelor structurale

Analiza urmărilor evenimentelor seismice a devenit foarte importantă în întreaga lume, în special în țările situate în zone cu grad seismic ridicat. Pierderi de vieți omenești, patrimoniu cultural, pierderi economice sunt urmări catastrofale datorate cutremurelor de pământ. Pentru a evita aceste pierderi, este foarte important să înțelegem comportarea sutructurilor sub acțiuni seismice. Definiția de mecanism de cedare este folosită din ce în ce mai fregvent în ultimele decenii. Analizând cu atenție avariile structurale și comparându-le cu predefinitele mecanisme de cedare, putem înțelege cum o structură o sa cedeze sub acțiuni seismice.

Identificarea calitativă a procesului de degradare este un pas esențial în procesul de evaluarea avariilor. Date despre fisuri, deformații, colapsuri locale sau generale sunt folosite

în identificarea procesului de degradare care va conduce la modelul mecanic în pașii următori.

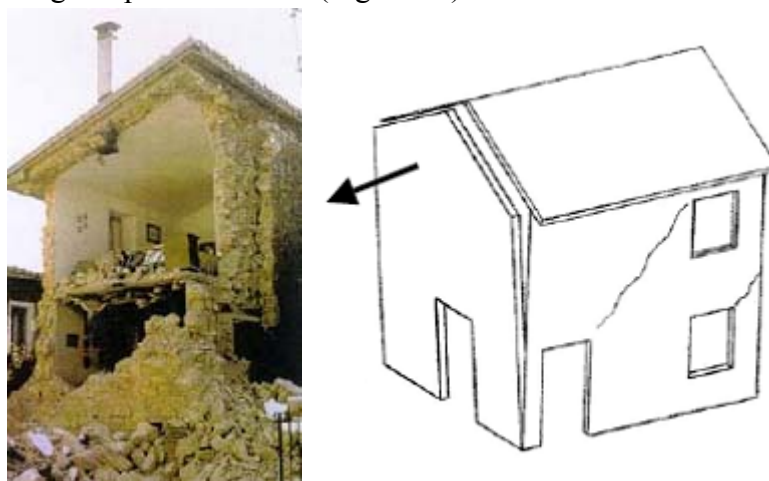
Mecanisme de cedare ale pereților portanți se pot produce sub diferite forme, în funcție de tipul de solcitare și de alcătuirea constructivă a clădirii. [2]

Când fisurile sunt înclinate sau verticale în zona golurilor de uși și ferestre de pe doi pereți perpendiculari iar rigiditatea planșeului în plan său este mică, cedarea se așteaptă să se producă prin dislocarea unor bucăți din acei pereți (Fig. 4.12.).



**Fig. 4.12. Colapsul colțurilor fațadei [2]**

Când nu se acorda importanță conexiunilor pereților în zonele de colț sau a oricăror altor elemente, pentru ca întreaga structură să aibă un comportament de cutie rigidă, se poate produce colapsul întregului perete exterior (Fig. 2.13.).



**Fig. 4.13. Colapsul peretelui exterior [2]**

Când nu se realizează o bună țesere a zidăriei de cărămidă, iar materialul de legătură dintre cărămizi e de proastă calitate sau este într-o cantitate insuficientă se pot produce degradări locale ale pereților structurali prin dislocarea unor porțiuni mari ale zidăriei de cărămidă (Fig. 4.14.).



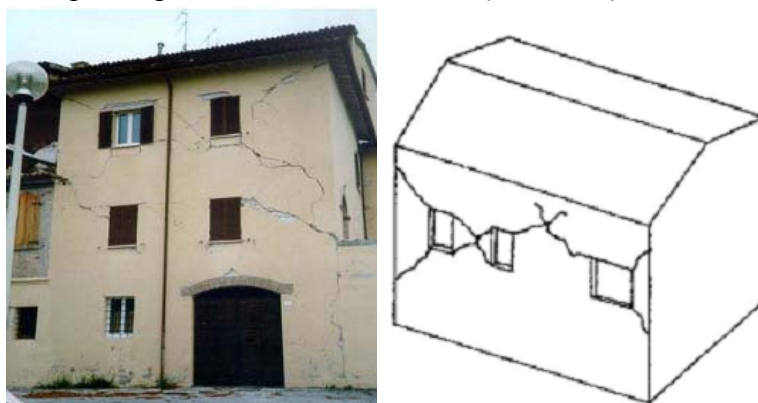
**Fig. 4.14. Dislocarea unor porțiuni din zidărie [2]**

Lipsa legaturii insuficinate a pereților exteriori cu elementele șarpantei acoperișului, colapsuri locale ale frontoanelor podurilor și ale cornișelor se pot întâmpla (Fig. 4.15.). Acestea pot apărea din cauza rotirii a pereților sub acțiunea seismică.



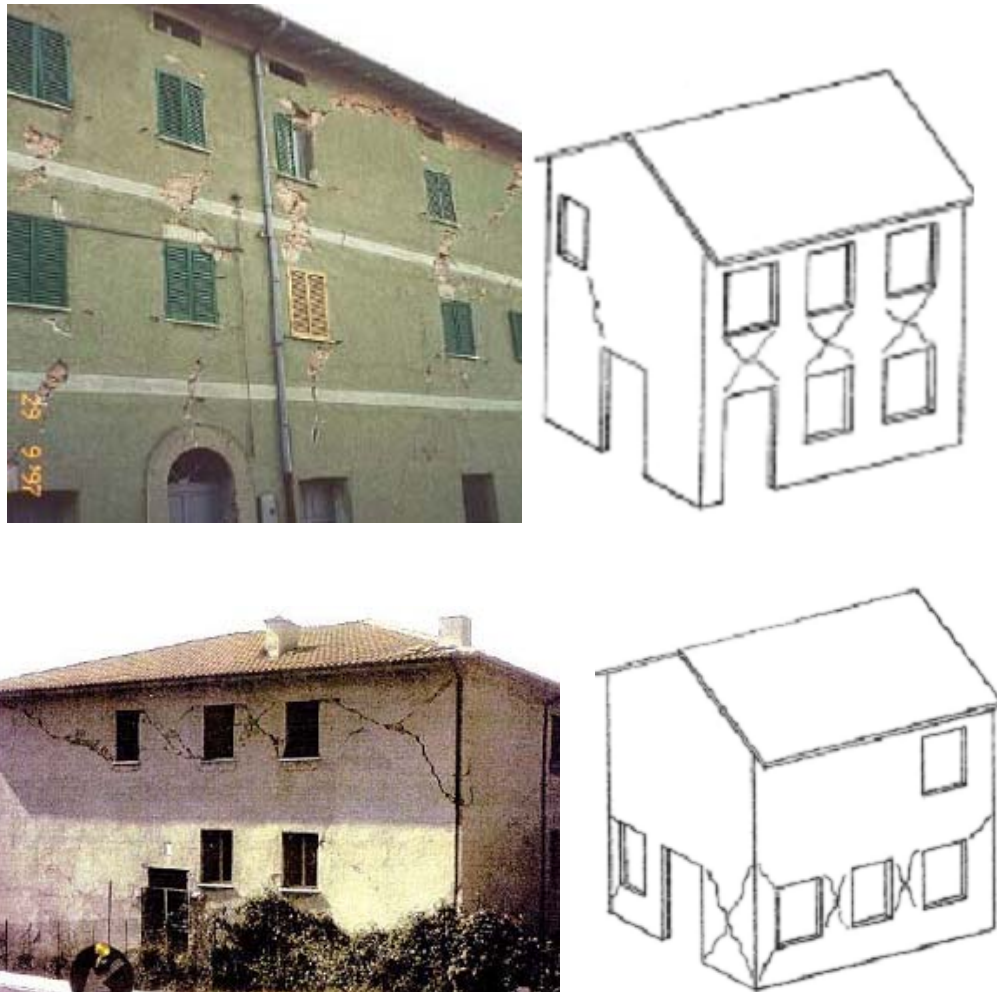
**Fig. 4.15. Colapsul frontonului [2]**

Fisuri înclinate sau încrucișate se formează atunci când sunt prezente concentrări mari de eforturi iar peretere structural este prost realizat cu o zidărie de o calitate slabă (Fig. 4.16.). Aceasta arata o cedare în plan a peretelui structural sub acțiunea forței taietoare.



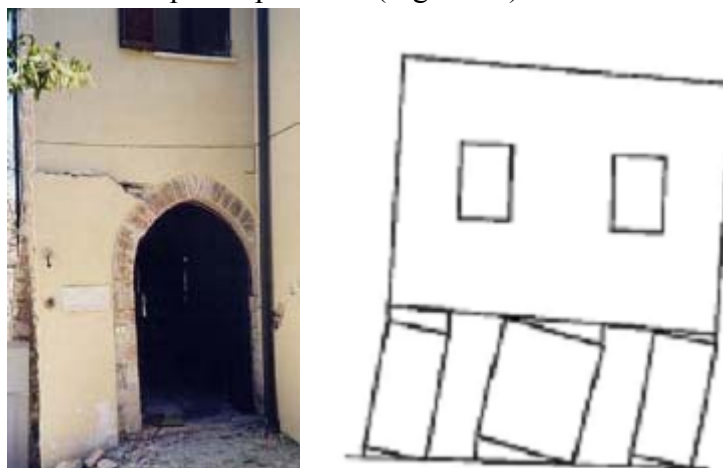
**Fig. 4.16. Cedarea în plan a pereților portanți [2]**

Când buiandrugii de la partea superioară a golurilor de ferestre sunt slabi sau inexistenți, fisuri încrucișate și înclinate se formează în peretele structural deasupra golurilor din fațadă, datorate cedării peretelui sub efectul eforturilor de încovoiere (Fig. 4.17.).



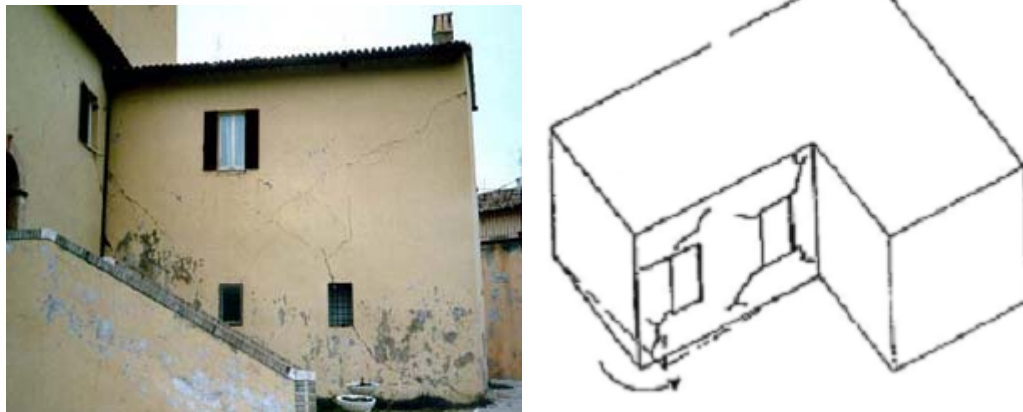
**Fig. 4.17. Fisuri datorate lipsei buiandrugilor [2]**

Când golurile din pereții structurali sunt mari ca dimensiune sau ca număr, acestia pot devenii vulnerabili din punct de vedere structural, iar fisuri orizontale și zdrobiri locale ale zidăriei pot apărea datorită rotirii în plan a peretelui (Fig. 4.18.).



**Fig. 4.18. Rotiri în plan ale pereților [2]**

Când forma în plan prezintă neregularități, excentricitatea dintre centrul de greutate al clădirii și centru de rigiditate al acesteia produce rotații ale părților clădirii unele față de celelate (Fig. 4.19.).



**Fig. 4.19. Degradări datorate neregularităților în plan [2]**

### 4.3.2. Avarii generate de fundații

Avariile produse de fundații sunt generate de deplasări ale acestora, în plan:

- orizontal;
- vertical;
- rotații;

În plan orizontal, deplasările sunt caracteristice fundațiilor de suprafață, pe nisip sau soluri argiloase ca o consecință a deformațiilor periodice provocate de absorbția de apă. Aceste deplasări pot fi :

- longitudinale;
- transversale;
- oblice.

Realizarea unor fundații de adâncime realizate sub formă unor rețele de grinzi, scăderea nivelului apelor freatice sau dispunerea unor grinzi-tiranți etc., pot elimina fenomenul.

În plan vertical, deplasările pot fi :

- de capăt, sau intermediare.

În ambele situații, deplasările pot avea loc pe o lungime mică, medie sau mare, predominant fiind în consecință eforturile din T sau M, cu o stare de fisurare în suprastructură în conformitate cu cauza.

Deplasările verticale sunt cauzate de :

- soluri compresibile, mai ales dacă sunt soluri argiloase ;
- permeabilitate la apă a terenului ;
- realizarea unor clădiri învecinate, în etape diferite ;
- supraetajare, mai ales dacă este parțială ;
- lipsa de omogenitate a terenului de fundație ;

- alunecări de teren ;
- avarii ale suprastructurii, care conduc la o redistribuție a solicitărilor etc.

Avariile maxime sunt semnalate atunci când o singură parte a construcției este supusă la deplasări verticale. La execuția unei construcții noi lângă una existentă, trebuie acordată o atenție deosebită evitării suprapunerii efectelor celor două fundații. O fundație nouă adâncă, poate evita acest fenomen.

### 4.3.3. Avarii ale suprastructurii

Se iau în considerare numai avariile independente de deplasările orizontale sau verticale, ale fundațiilor. [76]

Acestea pot fi cauzate de :

a) tasări ale structurii verticale (deformații pe verticală) provocând avarii de continuitate structurală. Acestea apar în zidării, în funcție de :

- caracteristicile mecanice ale mortarului;
- numărul și grosimea rosturilor orizontale;
- dimensiunile și forma pietrelor de zidărie;
- tehnologia de execuție, condiții de mediu etc.

Aceste deformații pe verticală (longitudinale) au o componentă generală pe clădire (uniformă) și componente locale, antrenând numai părți din clădire, mai ales la un regim de înălțime diferit, sau la supraetajări locale ;

b) compresiuni mari, care conduc la zdrobirea zidăriei și la deformații transversale mari. Fenomenul urmărește stadiile de lucru ale unei zidării comprimate, până la colapsul structurii (elementului);

c) instabilitate (Fig. 4.20.), fie datorită depășirii  $P_{crit}$ , fie datorită separării elementului în subelemente componente, zvelte, cu un  $P_{crit}$  cu mult mai mic. Flambajul acestora poate fi după o latură sau mai multe ;

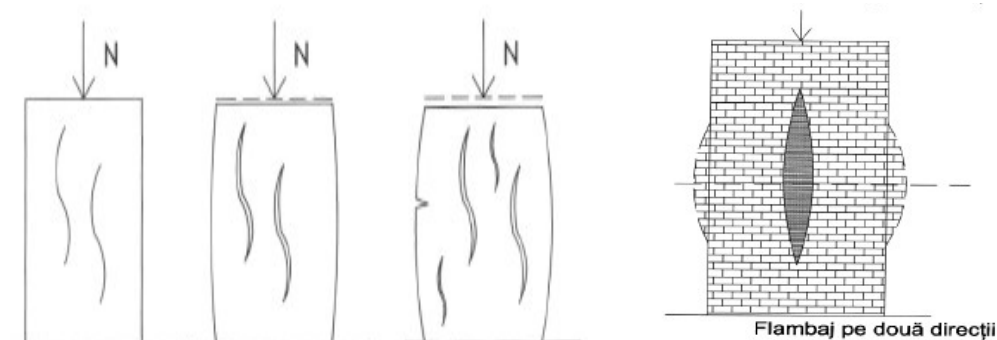


Fig. 4.20 Comportarea zidăriei comprimate

d) împingeri provocate de elemente structurale (Fig. 4.21.), care pot aduce la scoaterea din plan (vertical sau orizontal) a unor elemente, cu deformații și deplasări mari;

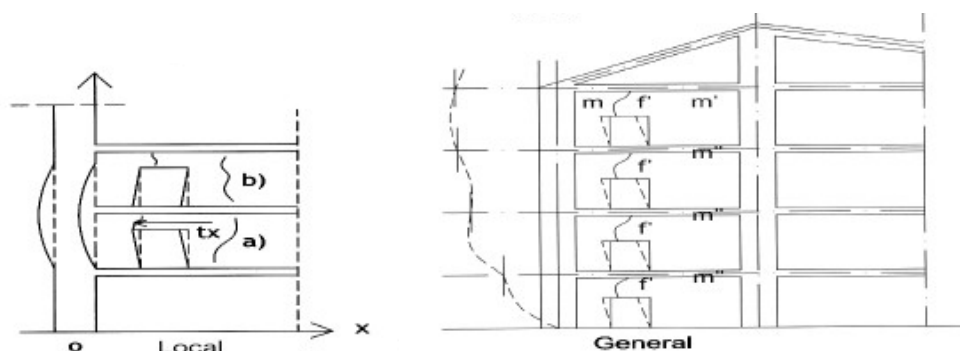


Fig. 4.21. Efectele împingerilor și lipsei legăturilor structurale

e) lipsa legăturilor între pereți pe verticală sau la întâlnirea pereților, rezultând deplasări, desprinderi la colțuri, intersecții etc.;

f) acțiuni seismice provocate de depășirea capacității portante la lunecare (forfecarea) în rost orizontal, compresiune excentrică respectiv la eforturi principale de întindere (Fig. 4.22).

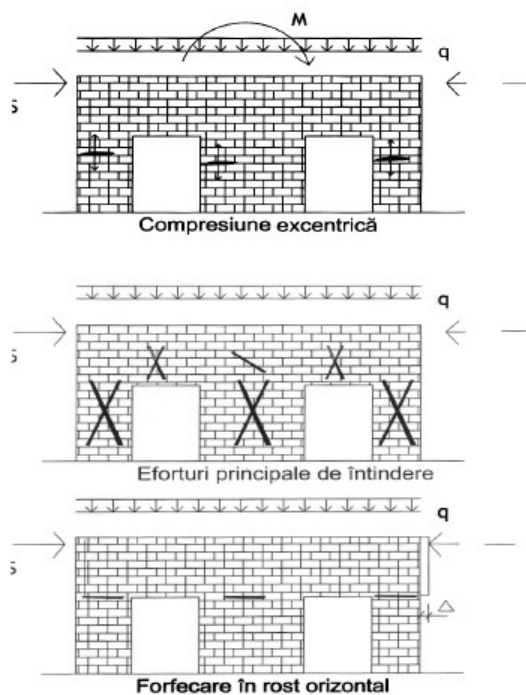


Fig. 4.22. Avarii din acțiuni seismice

Acestea pot produce o stare de fisurare singulară sau combinată alături de zone cu zidărie zdrobită, ruperea legăturilor din pereți, deplasări ale acestora, degradarea legăturilor cu planșeele etc.

Comportarea de ansamblu a construcției este fundamental influențată de caracterul legăturilor dintre elementele structurale, structura neîmbinată sau îmbinată, legături care asigură sau nu asigură comportarea de “cutie închisă”, care comportă o rigiditate de ansamblu mult sporită.

În funcție de tipul structurii, de cauzele care concură la producerea avariilor, la structurile din zidărie de cărămidă pot apărea:



-defecte cauzate de greșeli survenite în execuție, așa numitele neconformități în execuție de tipul erorilor de trasare, neșeserea corespunzătoare a rosturilor, rosturi neuniforme ca dimensiuni sau cu dimensiuni incorecte, rosturi neumplute cu mortar, folosirea pentru zidării a mortarelor necorespunzătoare;

- fisuri, la care deschiderea acestora este cuprinsă între 0.3mm și 3mm;
- crăpături, la care deschiderea este mai mare de 3mm;
- dislocări de material de construcție din perete;
- striviri ale diverselor zone de pereți;

La pereții care au în suprafața lor goluri, cele mai frecvente avarii constau în:

- fisuri între planșee și pereții portanți;
- fisurări în zona reazemelor grinzilor;
- fisuri înclinate în planul peretelui;
- dislocări în plan vertical;

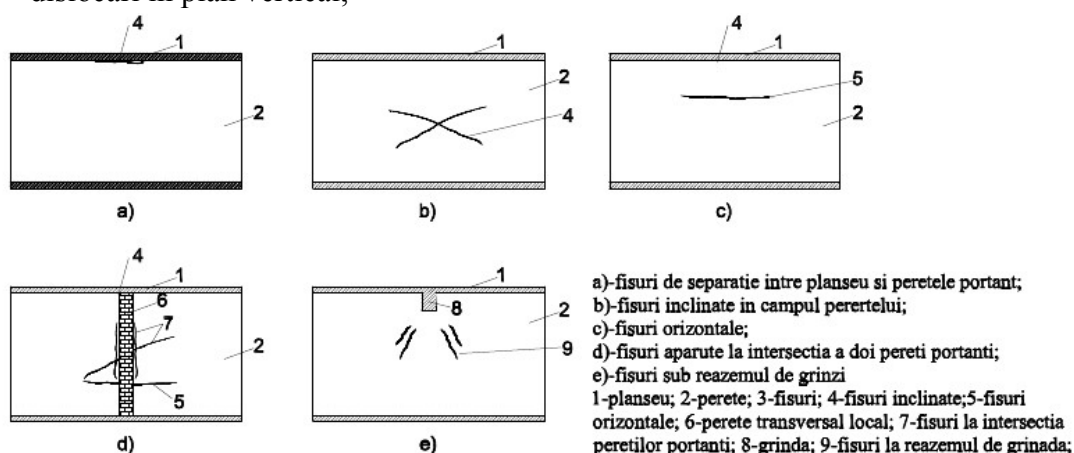


Fig. 4.23. Avarii la pereți portanți din cărămidă.

-în zonele unde la zidării există ca element constructiv și buiandrugii, pot să apară fisuri înclinate deasupra buiandrugilor sau fisuri deasupra golurilor de la pereți;

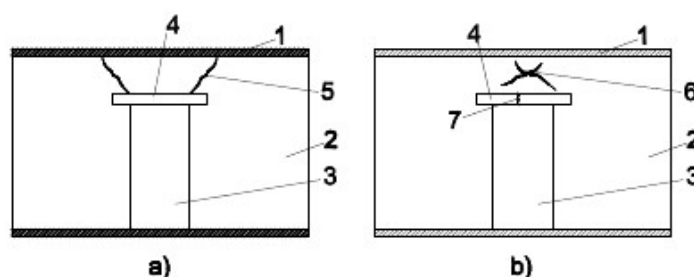
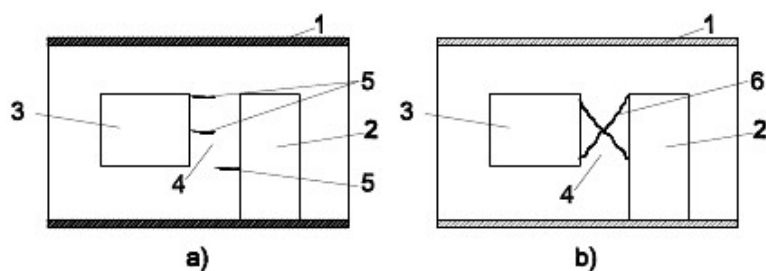


Fig. 3.24. Fisuri în zonele cu buiandrugii.

-pot de asemenea să apară și mai multe fisuri în zona de zidărie situată între golurile de uși și ferestre (zona de șpaleti).



a)-fisuri transversale;  
 b)-fisuri înclinate;  
 1-planseu; 2-gol de usa; 3-gol de fereastră; 4-spalet;5-fisuri transversale; 6-fisuri înclinate

Fig. 4.25. Fisuri în zona spațiilor

#### 4.3.4. Consolidarea structurilor din zidărie

Lucrările de consolidare a zidărilor trebuie executate pe baza unui proiect de consolidare a ansamblului clădirii, la care se va ține seama de avariile suferite de toate elementele clădirii, rezultatul încercărilor de laborator asupra materialelor folosite, rezultatele verificării prin calcul a ansamblului structurii, încărcările suplimentare datorită lucrărilor de consolidare. La elaborarea proiectului se vor analiza și posibilitățile de îmbunătățire a alcătuirii și a schemei statice a structurii, ceea ce poate atrage după sine simplificarea și reducerea costului lucrărilor de consolidare. [75]

La consolidarea structurilor din zidărie portantă se vor ține cont de:

- avariile suferite de toate elementele clădirii ;
- rezultatele încercărilor asupra materialelor folosite, atunci când nu există suficiente informații sau nu sunt certe;
- incarcările suplimentare datorate lucrărilor de consolidare;
- rezultatele verificării prin calcul a ansamblului structurii;

Din punct de vedere constructiv consolidarea zidărilor se poate realiza în următoarele modalități :

- consolidare prin substituire ;
- consolidare pasivă ;
- consolidare activă ;
- re-construire.

Consolidarea prin substituire, presupune înlocuirea zonelor avariate cu materiale sau elemente cu performanțe ridicate. Astfel se utilizează înlocuirea zidăriei zdrobite sau fisurate cu o zidărie nouă cu mortar de mare rezistență, sau “strepți” de beton pe traseul fisurii. Deasemenea se pot introduce elemente de beton armat care măresc local rezistența sau întăresc legătură cu pereți adiacenți.

Consolidarea pasivă are ca scop mărirea caracteristicilor materialelor în zone delimitate de avarii.

Se utilizează :

- consolidarea prin injectarea de mortar sau beton ;

- consolidarea prin realizarea unei rețele de perforații armate și injectate cu beton ;
- injectare cu rășini epoxidice ;
- întărirea locală a zidăriei cu elemente de beton armat sau oțel ;
- descărcarea unor elemente de zidărie prin suspendare pe o structură independentă.

Consolidarea activă are ca scop introducerea unor elemente active care să se opună cauzei care a produs avaria zidăriei. Se utilizează sistemele :

- introducerea unor grinzi-tiranti din oțel în câmpul elementelor de zidărie (lateral);
- introducerea unor tiranți de oțel la baza elementelor care generează împingeri în structură;
- dispunerea de bare de oțel în scopul precomprimării elementelor încovoiate sau comprimate excentric ;
- confinarea elementelor supuse la sarcini verticale (stâlpi), cu piese metalice de contur;

Reconstruirea elementelor avariate presupune demolarea acestora și refacerea lor în soluție inițială sau în varianta îmbunătățită (materiale, schema statică etc.).

În toate variantele acceptate de proiectant este necesară asigurarea :

- unei suficiente legături între elementele noi introduse în structură ;
- transmiterii sarcinilor gravitaționale și orizontale la întregul element nou realizat cu dirijarea încărcărilor până la terenul de fundare ;
- minimalizarea dezavantajelor unor soluții prin măsuri tehnice și tehnologice adecvate;
- unor rigidități uniforme pe nivel, fără salturi bruște și fără a avea diferențe semnificative între elementele structurale;

Lucrările pentru reducerea riscului seismic al clădirilor din zidărie se grupează în două categorii conceptual diferite:

- lucrări de reparație;
- lucrări de consolidare;

În funcție de amploarea și complexitatea lucrărilor de consolidare acestea se clasifică după cum urmează:

- consolidarea individuală, care implică intervenții asupra unui număr redus de elemente structurale cu avarii grave și foarte grave;
- consolidarea de ansamblu a structurii care implică intervenții asupra unui număr mare/totalitatea elementelor structurale și poate fi făcută:
  - cu menținerea sistemului structural existent;
  - cu modificarea sistemului structural existent.

Lucrările de reducere a riscului seismic al clădirilor din zidărie au ca scop reducerea următoarelor categorii de risc seismic:

- afectarea siguranței vieții;
- pierderi importante, directe și indirecte, de valori materiale și culturale.

Amplourea și complexitatea lucrărilor necesare pentru reducerea riscului seismic al clădirilor din zidărie depinde de:

- starea de avariere a structurii din cauze seismice și neseismice;
- nivelul de vulnerabilitate seismică al structurii, identificat conform P100-3/vol. 1, anexa D;

- obiectivele de performanță stabilite pentru clădire după reabilitare;
- severitatea acțiunii seismice de proiectare la amplasament;

Nivelurile de performanță seismică ale structurilor din zidărie care trebuie să fie realizate după executarea lucrărilor de intervenție se stabilesc în corelare cu obiectivele de performanță seismică pentru clădirea în ansamblu cerute de investitor / utilizator:

- obiective de performanță de bază;
- limitarea degradărilor;
- siguranța vieții;
- obiective de performanță superioare;

Lucrările de intervenție enumerate mai sus nu pot evita, în unele cazuri, producerea unor avarii majore sau ireparabile dar trebuie să elimine situațiile de risc pentru siguranța vieții cum sunt cele generate de prăbușirea pereților sau căderea de pe reazeme a planșelor.

Prin lucrările de reparații se urmărește ridicarea nivelului disponibil de siguranță structurală la acțiunea seismică, în raport cu un obiectiv/nivel de performanță cerut de investitor/utilizator, fără ca prin această să poată fi depășit nivelul de siguranță inițial.

Pentru reducerea riscului seismic pot fi avute în vedere două niveluri de lucrări de reparație:

- Pentru revenirea la nivelul de siguranță disponibil în momentul producerii ultimului cutremur.

- Pentru realizarea unui nivel de siguranță apropiat sau egal cu cel inițial.

Lucrările de intervenție de reparație se recomandă, de regulă, pentru clădirile din zidărie puțin afectate, mai ales pentru afectări din cauze neseismice sau pentru structurile clădirilor situate în zone de seismicitate redusă - zonele cu  $a_g \leq 0.12g$ ;

Lucrări de intervenție de reparație pot fi necesare și când s-au produs degradări limitate (la un număr redus de elemente) ale proprietăților de rezistență și deformabilitate ale materialelor de construcție datorită numai acțiunilor fizice, chimice și biologice.

Lucrările de intervenție de consolidare urmăresc eliminarea totală sau, după caz, parțială, a deficiențelor care conduc la un nivel de siguranță structurală insuficient în raport cu obiectivele de performanță stabilite de investitor / utilizator.

Aceste deficiențe pot proveni din:

- defecte de alcătuire a ansamblului structurii;
- dimensionarea insuficientă și/sau alcătuirea necorespunzătoare a subansamblurilor structurale/ elementelor de structură;
- degradarea proprietăților de rezistență și deformabilitate ale materialelor de construcție datorată acțiunilor fizice, chimice și biologice;
- lipsa/insuficiența lucrărilor de întreținere, reparație și/sau consolidare;

Intervențiile de consolidare individuală au ca scop eliminarea uneia sau mai multor dintre deficiențele de dimensionare/alcătuire pentru un număr redus de ansambluri/elemente structurale. Intervenția de consolidare individuală a unui element structural este precedată, în toate cazurile, de o intervenție de tip reparație pentru restabilirea continuității aparente a zidăriei.

Intervențiile de consolidare de ansamblu au ca scop eliminarea uneia sau mai multor dintre deficiențele de alcătuire de ansamblu și include și consolidarea individuală a unui număr important de elemente structurale.

Lucrările de intervenție asupra structurii nu sunt, în general, necesare dacă sunt îndeplinite următoarele două condiții:

- afectarea zidăriei este nesemnificativă sau vulnerabilitatea calculată este redusă;
- deficiențele de alcătuire de ansamblu și ale subansamblurilor / elementelor structurale au efecte reduse.

De regulă, în aceste cazuri este necesară numai refacerea finisajelor.

Pentru cazurile în care:

- avarierea pereților structurali este moderată sau vulnerabilitatea calculată este moderată;
- deficiențele de alcătuire de ansamblu și ale subansamblurilor / elementelor structurale au efecte reduse.

În condițiile de mai sus dacă efectele deficiențelor de alcătuire au efecte moderate sau dacă investitorul / utilizatorul solicită ca prin efectuarea lucrărilor de intervenție structura să satisfacă obiective de performanță superioare, expertul va analiza și oportunitatea unor lucrări de intervenție de consolidare individuală a unor elemente structurale.

În cazurile în care zidăria este avariată grav, sau dacă vulnerabilitatea este scăzută pentru satisfacerea obiectivelor de performanță de bază pot fi necesare:

- lucrări de intervenție de consolidare de ansamblu a structurii dacă deficiențele de alcătuire de ansamblu sunt moderate sau majore;
- numai lucrări de consolidare individuală a unor elemente, dacă deficiențele de alcătuire de ansamblu sunt reduse.

Pentru clădirile la care numărul elementelor cu avarii grave este mai mic, expertul poate examina și adoptarea unor lucrări de intervenție de consolidare/reparare numai pentru elementele avariate cu obligația verificării prin calcul a eficienței acestora pentru siguranța ansamblului structurii.

În condițiile în care investitorul/utilizatorul solicită ca, prin efectuarea lucrărilor de intervenție, structura să satisfacă obiective de performanță superioare, expertul va analiza și eficiența economică a lucrărilor prin care se asigură această cerință, în raport cu costurile înlocuirii clădirii.

În cazurile în care zidăria este avariată foarte grav sau dacă vulnerabilitatea calculată este foarte scăzută, indiferent de severitatea deficiențelor de alcătuire, sunt necesare lucrări de consolidare de ansamblu.

La efectuarea oricărei lucrări de reabilitare a structurilor din zidărie de cărămidă sau piatră, o etapă principală este pregătirea zidăriei care constă în următoarele:

- inlaturarea tencuielilor existente;
- marirea rosturilor pe o adâncime de 15-20mm;
- indepartarea materialului neaderent prin frecare cu peria de sârmă până la deschiderea porilor pietrei de zidărie;
- suflarea cu aer comprimat a zonelor curățate pentru îndepărtarea prafului.

În zonele în care zidăria este dislocată se va proceda la demontarea ei și refacerea cu același materiale utilizate în structura inițială. Acest principiu este important atât din punct de vedere structural cât și arhitectural.

În cazul introducerii unor materiale cu rezistențe superioare apar zone neomogene care pot conduce la concentrări de tensiuni. Însă toate acestea trebuie privite în contextul general al consolidării structurii.

Din punct de vedere arhitectural, atunci când este vorba de o structură din zidărie aparentă, utilizarea altor materiale poate modifica aspectul construcției.

### 4.3.4.1. Consolidarea pereților din zidărie de cărămidă prin betonarea parțială în ștrepi cu beton.

Această soluție se aplică prin înlocuirea zidăriei de cărămidă cu betonul în zonele cu fisuri și crăpături importante.

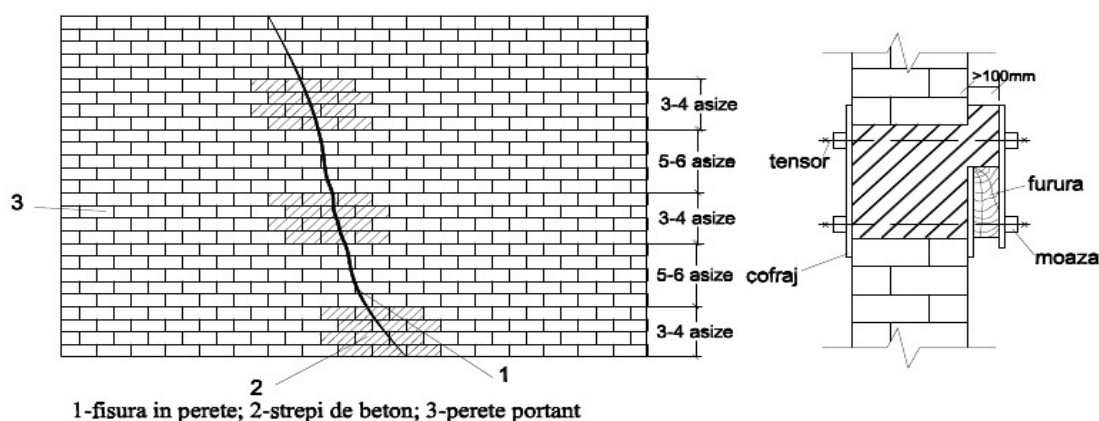


Fig. 4.26. Consolidarea zidăriei cu ștrepi din beton.

Atunci când degradările peretelui de zidărie portanța impun o intervenție de profunzime, se poate realiza consolidarea prin intermediul cusăturilor cu ștrepi din beton.

Operațiunea de betonare parțială constă în:

- îndepărtarea tencuiei de pe ambele fețe ale peretelui, pe toată lungimea fisurii și pe o lățime de minimum 500mm de ambele părți ale ei;
- indepartarea treptată, începând de jos a cărămizilor degradate din dreptul fisurilor, fețele laterale lăsându-se sub formă de ștrepi;
- curatirea zonei de mortar;
- suflarea cu aer comprimat a zonei;
- se execută cofrajul pe ambele fețe, pe una din ele realizându-se cu buzunar. Cofrajul vă depăși marginea golului cu circa 100mm pe toate direcțiile;
- se udă cărămizile din zona pentru a nu a absoarbe apa din beton;
- turnarea betonului;

### 4.3.4.2. Injectarea și matarea fisurilor și crăpăturilor

Fisurile și crăpăturile de dimensiuni mari pot fi matate pe bază de ciment sau rășină epoxidică. Injectarea se utilizează în cazul pereților cu fisuri izolate cât și a fisurilor în rețea

densă și neregulată și poate fi realizată cu lapte de ciment, mortar fluid pe bază de ciment sau rășini epoxidice atunci când fisurile sunt fine. [76]

Etapele injectării fisurilor sunt următoarele:

- curatarea de praf a fisurii cu un jet de aer sub presiune;
- spălarea cu un jet de apă a fisurii dacă se utilizează injectarea cu lapte de ciment sau mortar pe bază de ciment;
- introducerea în zidărie, la adâncimea de aproximativ 5cm, la distanțe de circa un metru în lungul fisurii a unor ștuțuri prin care se va face injectarea;
- aplicarea unui strat de mortar de ciment pe ambele fețe ale zonelor cu fisuri (matare fisurilor);
- injectarea de jos în sus la o presiune corespunzătoare;
- indepartarea ștuțurilor după întărirea materialului de injectare și repararea zonelor;

### 4.3.4.3. Consolidarea pereților din zidărie de cărămidă cu agrafe din oțel-beton

Această soluție de consolidare se aplică în general pentru consolidarea pereților din zidărie de cărămidă care prezintă o fisură izolată fără dislocări (fig.4.3.9). Agrafele se fixează de o parte și de altă a fisurii, pe cât posibil perpendicular pe această în zone cu zidărie nedegradată. În mod normal se utilizează agrafe din oțel rotund fixate în găuri cu mortar pe bază de ciment.

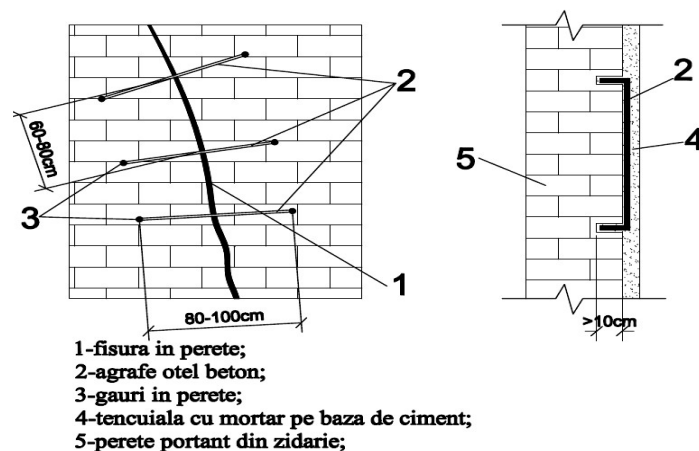


Fig. 4.27.Consolidarea zidăriei cu agrafe din oțel-beton.

### 4.3.4.4. Cămășuirea pereților din zidărie portantă

Consolidarea prin cămășuire a pereților din zidărie portantă se utilizează de regulă când este pusă în pericol capacitatea portantă a pereților respectivi și implicit a clădirii în ansamblu, ca urmare a degradării masive a zidăriei din pereți portanți ai structurii.

Această soluție tehnică este foarte des întâlnită și utilizată, având în vedere faptul că majoritatea structurilor portante din fondul actual construit la noi în țară este constituit din clădiri în varianta parter plus două sau trei etaje la care nu de puține ori lipsesc centurile și stâlpișorii din beton armat, care să dea ansamblului o mai mare rigiditate.

Se practică cămășuieli pe una sau pe ambele fețe ale pereților structurali, cu mortar pe bază de ciment sau beton, armarea făcându-se în mod curent cu plase sudate, plasele la rândul lor se leagă între ele cu agrafe din oțel beton. [76]

Cămășuirea pereților din zidărie va începe, în general, de la nivelul fundațiilor construcției, în acest fel rezolvându-se transmiterea corespunzătoare a încărcărilor la terenul de fundare, asigurându-se totodată un tratament unitar structurii de rezistență.

Operațiunea de cămășuire a pereților portanți degradați sau avariați trebuie să asigure implicit o perfectă conlucrare cu zidăria existentă prin fixarea armăturii de cămășuiala la peretele de zidărie și asigurarea unei bune aderențe a materialului utilizat în cămășuiala la peretele existent, prin tratarea corespunzătoare a suprafeței (adâncirea rosturilor, periere, suflare cu aer, udare). O aderență foarte bună se poate obține prin tehnologia de torcretare, ce se realizează cu mortar marca M 5 sau M10.

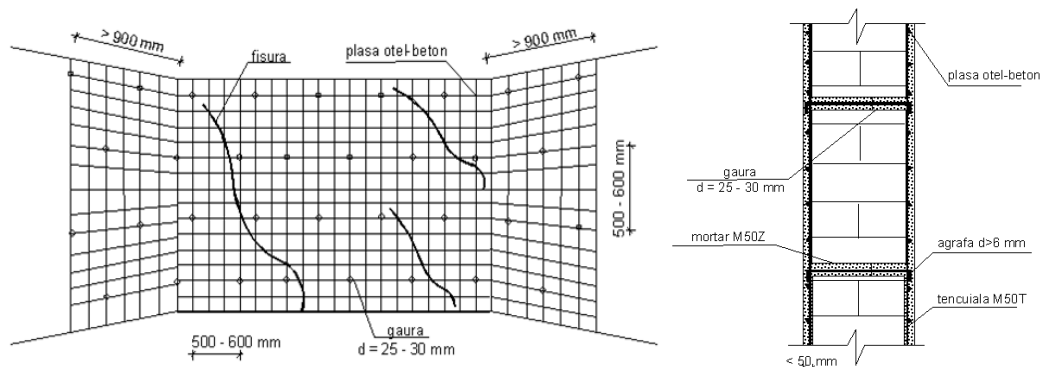


Fig. 4.28. Consolidarea zidăriei prin cămășuire

În cazul intersecției a doi pereți portanți, legăturile dintre pereți se consolidează cu plase sudate, suprapuse pe minim 25cm de o parte și de alta a colțului, ancorate între ele cu bare din oțel beton, cu diametrul de 10-12mm, introduse în rosturile orizontale prin găuri perforate, în minimum trei secțiuni, pe înălțimea zidăriei.

### 4.3.4.5. Bordarea golurilor

Prin bordarea unui gol se înțelege întărirea din punct de vedere structural a conturului acestuia astfel încât deformațiile cauzate de diverse eforturi apărute să fie cât mai mici, neputându-se în pericol rezistența și stabilitatea elementului de rezistență, pe suprafață căruia este practicat golul.

Bordarea golurilor poate fi realizată prin:

- dispunerea de armatură suplimentară în jurul golului înglobat în cămășuiala;
- inramarea golului cu o structură din beton armat;
- inramarea golului cu profile metalice;

În cazul bordării cu armatură, acestea se dispun pe conturul golului la circa 3-5cm de marginea acestuia, armatură constând din minim două bare cu diametrul de 12mm dispuse la 10cm una față de cealaltă. Barele se vor fixa în zidărie prin intermediul scoabelor metalice.



Încadrarea golurilor cu o ramă din beton armat se realizează prin scoaterea unui rând de cărămidă. Dacă peretele este gros se poate realiza operațiunea separat la interior și exterior și eventual se pot realiza legături între cele două rame.

La înrămarea golurilor cu profile metalice se utilizează de obicei corniere fixate în zidărie cu ancore din oțel rotund cu lungimea de 60-80cm dispuse pe întreg conturul golului.

### 4.3.4.6. Consolidarea cu fâșii din materiale compozite

În ultimi ani s-a încercat cu bune rezultate folosirea compozitelor la consolidarea zidărilor în care utilizarea soluțiilor convenționale are unele dezavantaje. Consolidarea structurilor din zidărie portantă prin cămășuirea cu beton armat este destul de eficientă, întrucât mărește capacitatea portantă, rigiditatea și ductilitatea, dar această soluție are și o serie de dezavantaje dintre care:

- cămășuierile grele sporesc mult greutatea proprie adăugând încărcări permanente destul de mari;

- încărcările suplimentare din greutatea proprie modifică răspunsul dinamic al structurii;

- grosimile cămășuierilor pot altera aspectul estetic și reduc spațiul util din clădire;

- soluția este mare consumatoare de manoperă;

Aceste dezavantaje au stimulat căutarea unor soluții de consolidare bazate pe folosirea materialelor compozite .

Consolidările efectuate cu materiale compozite au numeroase avantaje:

- rezistență ultimă la rupere ridicată, de cel puțin trei ori mai mare decât cea a oțelului;

- greutate mică, de aproximativ 20% din cea a oțelului;

- raportul rezistență-greutate ridicat, compozitul putând avea mai puțin de 10% din greutatea oțelului, la aceeași rezistență ultimă;

- durabilitate ridicată, permițând astfel utilizarea în medii agresive;

- stabilitate dimensională, conductivitate termică și coeficientul de dilatare termică fiind mici;

- transparență magnetică și la radar, fiind indicate în aplicațiile cu astfel de cerințe;

- nu necesită întrețineri, reducând costul întreținerii pe toată durata de viața a acestui sistem;

- varietatea mare a sistemelor, putând fi produse în orice lungime dorită, respectiv pot fi fixate în straturi pentru a îmbrăca elementul solicitat;

- timp de execuție redus, astfel scad costurile din întreruperile de procese de producție;

- datorită grosimilor reduse ale sistemelor se pot utiliza și în locuri cu acces limitat;

- rezistență ridicată la impact/explozii;

Consolidarea cu compozite se realizează prin lipirea unor materiale fibroase, impregnate cu rășini, pe suprafața diferitelor elemente pentru a restitui sau mării capacitatea portantă fără afectarea semnificativă a rigidității acestora. Consolidările trebuie efectuate, introducându-le în poziția, în procentul de volum și în direcția optimă, astfel încât să se obțină eficiență maximă. [52]

Selecția materialelor pentru diferite sisteme de consolidare este un aspect foarte important. Fiecare sistem este unic, în sensul că, fibrele și rășinile sunt proiectate să lucreze împreună. Această înseamnă că un tip de rășină pentru un sistem de consolidare nu va lucra la fel și pentru un alt sistem.

La consolidarea pereților structurali din zidărie este mai eficient să se utilizeze fâșii compozite înguste orientate aproximativ după direcțiile tensiunilor normale decât acoperirea întregului perete cu membrane compozite continue.

În cazul în care solicitarea predominantă este încovoierea normală pe planul peretelui, este recomandată folosirea fâșiilor compozite orizontale pentru creșterea momentului capabil. Dacă zidul de cărămidă este încovoiat în planul sau este necesară distribuirea armăturilor exterioare compozite în zonele solicitate preponderent la întindere.

Tehnologia de punere în operă a țesături din fibră de carbon este:

- îndepărtarea tencuieli existente pe perețele de zidărie;
  - slefuirea suprafeței prin polizare sau sablare abrazivă;
  - găurirea peretelui, pentru introducerea ancorajelor, și îndepărtarea prafului prin suflare cu aer comprimat;
  - introducerea ancorajelor în găurile din perete;
  - fâșiile de țesătură cu lățime de 30cm se taie la lungimea necesară;
  - se curăță fâșiile cu Colma Reiniger, pe partea ce va fi lipită;
  - pe zona consolidării se aplică un strat de adeziv epoxidic Sikadur-330;
  - se poziționează fâșia de Sika Wrap-230 C, în direcția cerută pe Sikadur-330;
  - se apasă cu atenție materialul în rășină cu rola de impregare din plastic, paralel cu direcția fibrei până când rășina iese printre fibre și se distribuie uniform pe întreaga suprafață a materialului;
  - se aplică un strat suplimentar de rășină, asigurându-se astfel că țesătura este complet saturată;
  - se aruncă nisip de cuarț, care este încă ud, peste suprafața țesăturilor, pentru o aderență mai bună a tencuielii;
  - după întărirea compozitului se aplică acoperirea finală, tencuială;
- Cămășuirea cu beton armat a șpaleților de zidărie ar cuprinde lucrări suplimentare față de aplicarea fâșiilor de țesătură, care sunt:
- realizarea unei centuri de beton armat la nivelul terenului, pe tot perimetrul clădirii, în vederea asigurării mustășilor de armătură pentru montarea plaselor metalice, pentru cămășuirea șpaleților;
  - confecționarea și montarea unor agrafe de prindere a plaselor de pereți existenți;
  - torcretarea cu beton care necesită personal calificat și utilaje speciale pentru torcretarea betonului;
  - realizarea de schele pe tot perimetrul și înălțimea clădirii.

#### 4.4. Consolidarea structurilor din beton armat

Datorită diverselor cauze, la elementele care asigură rezistența și stabilitatea structurilor din beton armat, pot să apară avarii a căror neremediere corespunzătoare conduce

la degradarea totală a structurii și în final la colapsul acesteia. Funcție de factorii care produc avariile, de gravitatea acestora elementele structurale sunt:

- fundațiile;
- diafragmele din beton armat;
- stâlpii și grinzile din beton armat;
- planșeele din beton armat;

Degradările structurilor din beton armat constau în semnalarea unor stări fizice necorespunzătoare prin lipsa față de condițiile de funcționalitate și siguranță prevăzute în proiect. [8]

Ele se clasifică în două categorii:

Defecte, produse fie de o proiectare care nu a ținut seama de situația reală, fie de o execuție care nu a îndeplinit condițiile de calitate prevăzute în proiect. Deasemenea, ele pot proveni dintr-o asociere nefastă a celor două tipuri de greșeli. Aceste defecte se constată la recepția lucrării, când trebuie efectuate măsurători și încercări fizice pentru verificarea realizării exigențelor de calitate impuse prin proiect.

Deteriorări, care se produc pe parcursul exploatării construcțiilor, produse în principal de cauze generate de:

- aspecte care au fost omise sau neluate în considerare la valoarea lor reală în faza de proiectare;

- factori accidentali, surveniți ulterior proiectării și execuției unei construcții;

Degradările, în sensul diminuării calității față de prevederile din proiectul de execuție și caietul de sarcini ale elementelor structurale din beton armat, se prezintă sub următoarele aspecte:

- segregarea betonului;
- deformații excesive;
- coroziunea betonului armat;
- înghet-dezgheț repetat;
- îmbătrânirea și oboseala betonului;

La toate elementele structurale din beton armat pot apărea avarii sub forma de fisuri după cum urmează:

- fisuri transversale rezultate din ruperea la întindere;
- fisuri de întindere din încovoiere, care se regăsesc la plăci și planșee simplu rezemate, la colțurile poligonului de susținere și în zonele de câmp;
- fisuri paralele cu axa elementelor structurale supuse la compresiune
- fisuri oblice față de axa elementelor structurale, provocate de depășirea rezistenței la întindere a betonului

### 4.4.1. Măsuri constructive la constatarea diferitelor tipuri de degradări

În cazul producerii unor segregări ale betoanelor, constatate la decofrarea lor, trebuie luate următoarele măsuri:

-daca segregările sunt importante, se reesafodeaza elementul structural degradat, se îndepărtează betonul afectat cu o foreză, se curată suprafață betonului bun de resturile de

praf, după care se udă suficient; se toarnă apoi un beton cu agregate până la 10 mm diametru, cu un dozaj ridicat de ciment (450-550kg/mc). Când proporția de segregare este mare, se poate impune îndepărtarea în întregime a betonului, segregat și nesegregat, cofrarea, armarea din nou și returnarea betonului în elementul respectiv. [1]

-daca segregarea este de mică adâncime și se întinde pe o zona redusă, este suficient să se buciardeze local suprafață în cauză, să se îndepărteze praful și impuritățile, să se ude abundant suprafață astfel prelucrată și să se aplice o tencuială de ciment cu aditivi cu proporția de ciment/nisip de 1...1.25 (până la 3), cu adaus de fum de silice. Acest nou strat poate fi aplicat prin torcretare

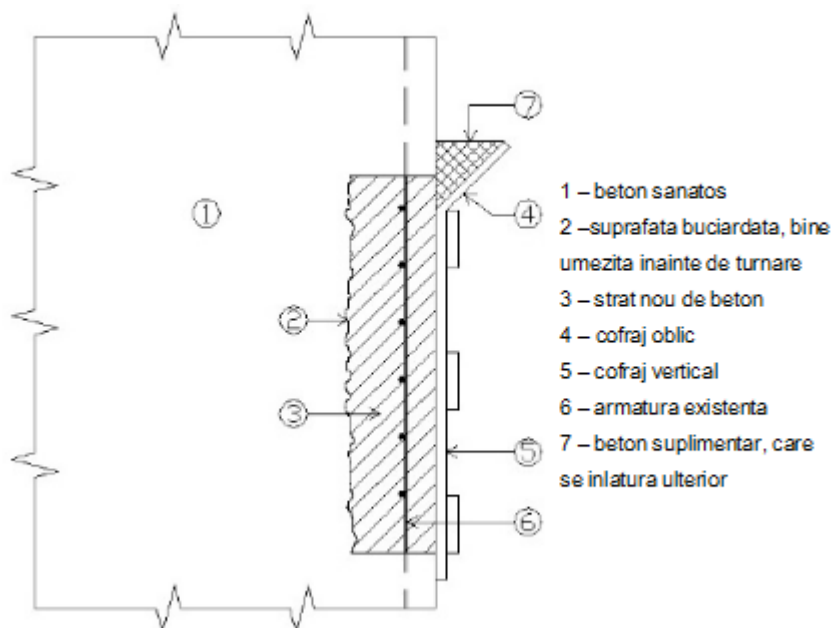


Fig. 4.29.Repararea betonului segregat

### 4.4.2. Repararea fisurilor și crăpăturilor în cazul elementelor din beton armat

Microfisurile cu deschiderea până la 0.25 mm din zonele întinse ale grinzilor și plăcilor situate în medii neagresive, sunt tolerate. Totuși, este bine să se aplice în dreptul lor o peliculizare cu rășini sau polimeri hidroizolanți.

Fisurile peste 0.25 mm deschidere în plăci, grinzi și nervuri, pot semnala fenomenul de depășire a stării limită de serviciu a elementelor structurale. În acest caz, primă măsură constă în introducerea unor martori de sticlă, bine lipiți la cele două margini ale fisurii/crăpăturii, observând dacă starea inițială se menține sau se amplifică în timp.

În cazul când fisurile nu progresează, se poate aplica tratamentul indicat mai sus, al peliculizării locale.

În situația în care fisurile progresează iar sticla-martor crăpa, se impun de urgență următoarele măsuri:

-sustinerea imediată cu popi a elementului structural afectat și aplicarea de injecții cu lapte de ciment și adezivi, rășini sau polimeri sintetici, pe plase de oțel sau fibre de carbon.

-inainte de îndepărtarea popilor, se verifică dacă intensitatea acțiunilor în stadiul de fisurare corespunde celei din proiect și, de asemenea, dacă și calitatea betonului structural

este cea prevăzută în proiect. Dacă se constată contrariul, se reduc încărcările până la valoarea la care fisurile revin la deschiderea tolerabilă de 0.2 mm.

### 4.4.3. Degradări ale planșelor din beton armat

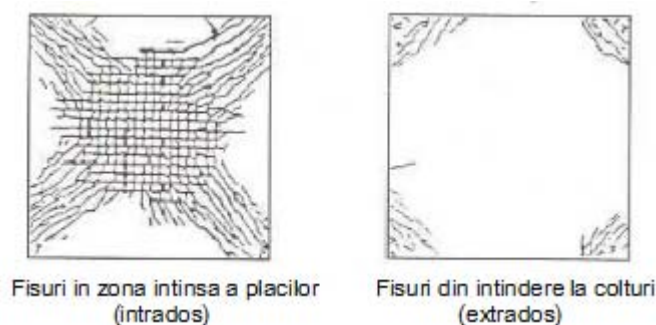
În general, dacă sunt dimensionate corect, planșeele nu cedază sub încărcările normale de serviciu, dar ar putea ceda sau să fie smulse de pe reazeme în cazul unor încărcări accidentale/exceptionale cum sunt: cutremurul, impactul cu vehicule, inundațiile, alunecările de teren s.a.

Deteriorarea cea mai frecventă este săgeată peste limită admisă, prescrisă de standarde pentru fiecare categorie de planșee. Deformarea (săgeată) planșeelor poate avea următoarele consecințe:

- imposibilitatea sau îngreunarea exploatării normale;
- pericolul ruperii, din cauza modificării stării de echilibru, ca urmare a creșterii continue a săgeții inițiale, în condițiile în care încărcarea nu mai crește;

Cele mai întâlnite avarii și degradării la planșeele din beton armat constau în:

- fisuri paralele sau înclinate în raport cu laturile de reazem ale plăcii, cauzate de efectul forțelor tăietoare și ale încovoierii care solicită diafragma orizontală în planul sau;
- fisuri paralele cu grinzile;



**Fig. 4.30. Avarii ale planșeelor din beton armat**

Principalele probleme care pot apare în cazul planșeelor pe sol, din beton armat, se pot datora fie tasării terenului și a umpluturii de balast de sub placă, fie ascensiunii capilare a umidității din teren. O problemă destul de comună este tasarea și deformarea (în formă de covată) a planșeelor din beton ale clădirilor executate după al doilea Război Mondial, din cauză insuficienței compactării a umpluturii de sub placă sau a utilizării unui material de umplutură neadecvat. La clădirile executate înainte de 1940 și la cele încă și mai vechi, nu s-au prevăzut membrane hidroizolatoare sub planșee, astfel încât degradările produse din cauza igrasiei, sunt în marea majoritate a cazurilor, prezente.

### 4.4.4. Consolidarea planșeelor din beton armat

Funcție de deficiențele de alcătuire ale planșeelor intervențiile care au în vedere funcția de diafragme orizontale, pot avea unul sau mai multe din următoarele obiective:

- creșterea rezistenței la forță tăietoare, prin suprabetonare;

-creșterea rezistenței la încovoiere, prin montarea unor armături de centură continuă în lungul marginii diafragmei, în grosimea suprabetonării, atunci când planșeul se suprabetonează;

-creșterea rezistenței la lunecare a zonelor de conectare între elementele structurii verticale și planșee, prin care se asigură transferul forțelor masice de la planșeu la structura care preia forțele laterale;

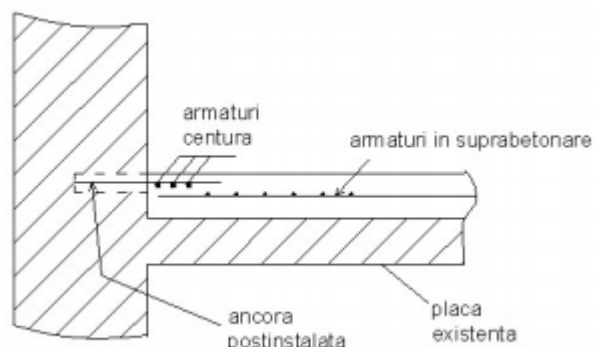
-realizarea unor elemente capabile să colecteze încărcările masice aplicate în grosimea planșeului și transportul lor la elementele structurii verticale sau pentru suspendarea lor în zona comprimată a diafragmei, atunci când aceste încărcări produc întinderi perpendiculare pe axul grinzii;

-creșterea rezistenței diafragmei în zonele cu slăbiri locale (în special în vecinătatea golurilor).

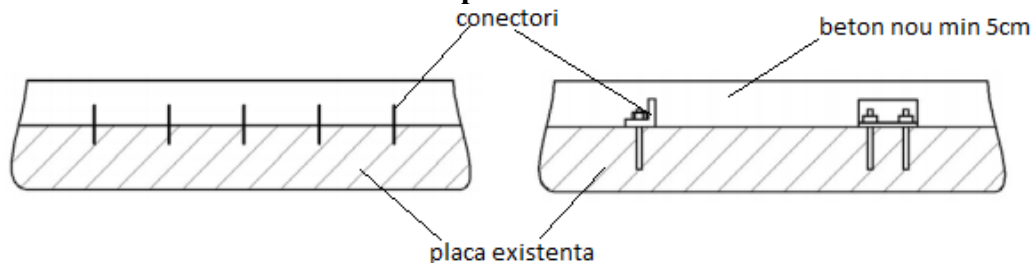
Măsurile de consolidare ale planșeelor pot deveni necesare mai ales dacă prin soluțiile de consolidare ale structurii verticale, de exemplu, prin introducerea unor pereți structurali rigizi, la distanțe relativ mari, deschiderile planșeelor ca grinzi orizontale cresc în raport cu situația anterioară intervenției.

În funcție de mărimea și importanța avariei, planșeele din beton armat se pot remedia prin:

-prin suplimentarea grosimii diafragmei orizontale printr-un strat de beton armat monolit turnat deasupra planșeului existent (suprabetonare);



**Fig. 4.31. Consolidarea plăcilor din beton armat la partea superioară prin suprabetonare**



**Fig.4.32. Realizarea conlucrării dintre placa existentă și suprabetonare prin intermediul conectorilor**

-prin reducerea valorii eforturilor de forfecare prin introducerea unor elemente verticale suplimentare (pereți de beton armat, contravântuiri) care reduc deschiderea diafragmei pentru forțe aplicate în planul planșeului;

-deficitul de rezistență la încovoiere în planul diafragmei se poate elimina prin creșterea rezistenței centurilor de pe conturul planșeului;

Cele mai frecvente cazuri de consolidare a planșeelor constau în turnarea unui strat de beton la partea superioară după ce a fost montat un strat de armatură corespunzătoare. Este de preferat existența posibilității de realizare a unei bune aderențe între stratul vechi și stratul nou de beton, prin intermediul unor conectori, aplicat pe placă avariată.

Planșeele care prezintă distrugerii locale în câmpul lor se pot remedia prin adăugarea armăturilor lipsa care se vor suda de cele existente după care se toarnă betonul. Dacă placa prezintă deteriorări în vecinătatea reazemelor, armatură se poate monta peste reazem și se ancorează prin străpungeri practicate în panoul vecin.

### 4.4.5. Degradări ale diaframelor din beton armat

La diafragmele din beton armat pot apărea următoarele tipuri de avarii:

-fisuri înclinate cauzate de efectele forțelor tăietoare, ale solicitării de încovoiere și eforturilor axiale;

-fisuri verticale în stratul de acoperire a barelor de armatură;

-ruperea betonului în rostul tehnologic;

-fisuri orizontale la marginea liberă a peretelui, datorate eforturilor din solicitarea de încovoiere;

-segregarea betonului pusă în evidență printr-o rupere locală;

Pereții din beton armat prevăzuți cu goluri pot să prezinte următoarele avarii:

-fisuri la marginea superioară a golurilor, datorate smulgerii barelor longitudinale prevăzute în buiandrugi (rigle de cuplare);

-fisuri înclinate în buiandrugi cauzate de forța tăietoare și de solicitarea de încovoiere;

-fisuri verticale în buiandrugi datorate solicitării de încovoiere alternante;

-fisuri orizontale datorate ancorării defectuoase a armăturii;

Fisurile depistate la pereții din beton armat vor fi toate injectate, fie cu lapte sau mortar de ciment, fie cu rășini sau mortare epoxidice, evident după o prealabilă pregătire a zonei de injectat, în sensul că această va trebui curățată (prin suflare cu jet de aer sub presiune) de eventuale impurități sau resturi din beton care să nu permită ocuparea integrală a spațiului fisurii de materialul injectabil.

După executarea injectării aderență materialului injectat la materialul inițial trebuie să fie perfectă, în vederea unei lucrări ulterioare care să nu conducă la redeschiderea fisurilor în aceleași zone cu cele injectate .

Zonă avariată a peretelui din beton armat trebuie depășită ca suprafață prin operațiunea de consolidare prin cămășuire, nefiind corectă o cămășuire strict în zonă degradată .

Avariile care apar la diafragmele din beton armat sunt asemănătoare celor prezentate în cazul pereților portanți din zidărie de cărămidă , manieră de consolidare a acestora fiind în linia mării aceleași.

### 4.4.6. Soluții de consolidare a diafragmelor din beton armat

Lucrările de consolidare urmăresc impunerea unui mecanism structural de disipare de energie favorabil.

În cazul structurilor cu pereți de beton armat, acest mecanism implică dezvoltarea zonelor plastice în grinzile de cuplare și la baza pereților. Funcție de dezvoltarea fundațiilor și de posibilitățile concrete de intervenție asupra acestora, se poate avea în vedere și un răspuns seismic care să implice și rotirea pe teren.

Cea mai frecventă metodă de consolidare și în cazul diafragmelor, este aceea de cămășuire, procedeu prin care trebuie să se asigure o conlucrare bună între betonul armat din diafragma de consolidat și cel nou pus în operă în scopul consolidării. Aderența între betonul vechi și cel nou se realizează prin buciardarea betonului vechi, prin amorsarea suprafeței cu un amestec format din lapte de ciment și aracet sau prin intermediul aplicării bridelor metalice.

Fisurile cu deschideri mici, apărute ca degradări ale diafragmelor, se tratează prin injectări cu lapte de ciment și rășini epoxidice.

În cazul apariției fisurilor înclinate sau fisurilor verticale și orizontale cu deschideri mari, consolidarea diafragmelor se face prin cămășuire pe o față sau pe ambele fețe, în zonele fisurate și celor adiacente fisurilor sau pe întreaga suprafață a diafragmelor avariate, decizie luată funcție de importanță și gradul de extindere al avariilor.

De fapt, cămășuiala diafragmelor constă în aplicarea unui strat de beton de circa 5cm. grosime, pe suprafața peretelui avariat, prin procedeul de torcretare, după o prealabilă curățire temeinică a suprafeței pe care se aplică torcretul, inclusiv curățarea armăturilor dezvelite prin periere cu perii de sârmă sau prin procedeul mecanizat de sablare.

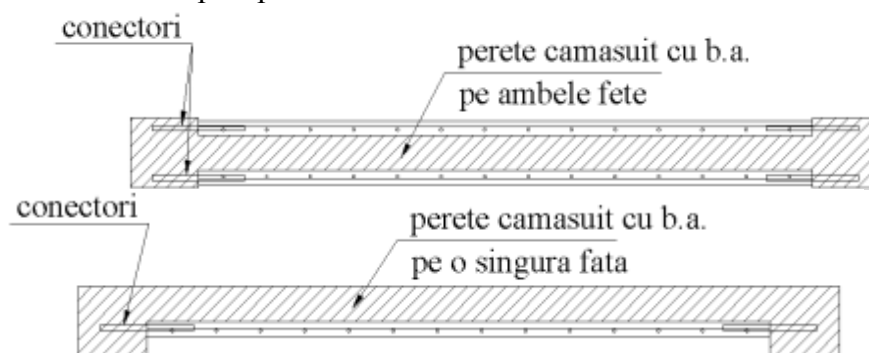


Fig. 4.33. Consolidarea diafragmelor din beton armat prin cămășuire

Torcretul se aplică după ce a fost rezolvată armarea cămășuielii din beton a diafragmelor, care consta de regulă în aplicarea pe stratul suport a unei rețele de armatură cu ochiuri la 10-25cm, fixată din loc în loc cu agrafe metalice de ancoraj.

În cazul în care consolidarea diafragmelor continuă pe mai multe nivele, plăcile din beton armat se pot perfora în dreptul cămășuielilor din jumătate în jumătate de metru, orificii prin care vor fi introduse bare de armatură în vederea realizării continuității pe verticală a cămășuielii armate.

Suprafața de cămășuit se spală cu apă sub presiune, după montarea armăturii, iar timp de 24 de ore se menține umedă, după care se aplică betonul de torcret.



În cazul unor avarii importante, când sunt necesare din calcul secțiuni mai mari ale zonei de beton pentru cămășuiala, atunci soluția de aplicare a betonului prin torcretare devine inefficientă și se poate utiliza cămășuiala diafragmelor avariate prin turnarea betonului în cofraje de diverse tipuri.

În cazul diafragmelor la care și bulbii prezintă avarii, maniera de consolidare a acestora este identică celei de cămășuire a stâlpilor.

După operațiunea de cămășuire, rigiditatea diafragmelor nu trebuie să fie cu mult mărită, astfel că între elementele structurale să fie în continuare o bună conlucrare.

Consolidarea prin cămășuire se începe de la fundațiile imobilului, după o atentă și corectă evaluare a avariilor suferite de acestea și continuă până la nivelul stabilit prin proiectul de consolidare întocmit.

Diafragmele care prezintă fisuri înclinate sau verticale și orizontale se vor consolida, de regulă, prin cămășuirea pe ambele fețe. Cămășuirea se va executa prin torcretare, într-o grosime de minimum 5-6 cm. În cazul în care este necesară o cămășuire mai groasă, această se executa prin betonare.

Înainte de torcretare fisurile se vor injecta cu rășină epoxidică, această soluție fiind recomandată în cazul diafragmelor care prezintă fisuri locale sau fisuri nepătrunse.

Se poate utiliza soluția de injectare cu rășină epoxidică și în cazul fisurilor pătrunse, cu deschidere de maximum 2 mm.

Cuplarea pereților poate fi îmbunătățită prin consolidarea grinzilor de cuplare existente sau prin introducerea unor grinzi de cuplare noi.

Consolidarea grinzilor de cuplare poate fi făcută pentru sporirea capacității de rezistență la încovoiere, a capacității de rezistență la forță tăietoare și/sau pentru sporirea deformabilității. Soluția obișnuită este atașarea unei grinzi de cuplare la cea existentă și conectarea prin ancore cu aderență a celor două elemente. Această soluție face necesară îngroșarea locală a pereților pentru ancorarea barelor din grindă. Dezvoltarea pereților implică, de asemenea, necesitatea unor măsuri de conectare a elementelor noi de cele existente. Betonarea elementelor noi se poate face prin goluri practicate în placa planșeului.

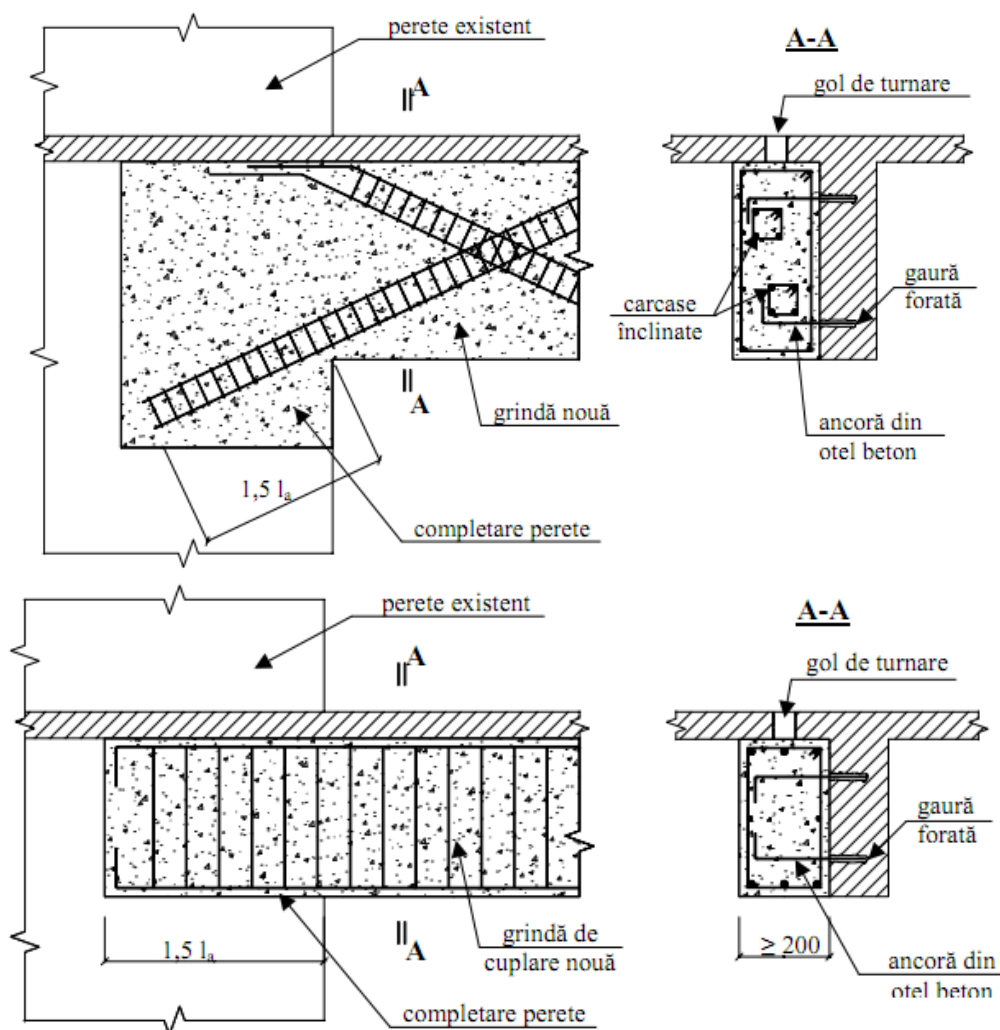


Fig. 4.34. Consolidarea riglelor de cuplare

#### 4.4.7. Degradarea cadrelor din beton armat

Structurile în cadre din beton armat sunt afectate în deosebi de efectul cutremurelor, iar apariția ariculațiilor plastice se manifestă fisuri fine perpendiculare pe axele elementelor din beton armat, ele nu trebuie să constituie avarii periculoase chiar dacă armătura a suferit unele mici deformări plastice, cu condiția ca betonul să nu se fi zdrobit. Asemenea stări corespund unei comportări normale a structurii în cazul cutremurelor puternice, răspinzând cerinței de disipare a energiei induse. Mai importante sunt diferențele sensibile de rigiditate între parter și etaj, datorită distribuției neregulate a pereților la nivele diferite și care nu sunt luate în considerare în calcul.

La structurile în cadre din beton armat pot apărea degradări ale stâlpilor sub formă de:

- fisuri înclinate la intersecția grinzilor cu stâlpii;
- fisuri transversale, una sau mai multe pe nivel, datorate solicitării de încovoiere alternantă;
- fisuri înclinate, datorate efectului forțelor tăietoare și încovoiere;

- articulații plastice cu ruperea betonului și eventual deformarea armăturilor, cauzate de eforturile axiale și de încovoiere alternativă;
- ruperea (desprinderea) stratului de acoperire a armăturilor de colț;
- segregarea betonului cauzată de o execuție defectuoasă, pusă în evidență printr-o rupere locală;

Când este predominantă încovoierea, mai ales la stâlpii zvelți, supuși șocurilor, apar articulații plastice la ambele capete ale stâlpului, care se manifestă sub forma unor fisuri orizontale, indicând intrarea în curgere a armăturii.

Când stâlpul este solicitat preponderent la efort axial, apar striviri uneori chiar în partea de mijloc a stâlpului și mai ales în zonele cu beton segregat, de tipul ”dublu-con”, însoțite de exfolierea laterală a betonului, flambarea armăturilor și uneori desfacerea sau chiar ruperea etrierilor.

Când stâlpul este solicitat preponderent la forță tăietoare, mai ales la stâlpii scurți neasigurați la această solicitare, apar fisuri sau ruperi casante pe secțiuni înclinate, cu o dislocare oblică care poate duce la cedare.

În general procesul de cedare a unui stâlp trebuie să se producă prin depășirea capacității portante la încovoiere și forță axială și numai în cazuri extreme să se ajungă la o cedare din forță tăietoare. [55]

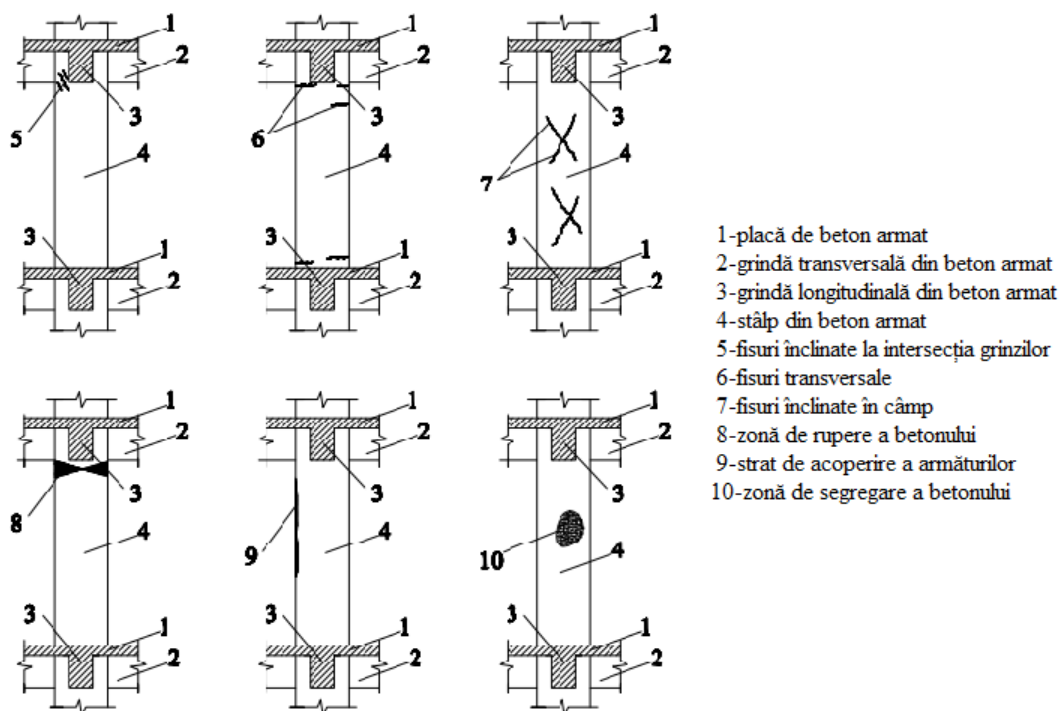


Fig. 4.35. Degradări la stâlpii de beton armat

La grinzile cadrelor din beton armat pot apărea degradări sub formă de:

- fisuri verticale cauzate de eforturile de întindere provenind din rețeaua triunghiulară formată de stâlpi, grinzi și zidărie de umplutură;
- fisuri înclinate datorate efectelor forțelor tăietoare și solicitărilor de încovoiere;
- fisuri verticale urmare a efectelor momentelor încovoietoare și ale eforturilor axiale de întindere;

-fisurile verticale cauzate de smulgerea armăturilor ancorate în stâlpi, sub efectul eforturilor de întindere ale solicitărilor de încovoiere;

-articulația plastică, cu ruperea betonului și flambarea eventuală a armăturilor datorită eforturilor axiale și ale încovoierii alternanțe;

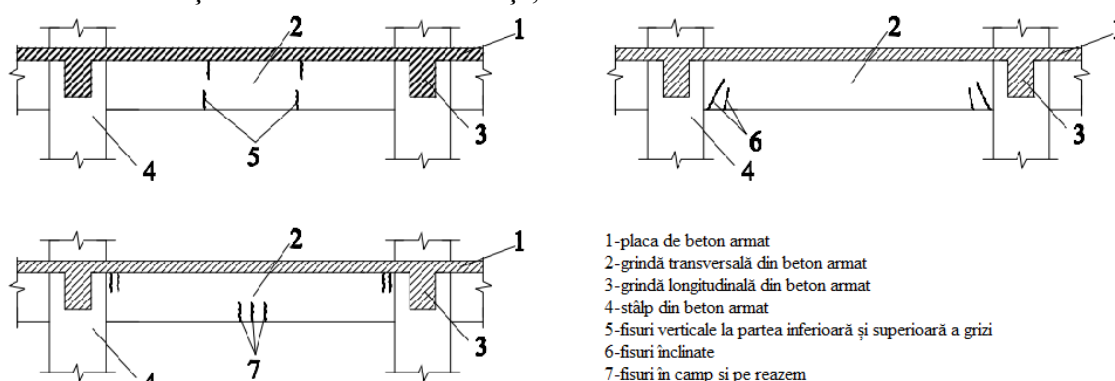


Fig. 4.36. Avarii ale grinzilor din beton armat

#### 4.4.8. Consolidarea cadrelor din beton armat

Creșterea performanțelor structurale ale cadrelor de beton armat se poate obține și prin intervenții care nu schimbă esențial caracteristicile structurii inițiale. Aceste intervenții se bazează, în principal, pe tehnici de cămășuire a elementelor cadrelor, cu beton armat, cu piese de oțel sau cu polimeri armați cu fibre de diferite naturi.

Ierarhizarea prin proiectare a rezistențelor elementelor structurale ale cadrului consolidat trebuie să asigure impunerea unui mecanism de plastificare de tip stâlpi puternici grinzi moi.

La aplicarea acestei tehnici de intervenții trebuie să se țină seamă de următoarele considerente:

-cămășuirea elementelor cadrelor poate avea efecte diverse. Limitând aceste efecte, în acord cu obiectivele urmărite, se pot limita și costurile intervenției;

-intervențiile pot avea ca obiective creșterea rezistenței elementelor la forță tăietoare, la moment încovoietor sau forță axială, creșterea rigidității sau mărirea capacității de deformare postelastice;

-deficiențe sistematice de alcătuire a elementelor de beton armat, cu efecte negative asupra performanței cadrelor (armare transversală insuficientă, înădări incorecte ale armăturilor, noduri slabe etc.) impun, de regulă, intervenții generalizate bazate pe tehnica cămășuirii elementelor. În aceste cazuri, soluțiile localizate, bazate pe contravântuirea cadrelor sau introducerea de pereți structurali, nu sunt în măsură să asigure în unele cazuri protecția adecvată a elementelor structurii existente;

-soluția de cămășuire a elementelor cadrelor nu modifică caracteristicile de comportare inițiale ale acestor structuri caracterizată prin solicitarea relativ uniformă și moderată a cadrelor și diaframelor orizontale;

-ca urmare, soluția de intervenție prin cămășuirea elementelor cadrelor conduce și la cerințe de rezistență și rigiditate ale infrastructurii și fundațiilor sensibil mai mici, comparativ

cu tehnicile de intervenție localizate (prin adaus de pereți structurali, cu cadre cu pereți de umplură sau contravântuite etc.);

-cămășuirea elementelor cadrelor cu beton armat, poate afecta în măsură importantă și elementele nestructurale ale construcției, astfel încât costul și durata lucrărilor poate fi mai mare comparativ cu alte soluții;

### 4.4.8.1 Consolidarea stâlpilor prin cămășuire cu beton armat

Pentru a fi egal eficientă în cele două direcții, cămășuirea stâlpilor se face pe toate fețele. Atunci când interesează numai sporirea rezistenței la forță tăietoare, se pot prevedea numai etrieri perimetrali.

Atunci când cămășuirea nu poate fi executată pe toate cele patru laturi ale stâlpului și se acceptă un grad diferit de consolidare pe cele două direcții, se vor lua măsuri pentru prevenirea desprinderii cămășii de stâlpul existent. În acest scop se pot utiliza ancore post-instalate, fixate cu mortar sau rășină epoxidică, în găuri forate în stâlpul existent. O altă soluție constă în montarea ramurii de completare a etrierului în grosimea, acoperirii cu beton a laturii care nu se cămășuiește .

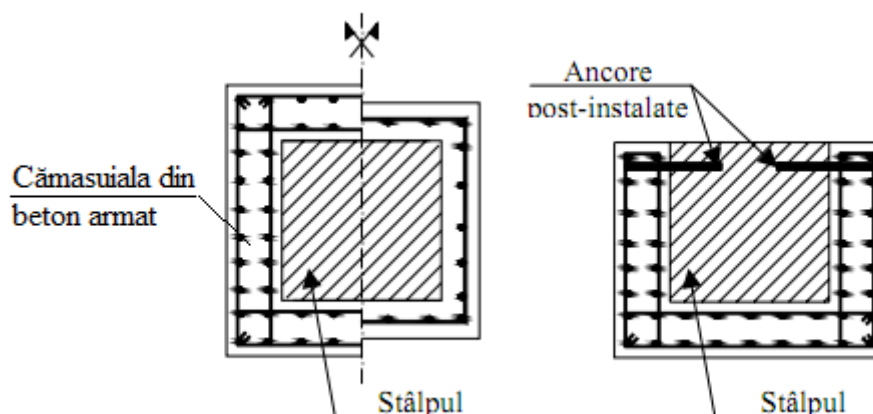


Fig. 4.37. Cămășuirea stâlpilor cu beton armat

Grosimea cămășii trebuie să fie  $\geq 10$  cm în cazul executării din beton turnat în cofraj și  $\geq 6$  cm în cazul betonului torcretat. Clasa de beton este  $\geq C20/25$  și cel puțin clasa betonului din stâlpul existent.

Armăturile orizontale reprezintă armăturile principale în preluarea forței tăietoare. Armăturile verticale reprezintă armături de montaj și se vor dispune la interiorul etrierilor. Dacă grosimea cămășii este  $\geq 120$ mm armarea se va realiza din câte două planuri de armături.

În cazul utilizării barelor independente, diametrul minim al etrierilor este de 10mm, iar distanța maximă între etrieri este de 100mm. Etrierii vor fi detaliați astfel încât să se asigure o bună confinare a stâlpului existent. Etrierii se vor închide prin sudare, cu cârlige de tip seismic (de  $10d$ , îndoite la  $135^\circ$ ) sau prin suprapunere. Atunci când se prevăd cârlige de acest tip, se va alege o grosime a cămășii care să permită dispunerea lor. Armătura longitudinală se va dispune la interiorul etrierilor

În cazul utilizării plaselor sudate, trebuie asigurată o lungime suficientă de suprapunere pentru închiderea plasei pe una dintre fețele stâlpului.

Pentru realizarea aderenței dintre cele două straturi de beton, fața stâlpului existent va fi curățată complet de tencuială și asperizată. De regulă, nu este necesară conectarea prin armături a cojii de beton nou de betonul stâlpului existent.

### 4.4.8.2. Consolidarea grinzilor prin cămășuire cu beton armat

Cămășuirea se aplică pe cele două fețe laterale și va avea grosimea de min. 100mm.

Armăturile verticale (etrierii) trebuie ancorate eficient la capete pentru a putea fi active pe toată înălțimea grinzii. Ancorarea armăturilor verticale poate face necesară completarea cămășii și pe a treia sau și pe a patra latură a grinzii.

Diametrul minim al armăturilor transversale din cămașă este de 12mm. Distanța dintre aceste armături trebuie să fie mai mică de 150mm. Armătura din cămașă trebuie acoperită în întregime de beton sau mortar. Stratul de acoperire trebuie să aibă o grosime minimă de 25mm.

În cazul în care nu se urmărește și sporirea rezistenței la încovoiere armăturile orizontale sunt simple armături de montaj.

Dacă cămășuirile se realizează prin turnare, iar grinda face parte dintr-un planșeu sunt necesare perforări ale plăcii adiacente grinzii pentru trecerea armăturilor și turnarea betonului. Dacă golurile de turnare secționează placa pe mai mult din jumătatea deschiderii se va analiza dacă este necesară sprijinirea provizorie a plăcii.

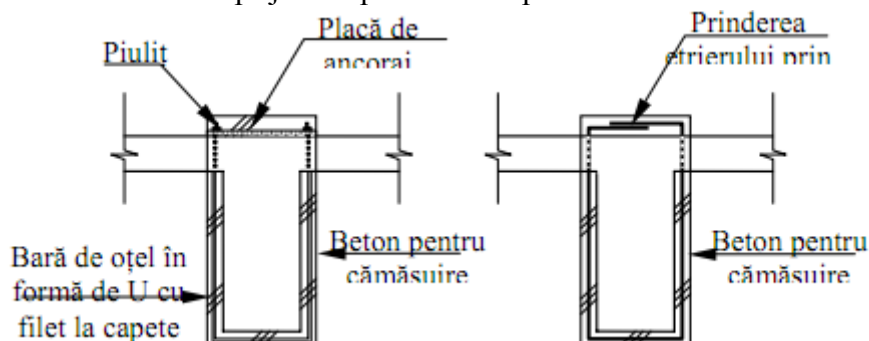


Fig. 4.38. Cămășuirea grinzilor cu beton armat

### 4.4.8.3. Consolidarea stâlpilor prin cămășuire cu piese de oțel

În locul armăturilor din oțel, în anumite cazuri și în special când nu dispunem de loc suficient și la avarii grave, sălpii din beton armat se pot consolida cu profilele metalice care să întărească capacitatea portantă mult diminuată.

De regulă, cămașa trebuie să îmbrace toate laturile stâlpului. Dacă nu există acces pe una dintre laturile stâlpului și se acceptă un efect redus al consolidării pe una din direcții se vor lua măsuri de împiedicare a desprinderii cămășii metalice parțiale.

Cămașa se poate realiza dintr-un tub continuu realizat din două jumătăți îmbinate prin sudură după două generatoare sau din plăcuțe distanțate sudate pe 4 corniere montate în

colțurile stâlpilor. Forma rotundă a tubului oferă și avantajele unei confinări eficiente a betonului comprimat și ale sporirii performanțelor înădărilor barelor longitudinale.

Spațiul dintre cămașa de oțel și fața stâlpului existent trebuie umplut bine cu mortar de ciment sau epoxidic, cel mai bine prin presiune. Mortarul trebuie să fie caracterizat de contracții reduse. Dimensiunea rostului trebuie stabilită astfel încât acesta să poate fi umplut cu mortar în bune condiții. Mortarul trebuie să aibă o rezistență la compresiune mai bună decât rezistența betonului din stâlpul existent, dar cel puțin rezistența unui beton de clasa C25/30.

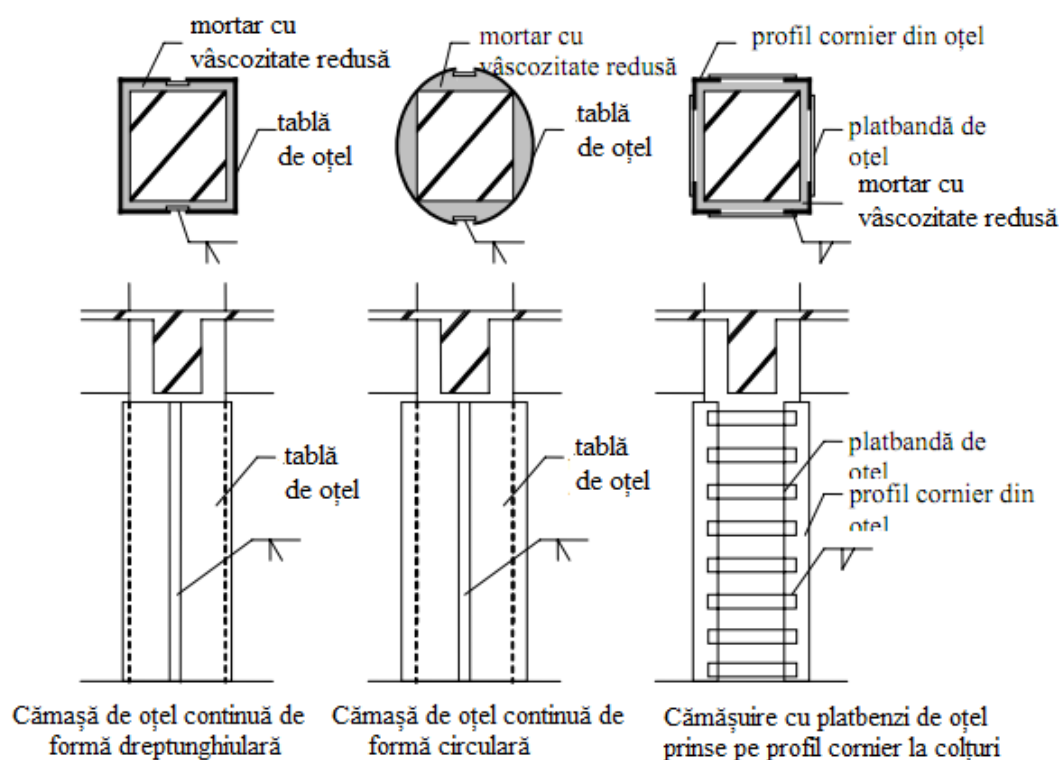


Fig. 4.39. Cămășuirea stâlpilor cu piese de oțel

În cazul cămășuirii continue, tabla de oțel trebuie să aibă o grosime de cel puțin 5mm. Dacă se alege o cămașă cu secțiune dreptunghiulară, este necesar ca aceasta să fie rotunjită la cele patru colțuri cu o rază egală cu triplul grosimii tablei. Se recomandă ca părțile componente ale cămășii să fie fabricate în ateliere specializate, iar la șantier să se facă numai asamblarea finală.

În cazul utilizării soluției cu platbande de oțel acestea trebuie să aibă o lățime de aproximativ 100mm. Platbandele situate la un interval de aproximativ 300mm (măsurat interax) se sudează de profilul cornier de la colțurile secțiunii.

#### 4.4.8.4. Consolidarea grinzilor prin cămășuire cu piese de oțel

Pentru cămășuirea cu tablă de oțel a grinzilor se pot utiliza diferite soluții: cu tablă continuă cu fâșii de platbande sau etrieri de oțel beton aparent .

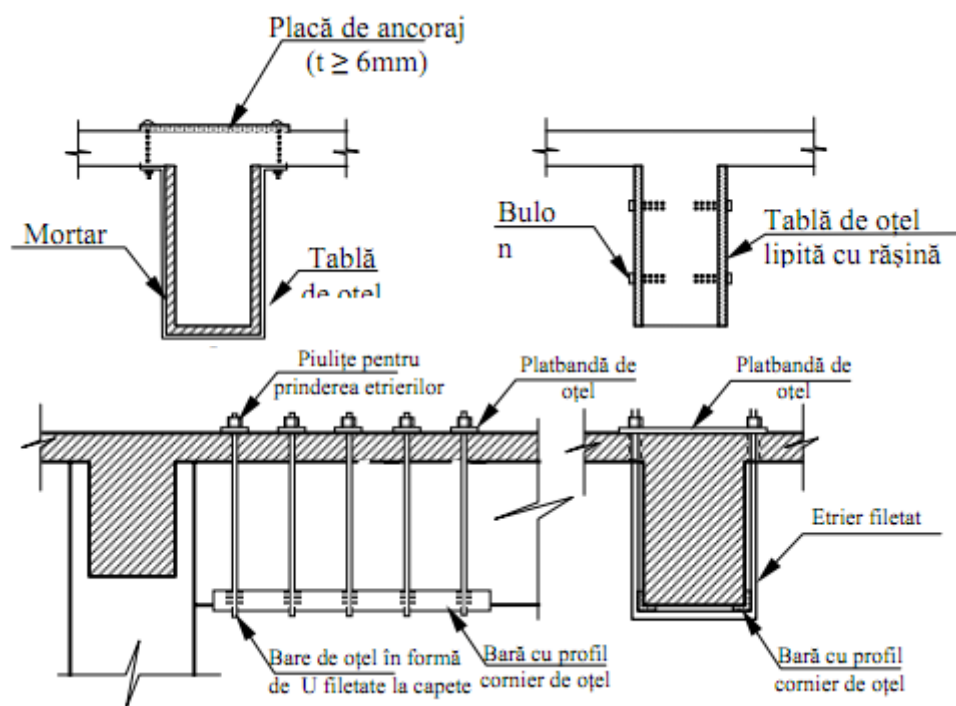


Fig. 4.40. Cămășuirea grinzilor cu piese de oțel

Grosimea minimă a tablei este 5 mm. În cazul utilizării unor fâșii (platbande), distanța minimă între acestea, măsurată interax va fi 200 mm.

Rostul dintre tabla de oțel și elementul de beton armat se va umple cu mortar sub presiune. În cazul în care este posibil (suprafețe netede ale grinzilor) elementele de tablă se pot lipi direct cu rășină epoxidică.

#### 4.5. Folosirea materialelor compozite polimerice în consolidarea elementelor structurale

##### 4.5.1. Noțiuni generale despre materialele compozite polimerice

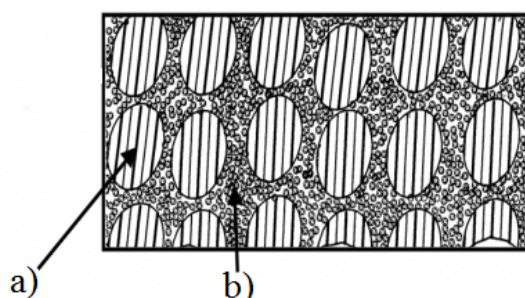
Compozitele polimerice reprezintă acele materiale care au în componența lor cel puțin doi componenți cu structură chimică diferită, din care cel puțin unul să fie o fază polimerică unitară. Faza polimerică unitară reprezintă polimerul împreună cu adaosurile de stabilizare, lubrifiere și colorare [3], [4].

Materialul compozit se poate defini ca un sistem alcătuit din combinarea sau asamblarea a două sau mai multe materiale, rezultatul fiind un material compus cu performanțe, caracteristici și proprietăți superioare situației în care oricare din materiale ar lucra individual. Referitor la această definiție a materialului compozit se mai pot adăuga următoarele:

- materialul compozit conține două sau mai multe componente chimic distincte și mecanic separabile;



-amestecul acestor materiale la formarea compozitului se face astfel încât dispersia unuia dintre materiale (materialul de armare) în masa de bază "matrice", să fie controlată, compatibilă și să se obțină proprietăți fizico-mecanice convenabile;



**Fig. 4.41. Alcătuirea materialului compozit polimeric: a) fibre; b) matrice.**

Compozitele polimerice sunt clasificate din punct de vedere al tehnologiilor de obținere în compozite termorigide și compozite termoplastice.

Compozitele termorigide sunt cele care prin încălzire suferă o transformare ireversibilă, materialul nemaiputând reveni la starea inițială (bachelita), spre deosebire de compozitele termoplastice la care procesul de încălzire prezintă un caracter reversibil până la înmuiere, materialul putând reveni ulterior, prin răcire, la structura sa inițială (smoala).

Rășinile cel mai des utilizate pentru obținerea compozitelor termoplastice sunt: nylonul, polietilena, polipropilena, acrilatii, vinilul etc. Acestea se toarnă prin injecție și se armează cu fibre scurte, tocate.

Din categoria rășinilor folosite pentru realizarea compozitelor termoplastice fac parte rășinile poliesterice nesaturate, esterii, rășinile fenolice, rășinile siliconice, rășinile epoxidice etc.

Utilizarea compozitelor termoplastice se recomandă atunci când se dorește obținerea unei structuri compozite de formă complexă.

Pentru realizarea compozitelor stratificate și armate cu fibre se folosesc mai des acrilatii, poliesterii, poliamidele [3], [4].

În practică, din marea varietate de rășini poliesterice, se utilizează mai des poliesterii nesaturați și alchizii. Prin combinarea acestor rășini cu stirenul, se obține o matrice cu proprietăți termice și electrice foarte bune.

Poliimidele sunt polimeri cu rezistență la temperaturi ridicate (110-190°C) dar și buni izolatori termici. Rășinile poliimidice cel mai des utilizate în practică sunt PMR-15 polimerii oxidianilnici și dianhidridici. Prin introducerea lor în compoziții de tip prafuri de presare se obțin materiale care se reticulează la cald și cu bună stabilitate termo-oxidantă.

Rășinile epoxidice sunt în general mai scumpe decât cele poliesterice sau fenolice. Acestea au caracteristici mecanice, chimice și electrice care le situează la loc de frunte în ierarhia materialelor de bază utilizate la elaborarea compozitelor. Rășinile epoxidice întărite sunt materiale foarte dure, duritatea lor fiind de aproximativ șapte ori mai mare decât a rășinilor fenolice. În timpul întăririi, aceste rășini suferă o contracție relativ mică (max 25%). Structura chimică a acestora asigură o aderență bună între materialul de armare și matrice. Rășinile epoxidice mai au și alte proprietăți care le recomandă, cum ar fi: rezistență mare la

acțiunea solvenților și acizilor, rezistență dielectrică ridicată, rezistență la arc electric, stabilitate termică bună (260°C), foarte mică absorbție de apă.

Armarea materialelor plastice are drept scop îmbunătățirea proprietăților fizico-mecanice ale acestora. Influența materialelor de armare asupra materialului plastic diferă în funcție de materialul ales, de modul de dispunere al acestuia, de proporția în care acesta este folosit precum și de măsura în care se realizează o bună aderență polimer-armătură.

Alegerea materialului de armare corespunzător scopului propus impune cunoașterea condițiilor pe care acesta trebuie să le îndeplinească:

- rezistențe la tracțiune, la încovoiere și la șoc, sensibil mai mari decât cele ale matricei pe care le armează;

- modul de elasticitate mai mare decât cel al matricei;

- rezistență chimică față de matrice;

- formă corespunzătoare necesităților;

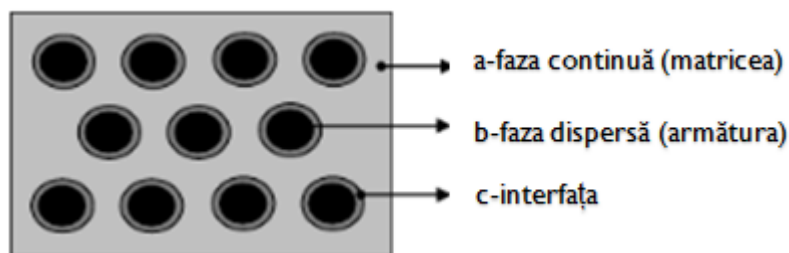
- suprafață la care matricea să adere cât mai bine.

Cele mai utilizate elemente de armare sunt: fibrele de sticlă, fibrele de carbon, fibrele de azbest, fibrele de silice, fibrele de cuarț, fibrele de bor, fibrele de grafit [3], [4], [72].

În prezent, la nivel mondial, din mai multe considerente, fibrele de carbon sunt cel mai des utilizate ca materiale de armare. Unul din principalele atuuri ale folosirii acestora este tehnologia de obținere, care deși mai complexă se pretează mai ușor unei producții de masă. Un al doilea considerent este legat de foarte bunele proprietăți ale acestor fibre. La noi în țară fibrele de carbon nu sunt folosite decât foarte rar și numai în industria aeronautică.

Fibrele de carbon sunt obținute prin piroliza controlată (1000-1700°C), în atmosferă inertă, a unor fibre organice (poliacrilonitril, mătase artificială) sau a gudronului. Spre deosebire de fibrele de carbon, fibrele de grafit se obțin din grafit natural prin oxidare sau prin piroliza controlată a unor fibre organice. Acestea au un conținut ridicat de carbon (98.9-99.9%) și constituie forme unice de grafit prin structura lor. Materiale de armare foarte flexibile, țesăturile din carbon și grafit au rezistențe mecanice foarte ridicate, densitate relativ scăzută și o deosebită rezistență la temperaturi înalte (2300°C). În tabelul 2.2 sunt date câteva caracteristici ale fibrelor de carbon.

Ponderea fibrelor ca sisteme de armare este determinată de caracteristicile fizico-mecanice pe care le prezintă și de caracteristicile fizico-mecanice pe care trebuie să le obțină compozitul. Analiza comportării și a proprietăților unui material compozit polimeric armat cu fibre nuse poate realiza fără cunoașterea fenomenelor și proceselor care au loc la regiunea de interfață fibră-matrice. Interfața fibră-matrice este o regiune de tranziție cu o evoluție gradată a proprietăților. Transferul eforturilor la interfață este posibil numai dacă între componenți se realizează un contact molecular intim prin distanțe comparabile cu cele din materialul obișnuit. Legătura se poate realiza pe cale chimică sau prin acțiunea forțelor intermoleculare.



**Fig. 4.42. Fazele sistemului compozit polimeric.**

Fibrele sunt materiale macroscopic omogene, cu structură filiformă, cu o lungime mare în raport cu dimensiunea transversală, care sunt menținute laolaltă în diferite formațiuni morfologice prin intermediul unor forțe secundare de coeziune.

Fibrele de carbon se folosesc la armarea CPAF (compozite polimerice armate cu fibre) cu performanțe ridicate. Deși termenii “carbon” și “grafit” se consider interschimbabili, există unele diferențe notabile atât în modul de realizare a structurii fibrelor cât și în conținutul de carbon. Termenul “fibră din grafit” se folosește pentru a caracteriza fibrele cu un conținut de carbon ce depășește 99%, în timp ce “fibră din carbon” provine din material cu un conținut de carbon cuprins între 80÷95%. Fibrele din carbon folosite la armarea CPAF sunt compatibile cumulate matrice polimerice și au stabilitate bună la temperaturi ridicate. Fibrele pe bază de carbon sunt mai fragile decât fibrele de sticlă sau cele aramidice. Dacă fibrele de carbon sunt folosite în apropierea metalelor sau chiar peste acestea, aceste fibre sunt supuse coroziunii galvanice. De aceea în aceste cazuri se folosește o barieră de interpunere cum ar fi cea din fibre de sticlă sau rășină.

Realizarea de materiale compozite s-a impus pe baza a numeroase considerente tehnice și economice, între care amintim:

- necesitatea realizării unor materiale cu proprietăți deosebite, imposibil de atins de materialele tradiționale;
- necesitatea creșterii siguranței și a fiabilității în exploatare a diferitelor construcții și instalații;
- necesitatea reducerii consumurilor de materiale deficitare, scumpe sau prețioase;
- posibilitatea reducerii consumurilor de manoperă și a reducerii duratelor tehnologice de fabricație.

### **4.5.2. Consolidarea elementelor structurale cu ajutorul materialelor compozite polimerice**

Consolidarea construcțiilor existente reprezintă o problemă care crește în amploare foarte mult odată cu trecerea anilor, mobilizând resurse umane și materiale comparabile cu cele folosite la investițiile noi.

Apariția în timp a degradărilor ca urmare a îmbătrânirii materialelor, a fenomenelor de oboseală, curgerea lentă, dar și a efectelor unor acțiuni extraordinare (acțiunea seismului, acțiunea focului sau exploziilor), precum și agresivitatea mediului au condus la numeroase

cazuri de avarii în construcții, pagube materiale și uneori chiar și umane. În ultimii ani s-a constatat că principalele cauze care impun consolidarea construcțiilor din betonarmat sunt:

– remedierea unor deteriorări (avarieri) ale structurii ca urmare a execuției defectuase sau agreșelilor de proiectare;

– exploatarea necorespunzătoare;

– efectele dezastruoase ale unor vânturi puternice, inundații, explozii;

– sporirea capacității de rezistență a construcției impusă de schimbarea destinației;

– procesele tehnologice cu agresivitate chimică ridicată (ce se manifesta și prin coroziunea armăturii);

– degradării terenurilor de fundare;

– upgradare seismică.

Printre soluțiile tradiționale de placare prin lipire folosite în consolidarea structurilor inginerești se pot enumera:

– cămășuieli din beton armat;

– carcase din tablă, la care se injectează mortar pe bază de ciment în interspațiului dintre element și carcasă;

– carcase din profile metalice;

– fretări cu platbande;

– fretări cu cabluri;

– tole din tablă lipite cu rășini epoxi;



**Fig. 4.43. Utilizarea materialelor compozite polimerice la consolidarea diferitelor elemente structurale [89]**

În ultimii anii datorită progresului înregistrat în fabricarea materialelor compozite și dezavantajelor pe care le prezintă soluțiile tradiționale de reabilitare structurală, se favorizează extinderea utilizării compozitelor cu matrice polimerică (CMP) la consolidarea

structurilor de rezistență. Astfel printre soluțiile de placare prin lipire folosite în consolidarea structurilor inginerești putem enumera:

- cămășuieli cu polimeri armați cu fibră de carbon (CFRP) sub formă de plăci sau țesături;

- cămășuieli cu polimeri armați cu fibră de sticlă (GFRP) sub formă de țesături.

Exemple de produse compozite folosite în sistemele de consolidare sunt:

- platbande cu fibre unidirecționale sau cu țesături neechilibrate, cu armătura dirijată preponderent pe direcție longitudinală;

- țesături bidirecționale echilibrate, neimpregnate;

- platbande preimpregnate unidirecționale, în stare neîntărită;

- fascicule din fibre unidirecționale, neimpregnate folosite pentru înfășurarea elementelor din materiale tradiționale;

- fascicule din fibre unidirecționale preimpregnate pentru înfășurare;

- platbande prefabricate și întărite, care se atașează de elementele consolidate cu ajutorul adezivilor.

Cămășuielile din beton armat sunt un procedeu des folosit în practica consolidării stâlpilor din beton armat. Cămășuirea constă în creșterea secțiunii unui element de construcție care se îmbracă cu o cămașă din beton armat, bine legată de elementul inițial. Introducerea de cămășuieli este valabilă atât pentru a împiedica deteriorarea în continuare a unui element de construcție cât și pentru creșterea capacității portante inițiale.

Dezavantajele folosirii acestui procedeu de consolidare sunt:

- creșterea secțiunii elementului de beton armat;

- întreruperea procesului tehnologic care se desfășoară în respectivul amplasament;

- creșterea în greutate a secțiunii elementului de beton armat;

- probleme tehnologice ce pot apărea (posibilitatea existenței unor utilaje, mecanisme etc. care să împiedice cofrarea, turnarea, posibilitatea de manevrare a betonului );

- durată de execuție mare.

Un alt procedeu foarte uzual este folosirea de platbande metalice, acestea dovedindu-se a fi ulterior ineficiente în timp datorită problemelor legate de necesitatea ancorării, greutatea mare, transport, întreținere și manipularea costisitoare.

Principalele argumente care stau la baza folosirii materialelor compozite cu matrice polimerice pentru reabilitarea structurală sunt:

- raportul favorabil  $R/\rho$  (rezistență la întindere/densitate) și  $E/\rho$  (modul de elasticitate/densitate);

- proiectare dirijată a proprietăților – pot fi proiectate și fabricate astfel încât să răspundă unor cerințe impuse;

- rezistență la foc acceptabilă;

- rezistență la oboseală foarte bună

- mecanismele de deteriorare la oboseală sunt mai complexe și se produc însoțite de absorbție mare de energie;

- rezistență la coroziune – este dată de rezistența la coroziune a matricelor; pentru fiecare grup de agenți corozivi se poate găsi un anumit tip de polimer care să fie suficient de rezistent;

- non-conductivitatea (izolarea) electrică

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

–în stații de transformare unde pericolul deelectrocutare se reduce drastic prin folosirea materialelor compozite;

–stabilitate dimensională la acțiuni termice – în mod obișnuit toate materialele se dilată la încălzire și se contractă la răcire; deoarece fibrele au un coeficient de dilatare termică liniară foarte diferit de cel al matricei (pot avea coeficienți de dilatare termică negativi și pozitivi) se pot proiecta în cazul situațiilor critice materiale compozite cu coeficienți de dilatare termică foarte mici sau chiar nuli;

–prezintă o aderență ridicată la materiale cum ar fi beton, cărămidă, piatră, lemn;

–formabilitatea - capacitatea materialului de a fi utilizat în forme și elemente complicate;

–transparența magnetică-se proiectează adaposturi pentru echipamentul radar, în medicina;

–sunt materiale ecologice, ușor de transportat și de instalat.

**Tabelul 4.2. Caracteristici fizico-mecanice ale diferitelor materiale**

<b>Materiale</b>	<b>Rezistență la întindere [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Modul de elasticitate [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Densitate [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Deformație specifică [%]</b>
<b>Fibră de sticlă</b>	3500÷4800	85000÷90000	1200÷2100	4,5÷5,5
<b>Fibră de carbon</b>				
Rez. mare	3500÷4800	215000÷235000	1500÷1900	1,4÷2,0
Rez. ultra mare	3500÷6000	215000÷235000		1,5÷2,3
Modul mare	2500÷3100	350000÷500000		0,5÷0,9
Modul ultra mare	2100÷2400	500000÷700000		0,2÷0,4
<b>Rășină</b>	80÷100	30000÷40000	900÷1700	0,5÷5
<b>CFRP</b>	1300÷2800	165000÷400000	1600	0,45÷1,7
<b>Beton</b>	1÷3	21000 ÷50000	2300÷2500	0,015
<b>Armătură din oțel</b>	350÷550	210000	7800	25
<b>Arm. de pretensionare</b>	1200÷1800	210000	7800	NA

Dar cu toate aceste avantaje materialele compozite au și unele dezavantaje care trebuie luate în calcul și se impune minimizarea lor pe cât posibil:

–sunt mult mai scumpe decât materialele tradiționale – folosirea nu trebuie făcută nejustificat, ci numai în cazul utilizării capacității lor reale;

–comportare linear elastică până la rupere fără ductilitate;

–comportarea la temperaturi ridicate este deficitară, astfel toate materialele bazate pe polimeri au o așa numită temperatură de tranziție în care rezistența și modulul de elasticitate al compozitului scad brusc

și folosirea acestor materiale peste această temperatură de tranziție este periculoasă;

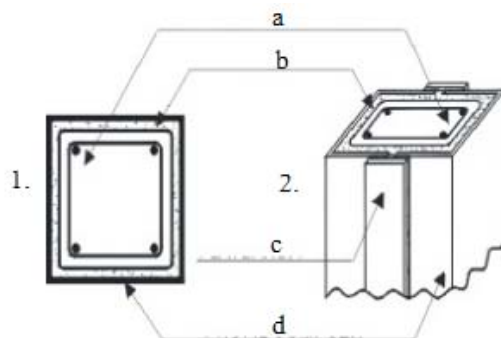
–rezistența la foc - toate materialele organice ard, sunt combustibile.

Pe lângă această problemă apare și cea a toxicității fumului pe care îl degajă.

Se pot pune întârzietori de ardere, dar aceștia modifică proprietățile mecanice ale compozitului.

Stâlpii din beton armat pot fi confinați cu CPAF în câmp, la partea inferioară și superioară a stâlpului sau pe toată înălțimea acestuia. În funcție de cerințele de proiectare pentru o creștere semnificativă a capacității portante se pot folosi țesături din fibre de sticlă sau carbon în mai multe straturi pentru cămășuirea stâlpilor. Aderența la suprafața de beton a țesăturii se face prin impregnarea acesteia cu rășină epoxidică. În cazul unor condiții speciale, de exemplu rezistență la foc, se pot folosi țesături cu fibre de kevlar. O altă tehnică de consolidare este cea care folosește benzi din CPAF de carbon sau kevlar. Aceste sunt lipite pe suprafața betonului cu adezivi. Benzile au rolul de armătură transversală asigurând o fretare eficientă stâlpului, distanța dintre acestea fiind în prealabil calculată.

O tehnică asemănătoare de consolidare este prin folosirea de membrane prefabricate din CPAF. Instalarea se realizează prin impregnarea suprafeței stâlpului cu rășina epoxidică și aplicarea membranei în jurul stâlpului. Eventualele goluri de aer se elimină (pentru o mai bună priză a membranei de stâlp) prin folosirea unui ruluu metalic. Membranele din CPAF prezintă avantajul unei execuții rapide fără a mai fi necesare eventuale operații de finisare. Cea mai rapidă metodă de realizare a consolidării, folosind CPAF este metoda automată de confinare a stâlpilor din beton armat. Fibrele (de sticlă, carbon sau kevlar) impregnate sau neimpregnate în rășină epoxidică sunt bobinate sub un anumit unghi în jurul stâlpului. Folosirea cămășilor compozite la confinarea stâlpilor cu secțiuni pătrate are o eficiență mult mai redusă. Aceasta se explică prin distribuția diferită a presiunii de confinare. La secțiunile circulare presiunea de confinare este uniformă, în timp ce la secțiunile pătrate presiunea de deconfinare variază de la o valoare maximă la colțuri către o valoare minimă la mijlocul laturilor. Prin aplicarea unor corecții se poate îmbunătăți modul de lucru al secțiunii consolidate a stâlpilor și implicit performanțele structurale ale acestora, fig. 4.5.1



**Fig. 4.44 Consolidarea stâlpilor cu secțiuni pătrate folosind CPAF.**

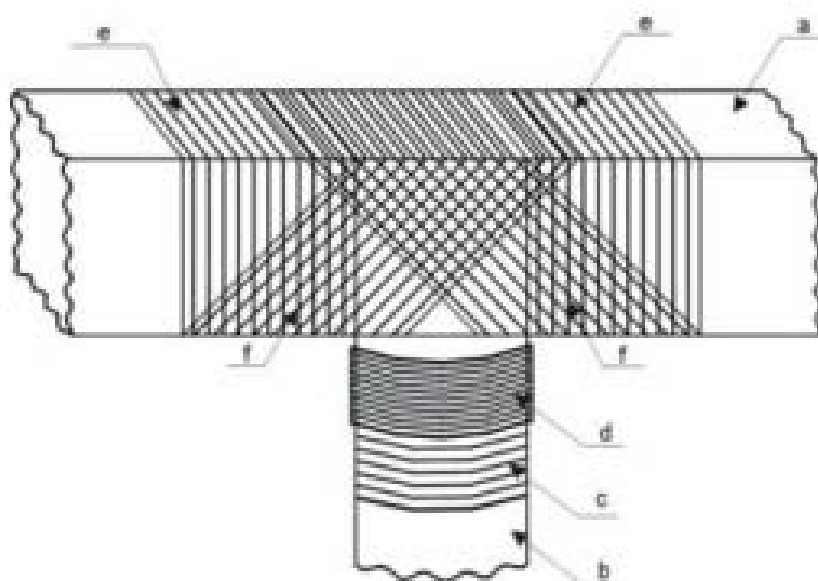
**1. înfășurare cu fâșii preimpregnate; 2. cămășuială prefabricată**  
**a. element din beton armat; b. adeziv; c. platbandă compozită; d. profil compozit.**

Eficiența confinării stâlpilor cu secțiune pătrată (dreptunghiulară) se îmbunătățește prin rotunjirea colțurilor. De altfel colțurile ascuțite trebuie evitate în aplicațiile practice în care se folosesc înfășurări sau cămășuielei din CPAF. În fig. 4.5.2. este prezentată soluția de consolidare a zonei de rezemare a unei grinzi de pod pe un stâlp.

La partea superioară a stâlpului se suplimentează înfășurarea compozită. De asemenea, grinda este înfășurată cu membrane compozite la care fibrele sunt orientate perpendicular pe axa grinzii către zona de rezemare și orientate la  $45^\circ$  în regiunea de intersecție a stâlpului cu grinda.

Cedarea îmbinării consolidate are loc în momentul atingerii capacității de rezistență la întindere a sistemului compozit de pe capătul grinzii și de asemenea prin strivirea betonului din zonele comprimate ale îmbinării. Aceste materiale oferă avantaje remarcabile prin proiectare, asigurând soluții eficiente acolo unde soluțiile convenționale sunt mai greu de realizat.

Cu toate acestea, costul CPAF este încă relativ ridicat, iar sensibilitatea acestor materiale necesită măsuri de protecție mai ales în cazul unor radiații ultraviolete și de absorbția umezelii.



**Fig.4.45. Consolidarea zonei de rezemare a grinzii pe stâlp**  
**a. grindă de beton armat, b. stâlp de beton armat, c. înfășurare primară pe stâlp,**  
**d. înfășurare suplimentară la capătul stâlpului, e. Înfășurarea cu fâșii armate**  
**unidirecțional, f. membrane cu fibre orientate la  $45^\circ$**

Folosirea CPAF la consolidarea stâlpilor din beton armat este argumentată de următoarele:

- posibilitatea suplimentării necesarului de armătură transversală și longitudinală utilizând

CPAF sub diferite forme (țesături, membrane, benzi, bare);

- CPAF cresc rigiditatea și rezistența stâlpilor;
- este recomandată folosirea CPAF la repararea și consolidarea stâlpilor din zone seismice;

- se menține secțiunea aparentă a stâlpilor egală cu cea inițială;
- proiectarea consolidării stâlpilor folosind CPAF este relativ simplă;
- transportul materialelor nu implică costuri mari;
- în cazul confinării pasive a stâlpilor, costul manoperei nu este ridicat;



Cămășuielile din beton armat pentru consolidarea structurilor din zidărie au o utilizare importantă pe scară globală. Gradul de eficiență al acestei metode este unul ridicat deoarece se obțin creșteri importante în ceea ce privește capacitatea portantă, rigiditatea și ductilitatea.

Cu toate acestea, această soluție este însoțită de unele dezavantaje:

- cămășuielile grele sporesc mult greutatea proprie adăugând încărcări permanente destul de mari, uneori imposibil de transmis la terenul de fundare (mai ales când la parter sunt bolți sau arce);
- încărcările suplimentare din greutatea proprie modifică răspunsul dinamic al structurii;
- grosimile cămășuielilor pot altera aspectul estetic și reduc spațiul util din clădiri,
- soluția este mare consumatoare de manoperă și pe durata realizării lucrărilor este obstrucționată utilizarea normală a clădirii.

Luând în considerare toate aceste aspecte, în ultimii ani s-a început înlocuirea soluțiilor convenționale utilizate la consolidarea zidăriilor prin folosirea compozitelor armate cu fibre.

În cazul utilizării fibrelor de carbon la consolidarea diaframelor din beton armat este esențială respectarea condițiilor tehnologice privind curățirea și netezirea suprafețelor și rotunjirea colțurilor, de asemenea, asigurarea unei ancorări adecvate a FRP, prin petrecerea după capătul peretelui sau grinzii, după caz și prin prevederea conectorilor specifici FRP realizați tot cu fibre, răsfirați în evantai.

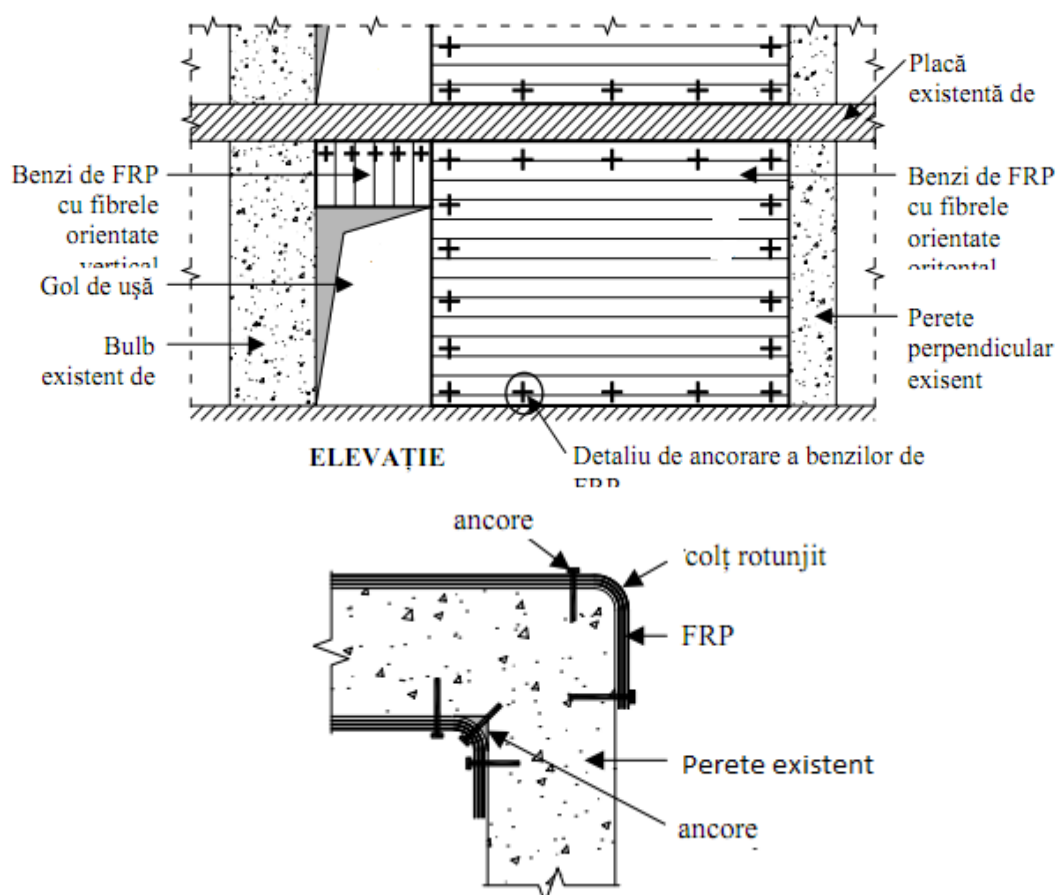


Fig. 4.46. Consolidarea pereților cu fibre de carbon

O primă variantă de consolidare cu CPAF este folosirea unei țesături din fibre (din sticlă, carbon sau aramidice) preimpregnată cu o rășină polimerică și lipită pe suprafața zidăriei cu un strat adeziv.

Studii experimentale ulterioare au evidențiat faptul că la consolidarea zidărilor este mai eficientă utilizarea fâșiilor compozite înguste, orientate aproximativ după direcțiile tensiunilor normale principale, decât acoperirea întregului perete cu membrane compozite continue.

Eficiența corespunzătoare a consolidării cu fâșii compozite se obține doar dacă este asigurată ancorarea corespunzătoare a armăturii compozite la capete, prin lungimi de ancorare suficiente sau prin sisteme de strângere.

Dacă nu se asigură aceste condiții pot apare desprinderi ale fâșiilor compozite și moduri de cedare similare celor de la elementele din beton armat. Tiranții realizați din compozite polimerice armate cu fibre se folosesc mai ales la consolidarea monumentelor istorice realizate din zidărie.

Folosirea tendoanelor compozite respectă două condiții principale:

- intervențiile structurale sunt puțin vizibile și nu alterează arhitectura construcției;
- soluțiile propuse sunt “reversibile” și pot fi demontate dacă performanțele pe termen lung nu sunt satisfăcătoare.

Structurile din zidărie se pot consolida folosind tiranți dispuși perimetral. Tiranții sub forma unor bare rotunde sau fâșii plate din compozite polimerice se aplică perimetral prin exteriorul zidurilor și apoi se pretensionează pentru realizarea confinării orizontale. obstrucționată utilizarea normală a clădirii.

Compozitele folosite la tiranți sunt cu armare unidirecțională având rezistențe longitudinale foarte bune, dar cu mult mai mici în direcție transversală; de asemenea compozitele cu armare unidirecțională care folosesc matrice polimerice termorigide sunt fragile și sensibile la operațiile de filetare sau așchiere. De aceea trebuie realizate sisteme speciale de înădărire în câmp sau de fixare la capete.

Întrucât tiranții din CPAF nu pot fi îndoiți după raze mici de curbură este imposibilă trecerea acestor elemente după colțuri și se impune ancorarea separată a tendoanelor.

Sistemul de fixare și ancorare la colțul unui zid este realizat dintr-un colțar din oțel și o pereche de reazeme care permit ancorarea fâșiei compozite. Tendonul compozit se lipește pe o pereche de eclise metalice.

Transferul forțelor de pretensionare din tiranți la structură se realizează prin contactul dintre colțarul metalic și zidărie. Cele două tendoane compozite ancorate la același colț se pretensionează progresiv prin strângerea alternativă a piulițelor din capătul pieselor, astfel încât să se echilibreze momentele încovoietoare.

Înădăirea tendoanelor compozite, dispuse perimetral, se face prin intermediul unor eclise metalice și un manșon de strângere. Folosirea CPAF la consolidarea structurilor din zidărie, deși în stadiu inițial, oferă rezolvări corespunzătoare în cazurile în care soluțiile tradiționale prezintă unele dezavantaje inacceptabile. Totuși folosirea CPAF necesită dezvoltarea unor soluții speciale de prindere și fixare astfel încât să fie utilizat în întregime potențialul structural al acestor elemente.

În urma experienței consolidărilor construcțiilor de beton s-a constatat că soluțiile clasice de consolidare (beton și oțel) suferă și ele la rândul lor deteriorări similare celor care au impus intervenția.

Ca mecanisme de deteriorare s-au studiat în principal următoarele patru tipuri:

- coroziunea pietrei de ciment,
- coroziunea armăturilor,
- distrugerea prin îngheț-dezghet,
- reacțiile chimice alcali-agregate.

Asa cum s-a evidențiat, materiale compozite cu matrice polimerice armate cu fibre (CPAF) prezintă o serie de avantaje care suplinesc neajunsurile materialelor clasice. Folosirea lor în consolidarea structurilor de beton este puternic argumentată de imunitatea acestora la atacul agresiv al agenților chimici, la șocurile mecanice, la acțiunea focului sau variațiilor mici de temperatură.

De asemenea, CPAF au rezistențe mecanice și constante elastice cu valori foarte ridicate în direcția fibrelor. Prezintă proprietăți mecanice ce pot fi dirijate și controlate în raport cu direcțiile de solicitare, precum și posibilitatea realizării unor înfășurări sau cămășuieli compozite folosind personal cu o calificare medie.

Astfel, se crește capacitatea portantă și ductilitatea elementului de beton, se reduce sau chiar se va stopa viteza mecanismelor de deteriorare posibile în exploatarea structurii.

Prin confinarea stâlpilor din beton armat cu etrieri din oțel sau frete circulare, se generează o stare triaxială de tensiune în jurul unui punct care duce la o creștere a rezistenței betonului. Această stare de compresiune triaxială a betonului confinat, conduce la o creștere semnificativă a rezistenței acestuia, de circa 1,6 până la 4,0 ori mai mare decât rezistența la compresiune monoaxială.

Stâlpii din beton sunt elemente principale ale structurii de rezistență iar cedarea acestora este extrem de dăunătoare pentru integritatea și funcționalitatea structurii. Principalele moduri de cedare a stâlpilor sunt:

– cedarea datorată forfecării stâlpului caracterizată prin apariția fisurilor înclinate, detașarea

acoperirii betonului de armătură, ruperea sau deschiderea etrierilor, toate acestea conducând la distrugerea casantă. Acest mod de cedare este cel mai defavorabil.

– cedarea confinării datorită următorilor factori: cedarea etrierilor (ruperea sau desfacerea), formarea articulațiilor plastice la capetele stâlpilor din beton armat, strivirea acoperirii cu beton, flambajul armăturii longitudinale, etc.;

– cedarea stâlpilor confinați cu compozite prin dezlipirea materialului compozit cu matrice polimerică armat cu fibre. Apariția fisurilor verticale conduce la creșterea deformațiilor transversale și strivirea acoperirii cu beton a armăturii. Sporirea rezistenței la încovoiere a stâlpului din beton armat poate fi realizată prin creșterea lungimii de suprapunere a materialului compozit și a numărului de straturi de CPAF.

Ductilitatea secțiunilor din beton armat depinde de o serie de parametri cum ar fi: cantitatea de armătură pentru preluarea forței tăietoare, modul de ancorare a armăturii, procentul de armare longitudinală, confinarea laterală.

Datorită confinării laterale betonul cedează la valori mult mai mari ale deformației axiale decât în cazul în care acesta nu ar fi confinat, iar creșterea numărului de straturi de CPAF conduce la o creștere semnificativă a rezistenței și ductilității stâlpului confinat.

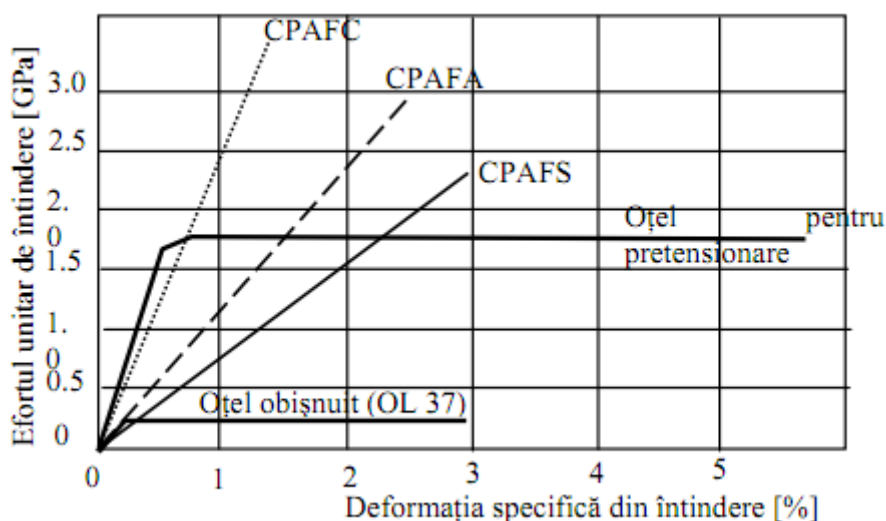
Rolul confinării laterale este de a crește rezistența și ductilitatea betonului la compresiune, dar și de a împiedica flambajul armăturii longitudinale. Prin urmare rolul armăturii de confinare este de a limita expansiunea transversală a betonului, ajungându-se astfel la o stare triaxială de tensiuni principale  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ , efectul confinării îmbunătățind comportarea stâlpilor în zonele plastice.

Confinarea laterală se poate realiza prin folosirea armăturii transversale (etrieri rectangulari și circulari, spirale, agrafe, frete circulare), cămășuiri folosind platbande metalice sudate, materiale compozite cu matrice polimerice armate cu fibre (fășii, membrane subțiri, țesături).

Cea mai eficientă cale de confinare este în cazul secțiunilor circulare, utilizând frete circulare sau în spirală. Folosirea lor conduce la creșterea deformației limită, a ductilității și rezistenței stâlpului din beton armat solicitat la compresiune. La o secțiune pătrată sau dreptunghiulară a unui stâlp din beton armat, aria neconfinată, devine arie confinată în cazul consolidării cu membrane din CPAF. Efectul fretării la stâlpi este proporțional cu mărimea efortului radial exercitat asupra miezului de beton.

Principala diferență între confinarea cu oțel și confinarea cu CPAF este presiunea de confinare. Fretele de oțel provoacă creșterea presiunii de confinare până la limita de curgere (confinare activă) după care presiunea devine constantă (confinare pasivă).

Comportamentul CPAF este diferit și se poate vorbi de confinare activă până la rupere, fig.4.47.



**Fig. 4.47. Curbe tensiuni-deformații specifice la materiale de armare: CPAFC – compozit armat cu fibre de carbon; CPAFS – cu fibre de sticlă; CPAFA – cu fibre aramidice**

## 5. STUDIUL DE CAZ: ASPECTE PRIVIND EVALUAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR EXISTENTE DIN ZIDĂRIE DE CLĂDIRI MID CONFORM P100-3/2008

### 5.1. Noțiuni generale

Evaluarea seismică a structurilor constă dintr-un ansamblu de operații care trebuie să stabilească vulnerabilitatea acestora în raport cu cutremurele caracteristice amplasamentului. În mod concret evaluarea stabilește măsura în care o clădire îndeplinește cerințele de performanță asociate acțiunii seismice. Evaluarea este precedată de colectarea informațiilor referitoare la geometria structurii, calitatea detaliilor constructive și a calității materialelor utilizate în construcție.

Identificarea naturii și a amplitudinii degradărilor structurale și a eventualelor lucrări de remediere - consolidare executate anterior. Se au în vedere nu numai degradările produse de acțiunea cutremurelor, ci și cele produse de alte acțiuni, cum sunt încărcările gravitaționale, tasările diferențiale, atacul chimic datorat condițiilor de mediu sau tehnologic, etc.

Pentru stabilirea nivelului de cunoaștere se ține seama de mai mulți factori:

-Geometria structurii: dimensiunile de ansamblu ale structurii și cele ale elementelor structurale, precum și ale elementelor nestructurale care afectează răspunsul structural sau siguranța vieții;

-Alcătuirea elementelor structurale și nestructurale, incluzând cantitatea și detalierea armăturii în elementele de beton armat, legăturile planșelor cu structura de rezistență la forțe laterale, realizarea rosturilor cu mortar și natura elementelor la zidărie, etc.

-Materialele utilizate în construcție, respectiv proprietățile mecanice ale materialelor beton, oțel, zidărie, lemn, după caz.

Pe baza rezultatelor evaluării calitative și a evaluării prin calcul se stabilește vulnerabilitatea construcției în ansamblu și a părților acesteia, în raport cu cutremurul de proiectare - riscul seismic, ca indicator al efectelor probabile ale cutremurelor caracteristice amplasamentului asupra construcției analizate.

Practic, stabilirea riscului seismic pentru o anumită construcție se face prin încadrarea acesteia într-una din următoarele 4 clase de risc:

Clasa Rs I, din care fac parte construcțiile cu risc ridicat de prăbușire la cutremurul de proiectare corespunzător stării limite ultime.

Clasa Rs II, în care se încadrează construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare poate suferi degradări structurale majore, dar la care pierderea stabilității este puțin probabilă.

Clasa Rs III, care cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante.

Clasa Rs IV, corespunzătoare construcțiilor la care răspunsul seismic așteptat este similar celui obișnuit la construcțiile proiectate pe baza prescripțiilor în vigoare.

Evaluarea siguranței seismice și încadrarea în clasele de risc seismic se face pe baza a 3 categorii de condiții care fac obiectul investigațiilor și analizelor efectuate în cadrul evaluării. Pentru orientarea în decizia finală privitoare la siguranța structurii (inclusiv la încadrarea în clasa de risc a construcției) și la măsurile de intervenție necesare, măsura în care cele 3 categorii de condiții sunt îndeplinite este cuantificat prin intermediul a 3 indicatori. Aceștia sunt:

-gradul de îndeplinire a condițiilor de conformare structurale, de alcătuire a elementelor structurale și a regulilor constructive pentru structuri care preiau efectul acțiunii seismice. Acesta se notează cu R1 și se denumește prescurtat gradul de îndeplinire al condițiilor de alcătuire seismică ;

-gradul de afectare structurală, notat cu R2, care exprimă proporția degradărilor structurale produse de acțiunea seismică și de alte cauze;

-gradul de asigurare structurală seismică, notat cu R3 reprezintă raportul între capacitatea și cerința structurală seismică, exprimat în termeni de rezistență în cazul folosirii metodologiilor de nivel 1 și 2 sau în termeni de deplasare în cazul utilizării metodologiei de nivel 3.

Valorile celor 3 indicatori se asociază cu o anumită clasă de risc și orientează inginerul evaluator în stabilirea concluziei finale privind răspunsul seismic al teptat și încadrarea într-o anumită clasă de risc seismic, precum și în stabilirea deciziei de intervenție.

### 5.2. Caz I - Hotel „Palace” din Govora B și

Stațiunea balneoclimaterică Bile Govora este așezată în zona subcarpaților Getici ai Vâlciei (Fig. 5.1.), la 18 km. distanță de municipiul Râmnicu Vâlcea.



Fig. 5.1 Poziționarea geografică a clădirii

Monument istoric, emblema stațiunii, construit în perioada 1911–1914, HOTEL “PALACE” (Fig. 5.2.) a fost primul hotel cu baza de tratament din România, construit după planurile arhitectului francez Eduard Doneaud, lucrările fiind coordonate de inginerul român Bratescu și inginerul italian Pukliky. Arhitectura clădirii este eclectică cu influențe de art nouveau și elemente de arhitectură neoromânească. Pentru că greutatea construcției să fie cât mai mică, pereții despărțitori au fost confecționați din pluta. Clădirea are 365 de goluri (uși, ferestre etc.), cifra simbolizând numărul de zile dintr-un an. Hotel de lux la acea vreme, Palace a fost construit în mijlocul parcului stațiunii amenajat de arhitectul peisagist francez E. Pinard. Mobilierul Hotelului Palace a fost din lemn de tei, candelabrele de bronz și oglinzile

de cristal. În baza de tratament a fost adus aparatul medical din Germania, parte din aceasta pastrându-se și astăzi. Inițial hotelul nu avea sistem de încălzire, activitatea fiind sezonieră de la 15 mai la 15 septembrie.



**Fig. 5.2 Hotel "Palace"(fațad principal și fațad secundar )**

Clădirea existentă (Fig. 5.2), dată în folosință în anul 1914, se pune în siguranță și se reabilitează (modernizează). Clădirea are formă în plan compact (Fig. 5.3.) cu dimensiunile de 33,25m x 18,5m. Aria construită  $A_c=1372,7m^2$ . Regimul de înălțime S+P+5E+M. Funcțiunea clădirii este hotel. Structura de rezistență a clădirii este realizată din zidărie portantă de cărămidă, stâlpi și grinzi de beton armat cu armătură rigidă (profile metalice înglobate în beton). Planurile peste parter și etaje sunt realizate din beton armat. Acoperișul este tip arșă de lemn cu învelitoare de țiglă. Fundația clădirii este radier general cu grosimea de 50cm. [47]

Inspectarea vizuală a construcției este o activitate importantă care ne ajută să observăm eventualele nereguli atât la elementele structurale cât și la cele nestructurale. În urma inspecției vizuale, clădirea prezintă un grad de uzură datorat vârstei și lipsei de intervenții majore și uniforme în vederea întreținerii clădirii. În multe zone (mai ales la betonul din planurile și grinzi) prezintă segregări și lipsa betonului de acoperire, cu armături aparente, corodate, finisajele exterioare și interioare sunt degradate parțial, pardoselile și tencușura este degradată parțial.

Pe parcursul existenței, clădirea a suferit modificări, impuse de necesitățile funcționale. S-au executat modificări (demolări) ale pereților portanți la subsol, realizându-se grinzi de beton (axul 10 între axele J-K), dar care din cauza execuției defectoase, nu asigură preluarea eforturilor, aparând fisuri în peretele portant.

Conform studiului geotehnic, construcția este fundată la adâncimi de aproximativ 1,5m în partea din față (estic) și la 2,5-3,0m în partea vestică (spate).

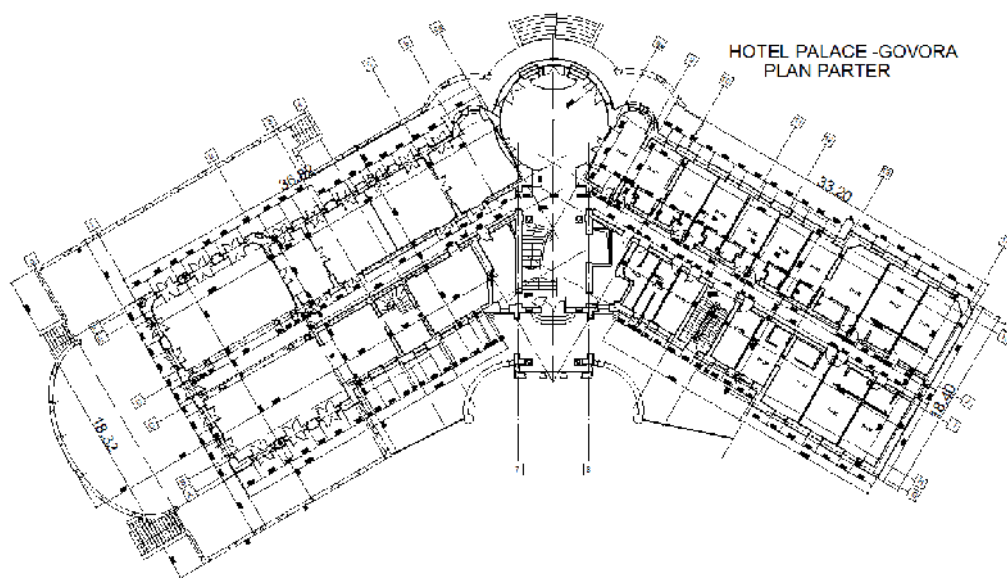
Terenul de fundare este argilo-nisipos, puțin mai slab în partea estică și mult mai rezistent în partea vestică. Presiunile calculate sunt valabile în special pentru treimea estică, pentru restul construcției, presiunile admisibile sunt puțin mai mari. Parametrii terenului de fundare sunt: greutatea specifică  $\gamma = 17kN/m^3$ , modulul de elasticitate  $E = 17000kN/m^2$ , unghiul de frecare interioară  $\phi = 17^\circ$ , coeziunea solului  $c = 2kN/m^2$ , coeficientul lui Poisson  $\nu = 0,35$ , coeficientul de pat  $k_s = 34000kN/m^3$ .

Presiunea convențională de bază este:  $P_{conv} = 226 kPa$ , pentru  $D_f=3m$  și  $B=1,0m$ .

## Soluții de consolidare a cl dirilor degradate în timp din cauze diverse

Conform dezvelirilor executate (sondajul 1 și 2) în zona centrală la subsol, fundația cl dirii este tip radier general din beton cu grosimea de 50cm. Radierul este armat cu două rânduri de armături cu diametru de 16mm dispuse la 50 cm pe ambele direcții.

Structura de rezistență a cl dirii este realizată din zidărie portantă de cărămidă cu grosimea zidurilor de max 100 cm și min 70 cm, la subsol. În suprastructură pereții portanți de cărămidă au grosimea maximă de 75cm și cea minimă de 45cm. De asemenea, stâlpii și grinziile structurii au armatură rigidă (profile metalice înglobate în beton).



**Fig. 5.3 Plan parter Hotel Palace**

Conform rezultatelor încercărilor nedistructive a cărămizii prelevate din pereți, [36] rezultă :

- cărămidă se încadrează în marca M100;
- marca mortarului din rosturile zidăriei de unde au fost prelevate probele de cărămidă, se apreciază la M10.

Planul peste subsol este realizat din :

- beton armat cu grinzi metalice, în zona de extindere a subsolului față de parter;
- beton armat cu grinzi de beton armat, în restul subsolului;

Planurile peste parter și etaje sunt realizate din beton armat cu grinzi.

Acoperișul este tip arpanț de lemn cu învelitoare de eternit și tablă.

Conform rezultatelor încercărilor nedistructive a elementelor de beton armat, [36] rezultă :

- |                       |                                    |
|-----------------------|------------------------------------|
| - stâlp subsol        | - clasa betonului C16/20;          |
| - planul peste parter | - clasa betonului C12/15 - C 8/10; |
| - grinzi peste parter | - clasa betonului C12/15-C8/10;    |
| - planul peste etaj 1 | - clasa betonului C 8/10-02/15;    |
| - grinzi peste etaj 1 | - clasa betonului C12/15;          |
| - planul peste etaj 2 | - clasa betonului C12/15- C16/20;  |
| - grinzi peste etaj 2 | - clasa betonului C12/15;          |
| - planul peste etaj 3 | - clasa betonului C12/15;          |



- grinzi peste etaj 3 - clasa betonului C16/20;
- planșe peste etaj 4 - clasa betonului C12/15;
- grinzi peste etaj 4 - clasa betonului C12/15;

### 5.2.1. Evaluarea stării de eforturi și deformații ale radierului și terenului de fundare

Pentru analiza stării de eforturi și deformații ale radierului și ale terenului de fundare s-a folosit Metoda elementelor finite. Pentru această analiză s-a luat în considerare numai o jumătate a radierului general al clădirii, din cauza formei sale în plan.

În programul AxisVM 11[7] modelarea a fost concepută din două domenii distincte (radierul și pereții de subsol) (Fig. 5.4.). Elementele finite au forma geometrică triunghiulară. Întregul radier a fost modelat ca o placă pe mediul elastic de tip Winkler, pentru aceasta folosindu-se reazeme de suprafață. Modelul Winkler are la bază ipoteza contactului permanent între radierul de fundare și teren și faptul că sub acțiunea încărcărilor, deformațiile terenului în toate punctele de pe suprafața de contact sunt proporționale cu deformațiile radierului, factorul de proporționalitate fiind coeficientul de pat  $k_s$ . [50]

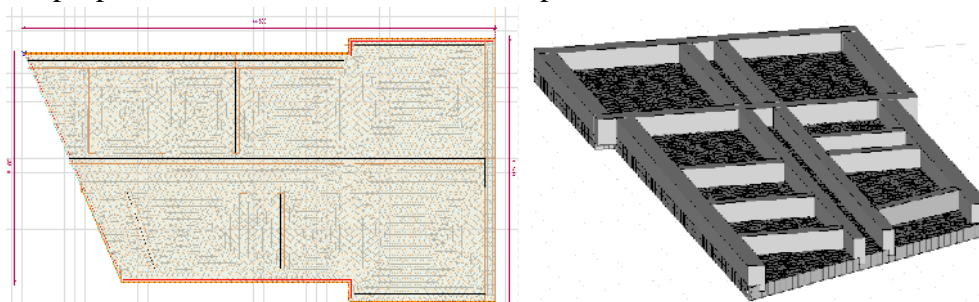


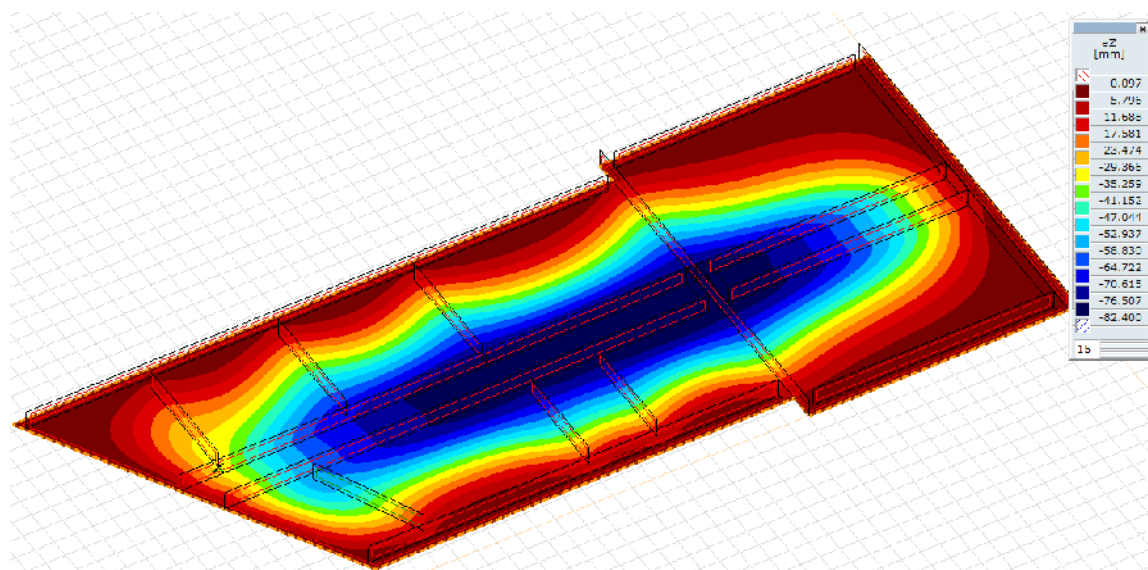
Fig. 5.4 Discretizarea modelului în AxisVM

Tabelul 5.1 Greutățile permanente luate în calcul

	Greutate specifică material [kN/m <sup>3</sup> ]	Suprafața [m <sup>2</sup> ]	Greutate totală [kN]
Radier din b.a.	25	692	8.650
Pereți din cărămidă	20	425	34.523
Planșe din b.a.	25	3.545	13.295

Greutatea utilă aferentă fiecărui nivel a fost considerată egală cu 3kN/m<sup>2</sup> (conform SR EN 1991-1-1). Încărcarea din zăpadă pe acoperiș a fost calculată conform CR1-1-3/2012, aceasta fiind egală cu 1,92kN/m<sup>2</sup>.

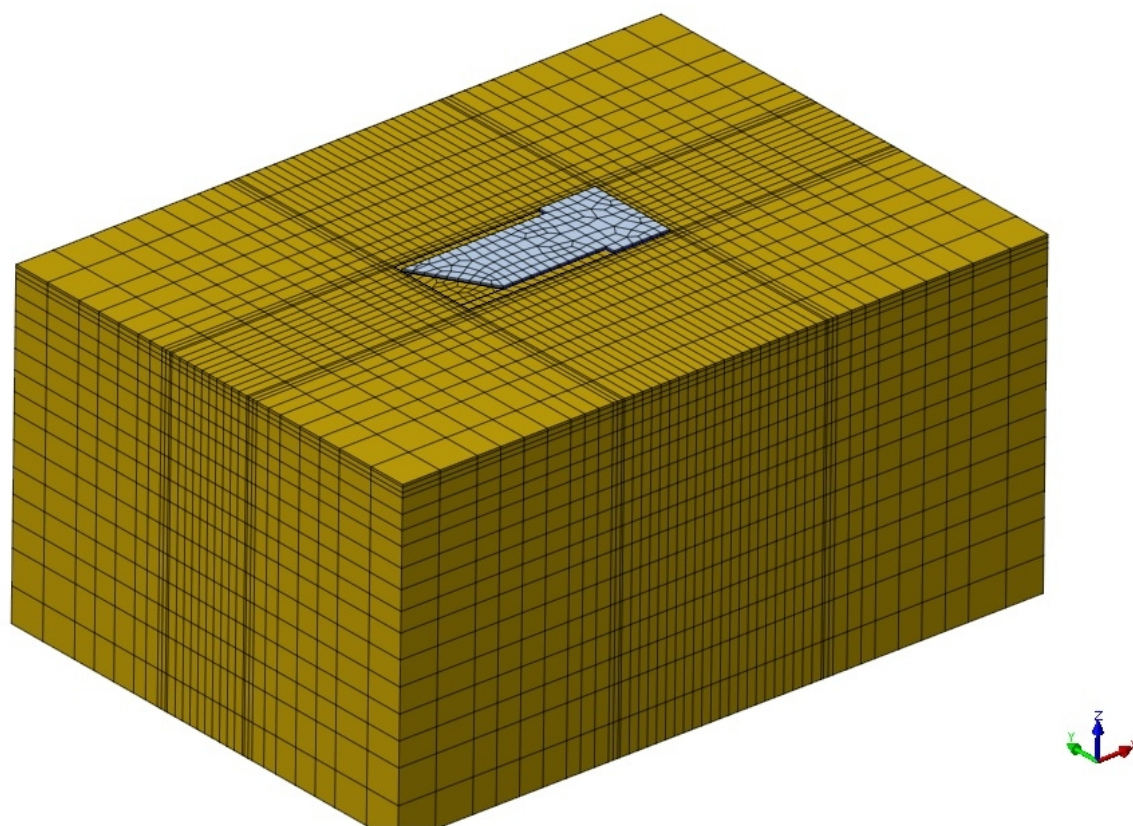
Din analiza cu elemente finite a rezultat o deplasare pe verticală de 82,40mm (Fig. 5.5.).



**Fig. 5.5 Deplasările pe vertical ale radierului general**

În modelarea cu programul FX TNO DIANA [27], geometria radierului a fost considerat ca și în programul AxisVM11, iar încărcările au fost introduse ca și uniform distribuite pe toată suprafața radierului.

Radierul a fost modelat pe o un paralelipiped de pământ, având dimensiunile suficient de mari, astfel încât întreaga zona activă să poată fi observat (Fig. 5.6). Radierul a fost definit ca un element spațial din beton. Terenul de fundare a fost modelat după modelul Mohr-Coulomb. Discretizarea modelului spațial a fost realizat cu elemente tip trapezoidal. [50]



**Fig. 5.6 Discretizarea modelului în FX TNO DIANA**

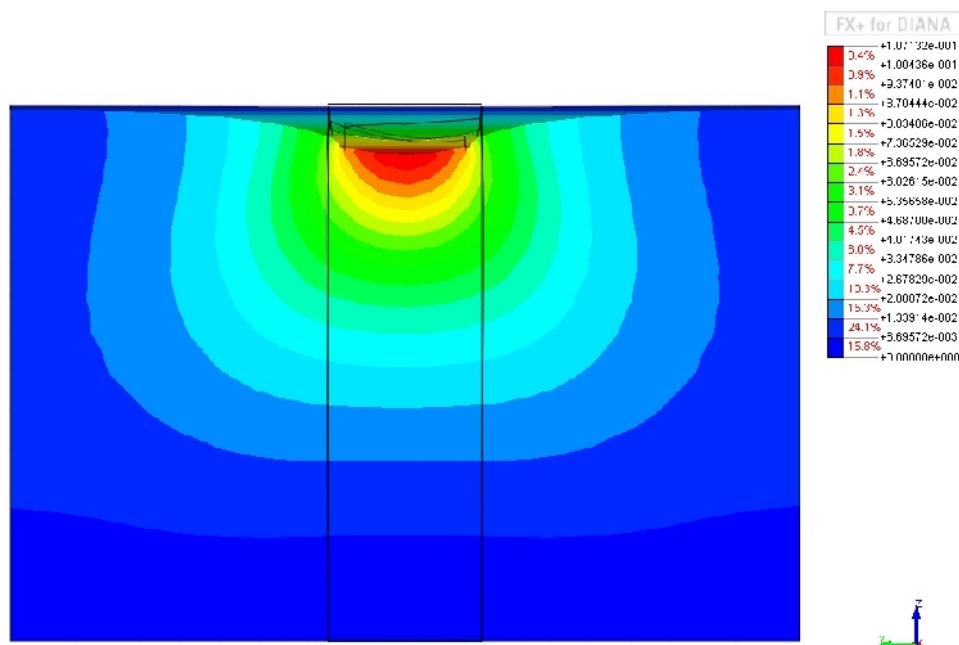


Fig. 5.7 Deplasările pe vertical ale radierului general

Din analiza cu elemnte finite a reultat o deplasare pe vericala de 10,70cm (Fig. 5.7.).

F când o comparație între cele dou modele putem observa diferențe și asem n ri cum ar fi:

- prima asem narea ar fi c deplasarea uniform maxim pe vertical a radierului s-a produs în partea central a sa, chiar dac modul de dispunere al înc rc rilor a fost diferit;
- a dou asem nare se poate observa i din comportamentul cl dirii dealungul timpului, adic în teren nu s-au produs tas ri diferențiate și nu exist degrad ri la nivelul radierului;
- diferența principal find la depl rile verticale. În AxisVM 11 acestea sunt egale cu 8,24cm iar în TNO Diana sunt egale cu 10,70 cm. Aceast diferenț este datorit modelului de calcul diferit al terenului de fundare și distribuția înc rc rilor pe radier, pentru modelarea în AxisVM 11 a fost nevoie s se introduc numai coeficientul de pat al terenului de fundare, pe când în modelarea cu TNO Diana s-au introdus toate caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare;
- tasarea maxim admis , conform normativelor, pentru acest tip de cl dire din zid rie de c rmid , cu dimensiunile în plan i num rul de nivele aferent, este de 15cm;

## 5.2.2. Evaluarea cl dirii la înc rc ri horizontale

### a) Stabilirea nivelului de cunoa tere

Nivelul de cunoa tere realizat determin metoda de calcul permis i valorile factorilor de încredere (CF). Conform tabelul 4.1 din P100-3/2008 prezentat mai jos privind

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

modul de stabilire a metodelor de calcul și a factorilor de încredere s-a stabilit un nivel de cunoaștere limitat KL1.

**Tablul 5.2. Stabilirea nivelului de cunoaștere**

Nivelul cunoașterii	Geometrie	Alc tuirea de detaliu	Materiale	Calcul	CF
Cunoaștere limitată KL1	Din releveul complet al clădirii și verificarea vizuală prin sondaj în teren	Pe baza releveul complet al clădirii și verificarea vizuală prin sondaj în teren	Valori stabilite pe baza caracteristicilor tehnice atașate documentelor de achiziție a materialelor	LF-MRS	CF = 1,35

b) Obiectivele de performanță pentru evaluarea construcției

Evaluarea seismică a clădirilor existente urmrește să stabilească dacă acestea satisfac cu un grad adecvat de siguranță cerințele fundamentale (nivelurile de performanță) avute în vedere la proiectarea construcțiilor noi, conform P 100-1/2006, pct.2.1.

Structura se verifică pentru asigurarea Cerinței de siguranță a vieții asociat unui interval mediu de recurență al evenimentului seismic IMR=100 ani.

Verificarea Cerinței de limitare a degradărilor pentru solicitarea seismică în planul peretelui și perpendicular pe planul peretelui nu este necesar, având în vedere că structura nu prezintă finisaje și instalații speciale.

c) Alegerea metodologiei de evaluare și metodei de calcul

Alegerea metodologiilor de evaluare se face pe baza criteriilor enumerate la punctul 6.6.1 și Anexa D din P100-3/2008.

Metodologia de nivel 1 constă în:

- evaluare calitativ preliminară cf. pct. D.3.3.1 din P100-3/2008;
- evaluare simplificat prin calcul, pentru efectul de ansamblu al acțiunii seismice în planul pereților în varianta propusă;
- evaluarea prin calcul pentru acțiunea seismică perpendiculară pe axul pereților pct. D.3.4.2 din P100-3/2008 nu este necesar având în vedere că există elemente de zidărie (calcane, timpane, frontoane) care prezintă risc de prăbușire, parțial sau total.

Valoarea factorului de comportare adoptat în metodologia de nivel 1 pentru structuri din zidărie simplă (narmată) cf. tabel 6.1 P100-3/2008 este  $q = 1,5$ .

d) Procesul de evaluare

1) Evaluarea calitativ preliminară cf. pct. D.3.3.1.

Evaluarea calitativa preliminară se face ținând seama de:

- caracteristicile generale ale clădirii prin indicatorul  $R_1$ ;
- starea generală de afectare din cauza cutremurului și/sau a altor acțiuni prin

indicatorul  $R_2$ .

*Stabilirea indicatorului  $R_1$*

Regim de înălțime 1.1  $P+2E$ ; 1.2  $> P+2E$

Rigiditatea planșelor în plan orizontal

2.1 rigide; 2.2 fără rigiditate semnificativ

Regularitatea geometrică și structurală

3.1 cu regularitate în plan și în elevație;

3.2 fără regularitate în plan sau în elevație;

3.3 fără regularitate în plan și în elevație;

Conform tabelului prezentat mai jos s-a stabilit valoarea indicatorului  $R_1 = 90$

**Tabelul 5.3. Valoarea indicatorului  $R_1$**

Rigiditate planșee	Regim înălțime	Condiții de regularitate		
		3.1	3.2	3.3
2.1	1.1	100	90	80
	1.2	90	80	70
2.2	1.1	80	60	30
	1.2	70	50	20

*Stabilirea indicatorului  $R_2$*

$$R_2 = A_h + A_v = 60 + 30 = 90$$

**Tabelul 5.4. Valoarea indicatorului  $R_2$**

Tipul avariilor	Elemente verticale $A_v$	Elemente orizontale $A_h$
Nesemnificative	70	30
Moderate	60	20
Grave	45	15
Foarte grave	25	10

*Stabilirea indicatorului  $R_3$*

Evaluarea simplificată prin calculul cf. pct. D.3.4.1.4.

S-au luat în calcul greutatele permanente, provenite din greutatea proprie a elementelor structurale și nestructurale ale construcției [conf. SR EN 1911-1-1], încărcarea utilă [conf. SR EN 1911-1-1] și încărcarea din zăpadă [conf. CR 1-1-3-2012].

- Forța seismică de bază  $F_b = I_e \times S_d(T_1) \times m$

$I_e = 1,2$  - factor de importanță (clădire din clasa de importanță II);

$S_d(T_1)$  - ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale;

$m$  - masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel;

- $= 1,0$  - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modal efectiv asociat acesteia;  
 $S_d(T1) = a_g \cdot x_{(T)/q}$   
 $= 2,5$  - coeficient de amplificare a accelerației verticale a mișcării terenului;  
 $q = 1,5$  - factor de comportare;  
 $a_g = 0,20g$  - accelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta orizontală a mișcării terenului);

$$F_{b.} := \gamma_I \cdot a_g \cdot \frac{\beta}{q} \cdot \eta \cdot \frac{m}{g} \cdot \lambda = 1.859 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$S_{Cap} = 13435,40 \text{ kN}$  - forța tîetore capabil pentru ansamblul cl. dirii

$$R_3 := \frac{S_{cap}}{F_{b.}} = 0.723$$

În conformitate cu cele prezentate mai sus cl. diria se încadrează în **clasa de risc seismic Rs III**, care cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante.

### 5.2.3. Măsurile de consolidare propuse

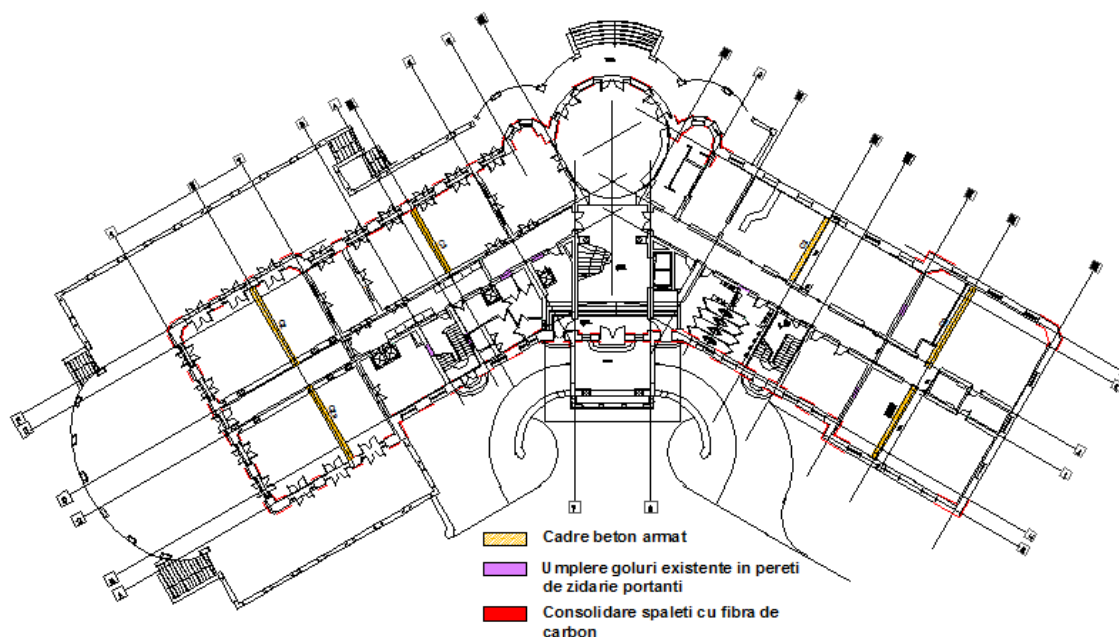


Fig. 5.8. Plan de consolidări și amenajări

Lucrările de consolidare vor cuprinde (Fig. 5.8.):

- Consolidarea șpaletilor de cărmidă cu fibră de carbon, (șpaletii care nu respectă dimensiunile minime necesare conform CR6-2006);

## **Soluții de consolidare a cl dirilor degradate în timp din cauze diverse**

---

- dispunerea unor cadre închise din beton armat pe toată înălțimea cl dirii între axele 2-5/F-D și 10-13/J-L pentru mărirea rigidității transversale.
- Consolidarea planșelor la subsol, prin curățire cu metoda sablării sau cu jet de aer, înlocuirea armăturii corodate sau rupte prin sudare, refacerea stratului de beton prin torcretare (sau tencuire în două straturi) și refacerea tencuielilor;
- Consolidarea grinzilor metalice de planșeu (la subsol) afectate de coroziune, cu platband metalică sudată la partea inferioară după curățarea lor sau folosirea unor fișii din fibră de carbon;
- În vederea realizării de noi goluri de uscat în pereții portanți, se vor executa buiandrugi metalici;
- Consolidarea planșelor de la balcoane, prin curățire prin sablare sau cu jet de aer, înlocuirea armăturii corodate sau rupte prin sudare, refacerea stratului de beton prin torcretare și refacerea tencuielilor;
- Refacerea straturilor de la terasele exterioare (la etaj 4) și refacerea parapetului perimetral;
- Consolidarea arpantei prin înlocuirea elementelor deteriorate ale structurii de rezistent

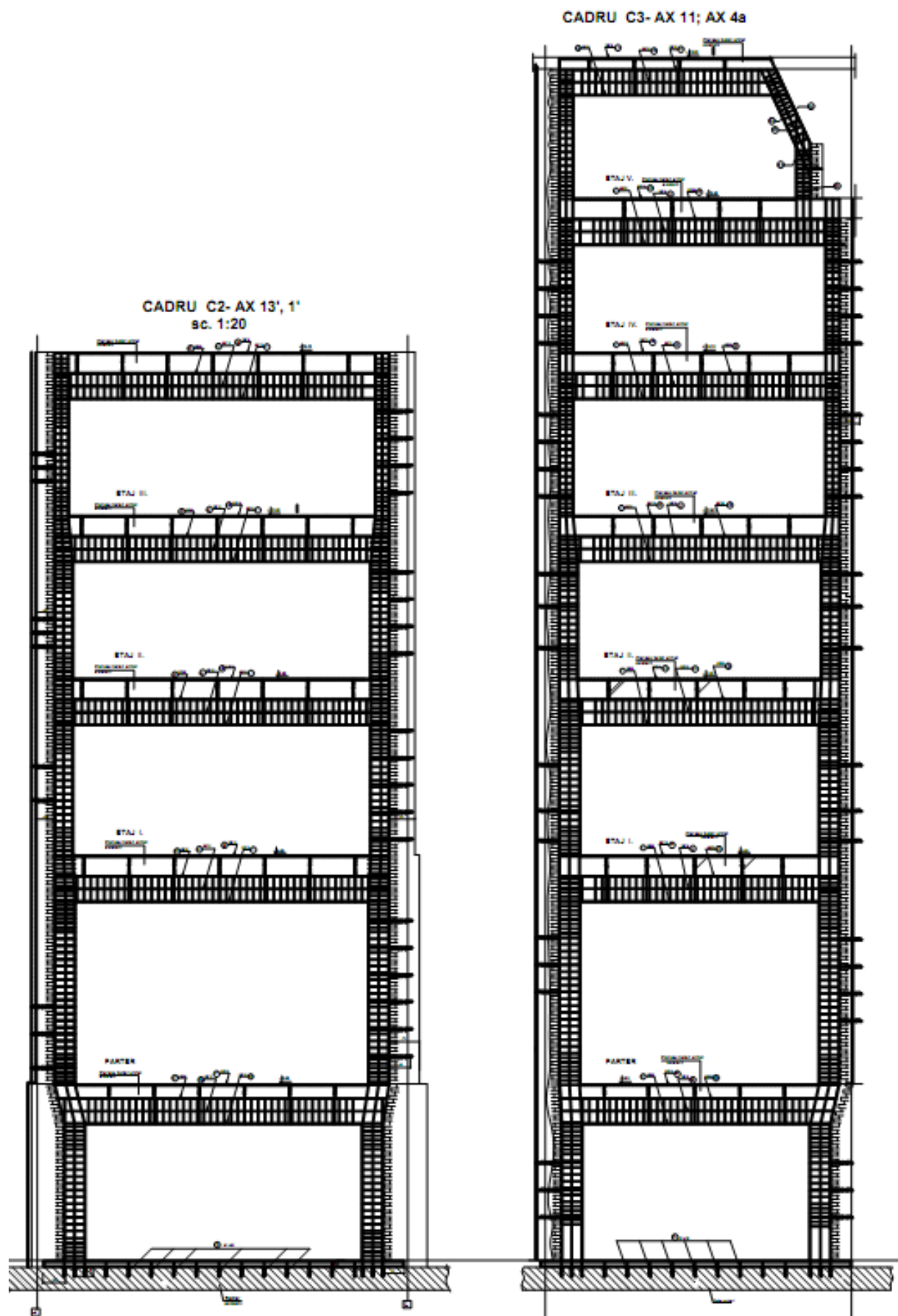


Fig. 5.9. Plan armare cadre de consolidare



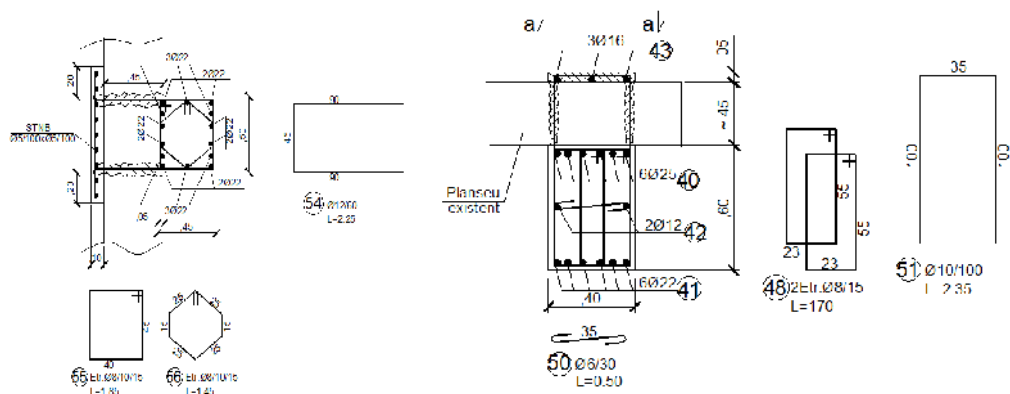


Fig. 5.10. Detalii de armare cadre de consolidare



Fig. 5.11. Armarea cadrului de consolidare

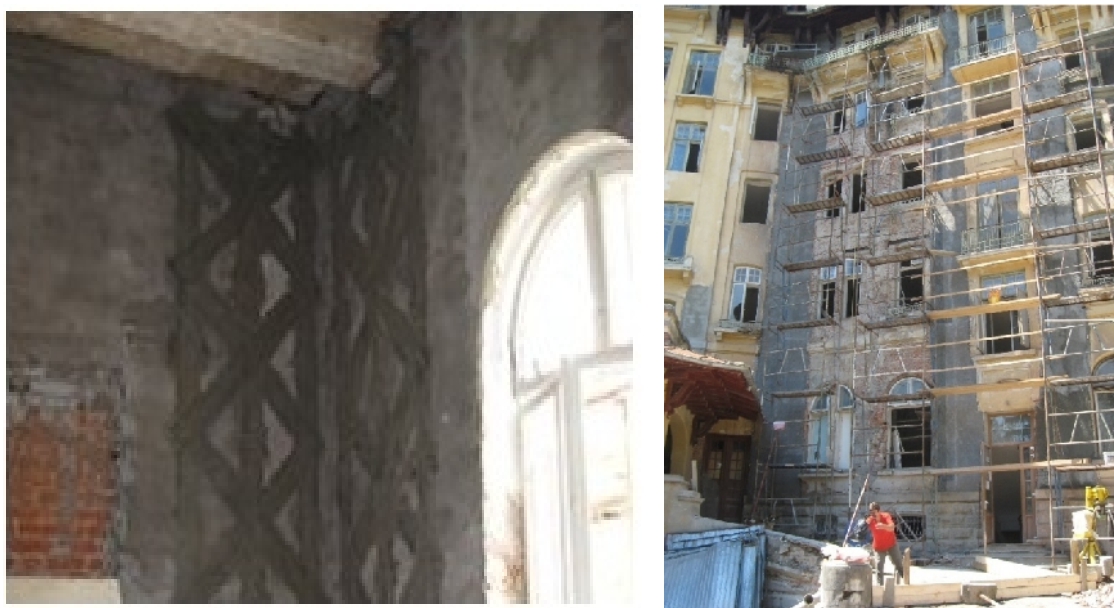


Fig. 5.12. Consolidarea șpaletilor din zid rie cu fibre de carbon

### 5.2.4. Tehnoologia de execuție

1. Pregătirea suportului prin mijloace mecanice și îndepărtarea prafului. Dacă e nevoie se fac reparații la straturile suport din beton cu mortare de reparații speciale tip Sika Repair. Se recomandă ca rezistența la smulgere a suportului să fie min.  $0,50 \text{ N/mm}^2$ . Se recomandă ca toate muchiile vii să fie terminate și rotunjite.
2. Fâziile de țesătură cu lățime de 60 sau 30cm se taie la lungimea necesară, luându-se în calcul faptul că suprapunerea la capetele fâziilor trebuie să fie de cca 10cm (această remarcă e necesară mai ales la confinarea stâlpilor, dar și acolo unde trebuie înclinate fâziile).
3. Se curăță fâziile cu Colma Reiniger, pe partea ce va fi lipită.
4. Pe zona consolidării se aplică un strat de adeziv epoxidic Sikadur-330, în grosime de cca 2mm.
5. Se aplică fâzia de Sika Wrap-230 C, presând-o pe adeziv cu ajutorul unei role de plastic speciale Sika Wrap Anpressrolfer, în așa fel ca adezivul să treacă printre fibrele de carbon iar țesătura să fie înglobată în adeziv.
6. (optional) Dacă se vor aplica mai multe straturi de țesătură, se aplică un nou strat de adeziv și se reiau operațiunile de la pct. 4 și 5. Atenție: atunci când se aplică mai multe straturi, fâzia de țesătură de carbon nu trebuie să aibă întreruperi, ținându-se la lungimea necesară egală cu (lungimea circumferinței x nr. Straturi) + suprapunerea de 10cm.
7. Stratul de adeziv se finisează cu gletiera sau mistria.
8. (optional) Dacă peste consolidare trebuie aplicată o finisare tip glet sau tencuială, peste stratul final de adeziv neîntărit se imprimă nisip, pentru a facilita aderența. [47]

### 5.2.5. Teste experimentale

S-au efectuat 4 teste la smulgere pentru verificarea aderenței pânzei de carbon, prin intermediul rîinii, pe stratul suport din zidărie de cărmidă, prin determinarea rezistenței la smulgere.

Testul a fost realizat pe 4 zone distincte ale pereților consolidați cu pânză de carbon Sika Wrap -230C.

Rezultatele înregistrate privind rezistența la smulgere sunt:

- proba 1 :  $0,55 \text{ N/mm}^2$ ;
- proba 2 :  $0,60 \text{ N/mm}^2$ ;
- proba 3 :  $0,60 \text{ N/mm}^2$ ;
- proba 4:  $0,60 \text{ N/mm}^2$ ;

Ruperea s-a realizat prin suportul de cărmidă și nu prin tencuiala refăcută cu Sika Repair-20, sau prin stratul de material compozit.

### 5.2.6. Analiza comportării structurii inițiale și după consolidare

S-a efectuat o analiză liniară elastică, pe baza spectrului de răspuns elastic, în programul AxisVM 11 [7], unde datorită formei în plan a construcției s-a luat în considerare

numai jum tate din cl dire. În calcul s-au introdus greut țile permanente, provenite din greutatea proprie a elementelor structurale și nestructurale ale construcției (conf. SR EN 1911-1-1), înc rcarea util (conf. SR EN 1911-1-1) i înc rcarea din z pad (conf. CR 1-1-3-2012).

*Înc rcarea permanent ( $G_k$ )*

- $G_{k,1}$  – înc rcarea proprie a elementelor structurale;
- $G_{k,2}$  – înc rcarea permanent a plan eelor - (conform SR EN 1911-1-1, tabelele din Anexa A)

*Înc rcarea util ( $Q_k$ )*

Conform SR EN 1911-1-1, tabelul 6.2. Categoria C pentru nivelele curente (hoteluri):

- $Q_{c,k}$  – înc rcarea util aplicat nivelelor curente: 3 kN/m<sup>2</sup> (hoteluri) + 0.8 kN/m<sup>2</sup> (pereți desp rțitori) = **3.8** kN/m<sup>2</sup>;

*Înc rcarea din z pad ( $S_k$ )*

Înc rcarea din z pad s-a calculat în conformitate cu Normativul Românesc CR 1-1-3-2012 (de asemenea în conformitate cu EN1991-1-3).

$$S_k = \mu_i * C_e * C_t * S_{0,k}$$

- $\mu_i = 0.8$  (coeficientul de form )
- $C_e = 1.0$  (coeficientul de expunere – expunere parțial )
- $C_t = 1.0$  (coeficientul termic)
- $S_{0,k} = 2.0$  kN/m<sup>2</sup> (valoarea caracteristic a înc rc rii din z pad pe sol – de pe hart )

$$S_k = 0.8 * 1 * 1 * 2.0 = \mathbf{1.6} \text{ kN/m}^2$$

*Acțiunea seismic ( $A_{ek}$ )*

Având în vedere c structura se afl în localitatea Govora B i județul Vâlcea, unde valoarea accelerației de vârf este  $a_g = 0.20g$ , s-a folosit spectrul de raspuns elastic normalizat din P100-2006 **Error! Reference source not found.** având urm toarele caracteristici:  $T_C = 0.7$  s,  $T_B = 0.07$  s,  $T_D = 2.75$  s si  $\beta_0 = 2.75$ .

*Combinații de înc rc ri*

Înc rc ri:

- $G_k$  = înc rcarea permanent
- $Q_{c,k}$  = înc rcarea util pe nivelele curente
- $S_k$  = înc rcarea din z pad
- $A_{ek}$  = acțiunea seismic

*Combinațiile fundamentale*

- Combinația la Starea Limit Ultim  
 $1.35 G_k + 1.5 Q_{c,k} + 1.05 S_k$
- Combinația la Starea Limit de Serviciu  
 $1.00 G_k + 0.4 Q_{c,k} + 0.4 S_k$

## Soluții de consolidare a cl dirilor degradate în timp din cauze diverse

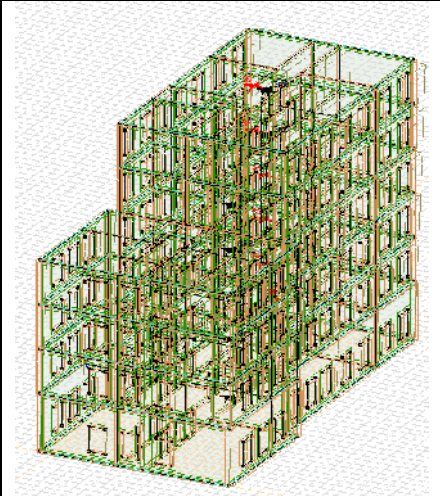
### *Combinăția seismică*

$$1.00 G_k + 0.4 Q_{c,k} + 0.4 S_k + A_{ek}$$

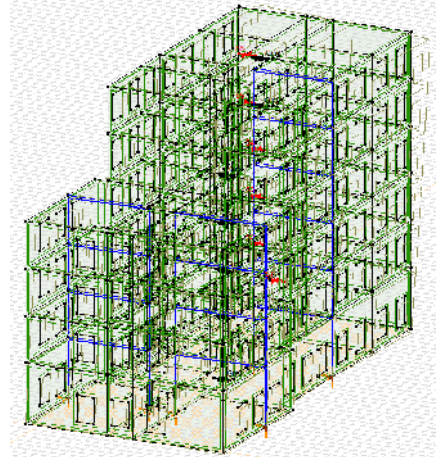
Pereții din zidrie de cărmidă și planșele au fost modelate cu elemente de tip învelitoare, stâlpii și grinziile cadrelor de consolidare au fost modelați cu elemente de tip bară. La partea inferioară s-a considerat un reazem de suprafață.

După efectuarea analizei numerice liniar-elastice pe baza spectrului de răspuns elastic, în care factorul de comportare  $q$  s-a considerat a fi egal cu 1.5, atât pentru cl-direa inițial cât și pentru cea consolidată, s-au obținut următoarele rezultate:

**Tabelul 5.5.** Cl-direa inițial, neconsolidată

Mod de vibrație	Imagine	Perioada [s]	Frecvență [Hz]	Deplasare laterală [mm]
Modul 1		0,507	1,97	65,2

**Tabelul 5.6.** Cl-direa consolidată

Mod de vibrație	Imagine	Perioada [s]	Frecvență [Hz]	Deplasare laterală [mm]
Modul 1		0,483	2,07	40,4

Se poate observa o îmbunătățire a perioadei proprii de vibrație a cl dirii consolidate. Astfel se poate sublinia că măsurile de consolidare propuse au adus un aport la creșterea rigidității construcției implicit un plus prin reducerea deplasărilor laterale și a deformațiilor.

### 5.2.7. Concluzii

- Concluziile rezultate după efectuarea acestui studiu de caz sunt următoarele:
  - Hotelul „Palace” din Govora B, a fost construit în perioada 1911-1914, are o arie construită la sol egal cu  $1372,70\text{m}^2$  și un regim de înălțime S+P+5E+M;
  - Clădirea are o structură compusă din fundație tip radier general din beton armat, suprastructură realizată din pereți portanți din zidrie de cărămidă, planșee din beton armat, acoperi tip ar pant din lemn;
  - În momentul inspecției vizuale clădirea prezenta un grad de uzură datorat vârstei și lipsei de intervenții majore și uniforme în vederea întreținerii clădirii. În multe zone (mai ales în betonul din planșee și grinzi) prezenta segregări și lipsa betonului de acoperire, cu armături aparente, corodate, finisajele exterioare și interioare degradate parțial;
  - La evaluarea calitativă (conform P100-3/2008) pentru încercări orizontale indicatorul  $R_1$  corespunzător condițiilor de alcătuire este egal cu 90%, iar indicatorul  $R_2$  corespunzător degradărilor structurale constatate este egal cu 90%;
  - În cazul evaluării prin calcul (conform P100-3/2008), care constă în determinarea capacității de rezistență la forță tăietoare a clădirii și compararea acesteia cu forța tăietoare de bază, indicatorul  $R_3$  corespunzător gradului de asigurare structural seismică este egal cu 72,30%;
  - Pe baza evaluării calitative și evaluării prin calcul, clădirea analizată se încadrează în clasa III de risc seismic care cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante;
  - Calculul stărilor de eforturi și deformații ale radierului s-a efectuat cu două programe de analiză pe baza elementului finit, AxisVM 11 și TNO Diana. În primul program de calcul, AxisVM11, s-a folosit modelul Winkler pentru calcul radierului, iar în programul TNO Diana s-a folosit modelul Mohr-Coulomb. Dacă facem o comparație între cele două modele putem observa diferențe și asemănări cum ar fi:
    - prima asemănare ar fi că deplasarea uniformă maximă pe verticală a radierului s-a produs în partea centrală a sa, chiar dacă modul de dispunere al încercărilor a fost diferit;
    - a doua asemănare se poate observa și din comportamentul clădirii de-a lungul timpului, adică în teren nu s-au produs tasări diferențiate și nu există degradări la nivelul radierului;

- diferența principală fiind la deplasările verticale. În AxisVM 11 acestea sunt egale cu 8,24cm iar în TNO Diana sunt egale cu 10,70 cm. Această diferență este datorită modelului de calcul diferit al terenului de fundare și distribuția încărcărilor pe radier, pentru modelarea în AxisVM 11 a fost nevoie să se introducă numai coeficientul de pat al terenului de fundare, pe când în modelarea cu TNO Diana s-au introdus toate caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare;
- tasarea maximă admisă, conform normativelor, pentru acest tip de cl dire din zidrie de cărmidă, cu dimensiunile în plan și numărul de nivele aferent, este de 15cm;
- În propunerea de măsuri de intervenție s-a stabilit un nivel de performanță de limitare al degradărilor astfel: consolidarea șpaletelor de cărmidă cu fibră de carbon, dispunerea unor cadre închise din beton armat pe toată înălțimea cl dirii între axele 2-5/F-D și 10-13/J-L pentru mărirea rigidității transversale, consolidarea planșeelor la subsol, prin curățire cu metoda sălării sau cu jet de aer, înlocuirea armăturii corodate sau rupte prin sudare, refacerea stratului de beton prin torcretare, consolidarea grinzilor metalice de planșeu (la subsol) afectate de coroziune, cu platband metalică sudată la partea inferioară după curățarea lor sau folosirea unor fișii din fibră de carbon, consolidarea arpanței prin înlocuirea elementelor deteriorate ale structurii de rezistență ;
- În urma încercărilor, pe elementele consolidate (șpaletă din zidrie), la smulgere pentru verificare a aderenței pânelor de carbon pe suprafața stratului suport din zidrie de cărmidă s-a constatat că stratul suport a fost cel care a cedat, asta însemnând că tehnologia de aplicare a fibrei de carbon și a rigidității a fost executată corect, obținându-se rezultate foarte bune;
- Pentru analiza comportării structurii inițiale și a structurii consolidate s-a efectuat un calcul static, metoda elementelor finite, pe baza spectrului de rezonanță elastic;
- În urma analizei au rezultat:
  - construcția neconsolidată are o perioadă proprie de vibrație de 0,507sec., o frecvență de 1,90Hz și o deplasare maximă la vârf de 65,17mm;
  - construcția consolidată are o perioadă proprie de vibrație de 0,48sec., o frecvență de 2,07Hz și o deplasare maximă la vârf de 40,35mm;
- Astfel se poate sublinia că măsurile de consolidare propuse au adus un aport la creșterea rigidității construcției implicit un plus prin reducerea deplasărilor laterale și a deformațiilor;

## 6.STUDIU DE CAZ: ASPECTE PRIVIND EVALUAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR EXISTENTE DIN BETON ARMAT CONFORM P100-3/2008

### 6.1. Caz II - Hotel „Domogled” din Băile Herculane

Originea Băilor Herculane (Fig. 6.1.) se întinde pe o durată de aproape două milenii. Bazele stațiunii au fost puse în anul 102 d.Ch. de Împăratul Traian, romanii introducând cultul balnear preluat de la greci pe care apoi l-au dezvoltat. Numele stațiunii de care este legat și numele societății noastre, vine de la zeul Hercules, fiul lui Zeus și al frumoasei Elena, consemnat în mitologia romană ca patron al izvoarelor termale, simbol al puterii și al echilibrului între forța fizică și cea spirituală.

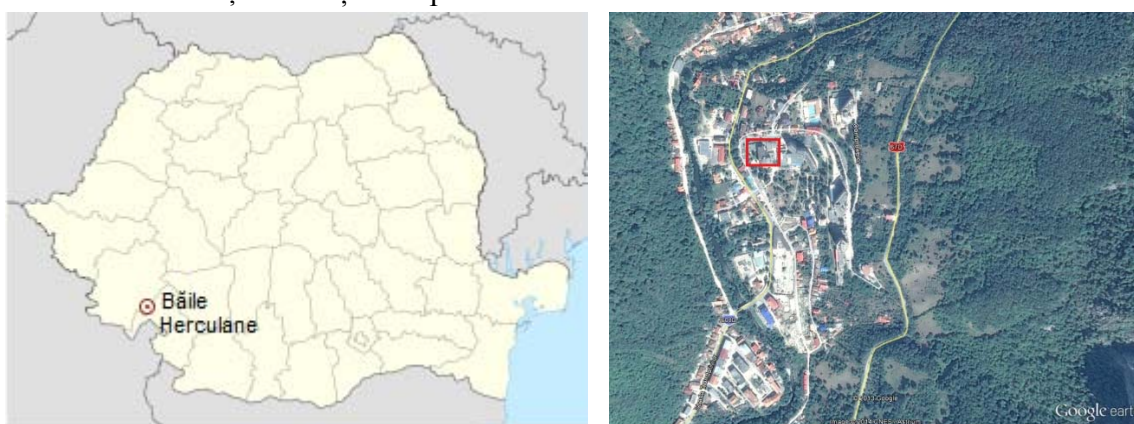


Fig. 6.1 Poziționarea geografică a clădirii

Hotelul Domogled (Fig. 6.2.) este situat în centrul stațiunii Băile Herculane, pe valea râului Cerna, înconjurat de Munții Mehedinți la est și Munții Cernei la vest.



Fig. 6.2. Hotel Domogled

Hotelul este format din mai multe corpuri de clădire independente (Fig. 6.3.), despărțite cu rost între ele. Proiectul care stă la baza construcției a fost realizat în anul 1969 de către Oficiul pentru proiectarea construcțiilor “ Carpați “.

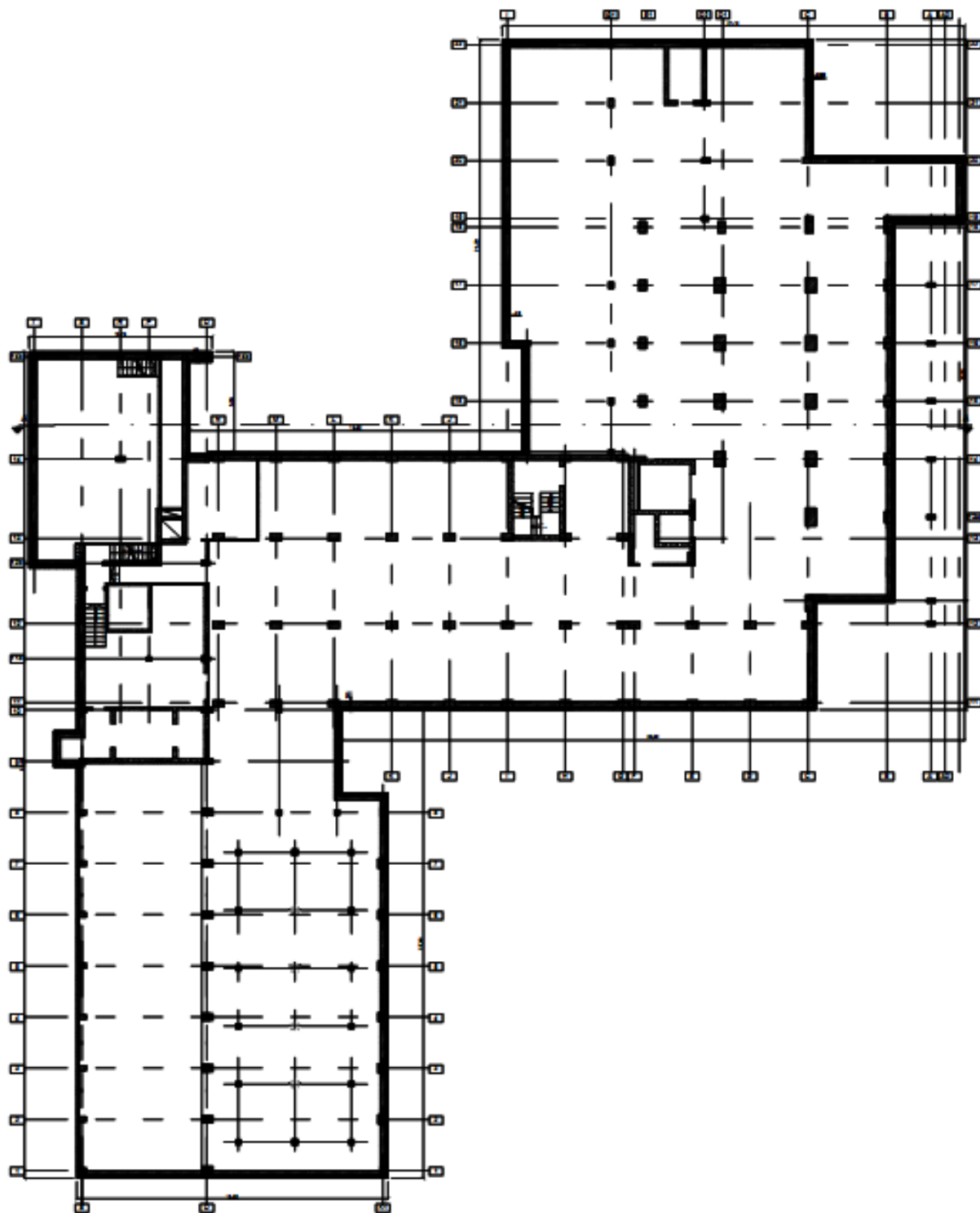


Fig. 6.3. Plan parter



### 6.1.1. Identificarea geometriei structurii

#### CORP A :

**Tabelul 6.1.** Informații privind datele generale și geometria Corpului A

Anul execuției	1970
Aria construită	509,80m <sup>2</sup>
Aria desfășurată	4.222,80m <sup>2</sup>
Amplasare în plan	Între axele A-F/11-18
Dimensiuni în plan	28,40m x 17,95m
Număr de niveluri	S+P+7E
Înălțimea totală a clădirii	24m
Înălțime liberă subsol	2,33m
Înălțime liberă parter și etaj 1	3,35m
Înălțime liberă etaj 2 - etaj 7	2,65m

**Tabelul 6.2.** Informații privind alcătuirea structurală a Corpului A

Tipul fundațiilor	Izolate sub stâlpi din beton armat
Subsol	Structură mixtă alcătuită din diafragme și cadre din beton armat
Sprastructură	Cadre din beton armat
Stâlpi	60cm x 65cm la subsol, parter și etaj 1 40cm x 60cm la etajele 2-7
Grinzi	25cm x 55cm pe direcția transversală 25cm x 30cm pe direcția longitudinală
Planșee	Din beton armat turnat monolit
Acoperiș	Tip terasă necirculabilă
Învelitoare	Bituminoasă

**Tabelul 6.3.** Informații privind clasele de betoane și armările cadrelor la Corpul A

Clasa betonului	Între C6/7,5 și C16/20
Oțel beton	OB37 și PC52
Armarea stâlpilor	4 bare F 18 pe latură
Armare grinzi	3 bare F 18 la partea inferioară
Acoperire cu beton	Aproximativ 0,5cm -1,5cm

#### CORP B :

**Tabelul 6.4.** Informații privind datele generale și geometria Corpului B

Anul execuției	1970
Aria construită	360,60m <sup>2</sup>
Aria desfășurată	3.245,40m <sup>2</sup>
Amplasare în plan	Între axele G-N/11-14
Dimensiuni în plan	24,20m x 14,90m
Număr de niveluri	S+P+7E

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

Înălțimea totală a clădirii	24m
Înălțime liberă subsol	2,33m
Înălțime liberă parter și etaj 1	3,35m
Înălțime liberă etaj 2 - etaj 7	2,65m

**Tabelul 6.5.** Informații privind alcătuirea structurală a Corpului B

Tipul fundațiilor	Izolate sub stâlpi din beton armat
Subsol	Structură mixtă alcătuită din diafragme și cadre din beton armat
Sprastructură	Cadre din beton armat
Stâlpi	60cm x 65cm la subsol, parter și etaj 1 40cm x 60cm la etajele 2-7
Grinzi	25cm x 60cm pe direcția transversală la S, P, E1; 25cm x 45cm pe direcția longitudinală la S, P, E1; 25cm x 50cm pe direcția transversală la E2-E7; 25cm x 40cm pe direcția longitudinală la E2-E7;
Planșee	Din beton armat turnat monolit
Acoperiș	Tip terasă necirculabilă
Învelitoare	Bituminoasă

**Tabelul 6.6.** Informații privind clasele de betoane și armările cadrelor la Corpul B

Clasa betonului	Între C6/7,5 și C16/20
Oțel beton	OB37 și PC52
Armarea stâlpilor	4 bare F 18 pe latură
Armare grinzi	3 bare F 18 la partea inferioară
Acoperire cu beton	Aproximativ 0,5cm -1,5cm

### CORP C :

**Tabelul 6.7.** Informații privind datele generale și geometria Corpului C

Anul execuției	1970
Aria construită	292,30m <sup>2</sup>
Aria desfășurată	876,00m <sup>2</sup>
Amplasare în plan	Între axele C-I/19-22 și G-I/14-18
Dimensiuni în plan	17,75m x 10,60m și 8,35m x 13,60m
Număr de niveluri	S+P+E
Înălțimea totală a clădirii	8,50m
Înălțime liberă subsol	2,33m
Înălțime liberă parter și etaj 1	3,35m

**Tabelul 6.8.** Informații privind alcătuirea structurală a Corpului C

Tipul fundațiilor	Izolate sub stâlpi din beton armat
Subsol	Structură mixtă alcătuită din diafragme și cadre din beton armat
Sprastructură	Cadre din beton armat
Stâlpi	30cm x 40cm la subsol, parter și etaj 1
Grinzi	25cm x 60cm pe direcția transversală 25cm x 45cm pe direcția longitudinală 25cm x
Planșee	Din beton armat turnat monolit
Acoperiș	Tip terasă necirculabilă
Învelitoare	Bituminoasă

**Tabelul 6.9.** Informații privind clasele de betoane și armările cadrelor la Corpul C

Clasa betonului	Între C6/7,5 și C16/20
Oțel beton	OB37 și PC52
Armarea stâlpilor	4 bare F 18 pe latură
Armarea grinzi	3 bare F 18 la partea inferioară
Acoperire cu beton	Aproximativ 0,5cm -1,5cm

**CORP D :**

**Tabelul 6.10.** Informații privind datele generale și geometria Corpului D

Anul execuției	1970
Aria construită	688,60m <sup>2</sup>
Aria desfășurată	2,565,80m <sup>2</sup>
Amplasare în plan	Între axele K1-S/1-12A
Dimensiuni în plan	17,75m x 10,60m
Număr de niveluri	S+P+E
Înălțimea totală a clădirii	8,50m
Înălțime liberă subsol	2,33m
Înălțime liberă parter și etaj 1	3,35m

**Tabelul 6.11.** Informații privind alcătuirea structurală a Corpului D

Tipul fundațiilor	Izolate sub stâlpi din beton armat
Subsol	Structură mixtă alcătuită din diafragme și cadre din beton armat
Sprastructură	Cadre din beton armat
Stâlpi	40cm x 45cm la subsol, parter și etaj 1
Grinzi	30cm x 80cm pe direcția transversală 25cm x 60cm pe direcția longitudinală 25cm x
Planșee	Din beton armat turnat monolit
Acoperiș	Tip terasă necirculabilă

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

Învelitoare	Bituminoasă
-------------	-------------




**Tabelul 6.12.** Informații privind clasele de betoane și armările cadrelor la Corpul D

Clasa betonului	Între C6/7,5 și C16/20
Oțel beton	OB37 și PC52
Armarea stâlpilor	4 bare F 18 pe latură
Armare grinzi	3 bare F 18 la partea inferioară
Acoperire cu beton	Aproximativ 0,5cm -1,5cm

### 6.1.2. Starea elementelor

La elementele de beton armat este prezentă o puternică degradare a betonului, corodarea betonului și oțelului produse de diferiți agenți exteriori (apă, abur, ape termale):

**Tabelul 6.13.** Elemente degradate

Diafragmă subsol	
Stâlp subsol	
Planșeu peste subsol	



Degradările elementelor structurale din beton sunt puternice în zona subsolului și a parterului, parțial la etaj .

Construcția a fost proiectată numai pentru încărcările gravitaționale, fără un sistem structural definit și identificabil pentru preluarea forțelor orizontale seismice.

### 6.1.3. Evaluarea clădirii la încărcări orizontale

Evaluarea siguranței seismice a clădirilor cu pereti structurali din beton armat și cadre din beton armat se face prin coroborarea rezultatelor obținute prin două categorii de procedee : evaluare calitativă și evaluare prin calcul.

Evaluarea calitativă pentru clădirea expertizată s-a făcut conform P100-3/2008 cu Metodologia de nivel 1 și Metodologia de tip 2 de evaluare a siguranței seismice .

Metodologia de tip 1 implică :

- A) Evaluarea calitativă a construcției pe baza criteriilor de conformare, de alcătuire și de detaliere a construcțiilor. Rezultatele examinării calitative se înscriu într-o listă, care arată dacă și în ce măsură construcția și elementele ei satisfac criteriile de alcătuire corectă.
- B) Verificări prin calcul, utilizând metode rapide de calcul structural și verificări rapide ale stării de eforturi (ale efectelor acțiunii seismice) în elementele esențiale ale structurii - procedee de calcul simplificat (conform 6.7.2.-P100/3-2008).

#### 6.1.3.1. Evaluare calitativă

Evaluarea calitativă detaliată se face ținând cont de criteriile prevăzute în tabelul B1 – anexa B din P100/3 -2008.

Lista de condiții de alcătuire pentru structuri de beton armat în cazul aplicării metodologiei de nivel 1:

**Tabelul 6.14. Condiții de alcătuire**

Criteriu	Criteriul este îndeplinit	Criteriul nu este îndeplinit	
		Neîndeplinire moderată	Neîndeplinire majoră
1. Condiții privind configurația structurii			

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

-Traseul încărcărilor este continuu; -Sistemul nu are suficiente legături pentru a avea stabilitate laterală; -Există niveluri slabe din punct de vedere al rezistenței; -Nu există niveluri flexibile -există modificări ale dimensiunilor în plan ale sistemului structural de la nivel la nivel; -Nu există discontinuități pe verticală (toate elementele verticale sunt continue până la fundație ).			
Punctaj total		<b>30</b>	
<b>2.</b> Condiții privind interacțiunile structurii. -Distanța până la clădirea vecină nu depășește dimensiunea minimă de rost Nu există stâlpi captivi scurți			
Punctaj total	<b>10</b>		
<b>3.</b> Condiții privind alcătuirea elementelor structurale -Nu există stâlpi scurți; -Încărcarea axială normalizată a stâlpilor depășește valoarea admisă de 0,55			
Punctaj total			<b>15</b>
<b>4.</b> Condiții referitoare la planșee -planșeul poate fi considerat și diafragma orizontală rigidă			
Punctaj total	<b>10</b>		

Punctajul total pentru ansamblul condițiilor : 65

Punctajul total rezultat ( 65 ) în urma analizei calitative reprezintă procentual măsura în care caracteristicile structurale sunt satisfăcute.

$$R1 = 65\%$$

Evaluarea stării de degradare a elementelor structurale se face pe baza punctajului dat în tabelul 6.15, pentru diferite tipuri de degradare identificate.

**Tabelul 6.15. Degradări constatate**

Criteriu	Criteriul este îndeplinit	Criteriul nu este îndeplinit	
		Neîndeplinire moderată	Neîndeplinire majoră
1)Degradări produse de acțiunea cutremurului	Punctaj maxim :	<b>50</b>	
2)Degradări produse de încărcări verticale	Punctaj maxim :	<b>20</b>	
3)Degradări produse de încărcarea cu deformații ( acțiunea temperaturii )			<b>1</b>

4) Degradări produse de o execuție defectuoasă (beton segregat )			<b>1</b>
5) Degradări produse de factori de mediu asupra betonului și a armăturii de oțel			<b>1</b>
Punctaj total pentru ansamblul condițiilor	<b>73</b>		

Punctajul total rezultat ( 73 ) în urma analizei stării de degradare reprezintă procentual măsura în care este degradată structura .

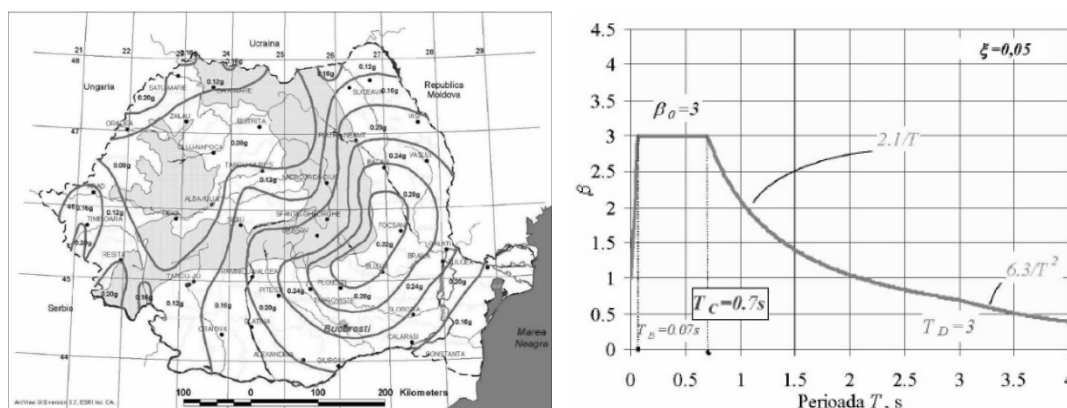
$$R2 = 73 \%$$

### 6.1.3.2. Evaluarea prin calcul (conform 6.8.-P100/3-2008)

Metodologia de nivel 2 implică: evaluarea calitativă constând în verificarea listei de alcătuire structurală (mai detaliate decât în cazul metodologiei de nivel 1) dată în anexele corespunzătoare structurilor din diferite materiale și evaluarea cantitativă bazată pe un calcul structural elastic și factori de comportare diferențiați pe tipuri de elemente.

Calculul structural în domeniul elastic poate utiliza una din cele două metode date în P100-1: 2006, în condițiile date de cod, respectiv metoda forțelor seismice statice echivalente sau metoda de calcul modal cu spectre de răspuns. Se consideră spectrele răspunsului elastic, cu ordonatele nereduse prin factorul  $q$  .

Prin spectre seismice de răspuns se înțelege reprezentarea grafică a valorilor spectral maxime ale răspunsului unui set de sisteme cu caracteristici dinamice proprii diferite, în funcție de perioada proprie neamortizată și fracțiunea din amortizarea critică. Spectrele de răspuns sunt caracteristice unei anumite mișcări a terenului, fiind specifice amplasamentului în care a fost făcută înregistrarea. Parametrii de care depinde răspunsul seismic ( $a_g, \beta$ ) au fost îmbunătățiți ca urmare a prelucrării complete a datelor instrumentale disponibile pentru diferite zone ale teritoriului.



**Fig. 6.4. Zonarea valorilor de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare ( $a_g$ ) și spectru normalizat de răspuns elastic al accelerațiilor absolute pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, în zonele caracterizate prin perioada de colț  $T_C=0,7s$ .**

Obținerea spectrelor seismice de răspuns se poate face direct prin discretizarea accelerogramei cutremurului, acuratețea rezultatelor depinzând de mărimea intervalului de timp în care a fost discretizată înregistrarea. Deoarece spectrele seismice prezintă numai

valori maxime ale răspunsului, independent de istoria mișcării terenului în timp, caracterul lor este aproximativ static. De asemenea spectrele seismice nu furnizează informații referitoare la durata mișcării seismice. În aplicațiile practice se folosesc spectre medii de răspuns, care pot descrie o mișcare seismică medie într-o anumită zonă. Aceste spectre au un caracter convențional, obținându-se prin medierea spectrelor de răspuns normalizate la un nivel unic de intensitate a mai multor cutremure înregistrate; pun în evidență, prin intermediul spectrului Fourier, conținutul de frecvență al accelerogramei din care sunt obținute.

Calculul structural s-a efectuat pentru Corpul B, cuprins între axele G-N/11-14, cu programul Sap2000 [67] și s-au luat în calcul greutatele permanente, provenite din greutatea proprie a elementelor structurale și nestructurale ale construcției (conf. SR EN 1911-1-1), încărcarea utilă (conf. SR EN 1911-1-1) și încărcarea din zăpadă (conf. CR 1-1-3-2012).

### Încărcarea permanentă ( $G_k$ )

- $G_{k,1}$  – încărcarea proprie a elementelor structurale;
- $G_{k,2}$  – încărcarea permanentă a planșelor - (conform SR EN 1911-1-1, tabelele din Anexa A)

### Încărcarea utilă ( $Q_k$ )

Conform SR EN 1911-1-1, tabelul 6.2. Categoria C pentru nivelele curente (hoteluri):

- $Q_{c,k}$  – încărcarea utilă aplicată nivelelor curente:  $3 \text{ kN/m}^2$  (hoteluri) +  $0.8 \text{ kN/m}^2$  (pereți despărțitori) = **3.8**  $\text{kN/m}^2$ ;

### Încărcarea din zăpadă ( $S_k$ )

Încărcarea din zăpadă s-a calculat în conformitate cu Normativul Românesc CR 1-1-3-2012 (de asemenea în conformitate cu EN1991-1-3).

$$S_k = \mu_i * C_e * C_t * S_{0,k}$$

- $\mu_i = 0.8$  (coeficientul de formă)
- $C_e = 1.0$  (coeficientul de expunere – expunere parțială)
- $C_t = 1.0$  (coeficientul termic)
- $S_{0,k} = 2.0 \text{ kN/m}^2$  (valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol – de pe hartă)

$$S_k = 0.8 * 1 * 1 * 2.0 = \mathbf{1.6} \text{ kN/m}^2$$

### Acțiunea seismică ( $A_{ek}$ )

Având în vedere că structura se află în localitatea Băile Herculane județul Caraș-Severin, unde valoarea accelerației de vârf este  $a_g = 0.16g$ , s-a folosit spectrul de raspuns elastică normalizat din P100-2006 **Eroare! Fără sursă de referință.** având următoarele caracteristici:  $T_C = 0.7 \text{ s}$ ,  $T_B = 0.07 \text{ s}$ ,  $T_D = 3.0 \text{ s}$  și  $\beta_0 = 3.00$ .

### Combinatii de încărcări

Încărcări:

- $G_k$  = încărcarea permanentă
- $Q_{c,k}$  = încărcarea utilă pe nivelele curente
- $S_k$  = încărcarea din zăpadă



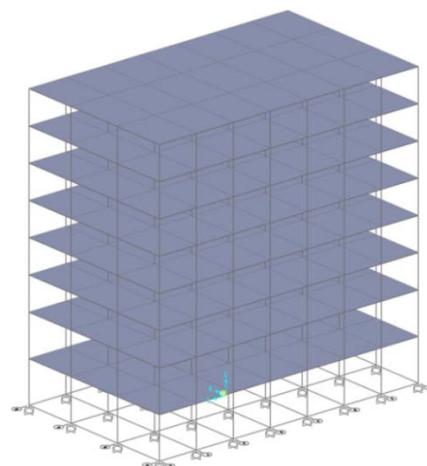
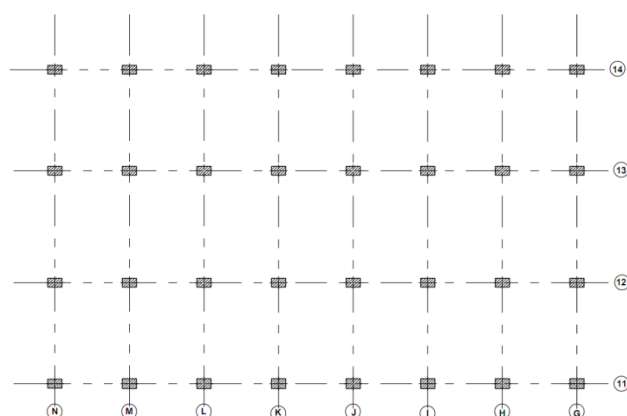
- $A_{ek}$  = acțiunea seismică

*Combinațiile fundamentale*

- Combinația la Starea Limită Ultimă  
 $1.35 G_k + 1.5 Q_{c,k} + 1.05 S_k$
- Combinația la Starea Limită de Serviciu  
 $1.00 G_k + 0.4 Q_{c,k} + 0.4 S_k$

*Combinația seismică*

$$1.00 G_k + 0.4 Q_{c,k} + 0.4 S_k + A_{ek}$$



**Fig. 6.5. Vedere în plan și vedere 3-D a Corpului B**

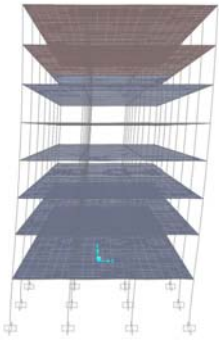
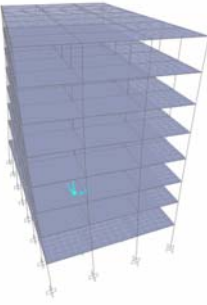
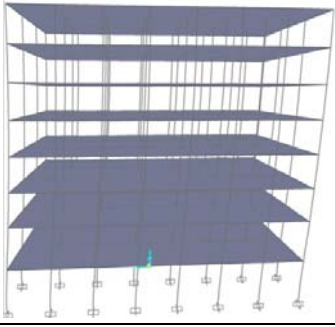
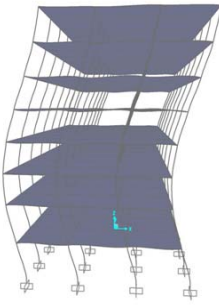
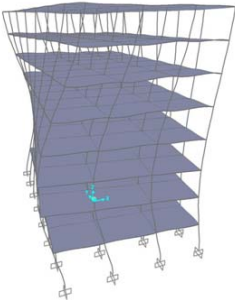
Metoda de analiză numerică cu ajutorul elementului finit este din ce în ce mai utilizată în proiectarea și analiza comportării structurii, sub acțiunea încărcărilor statice și dinamice, în vederea consolidării acesteia. Pe măsură ce tehnologia se dezvoltă, eficiența modelelor de calcul este mai mare.

Modelul numeric al Corpului B (Fig. 6.5.) a fost conceput pentru a fi supus unei analize statice neliniar-elastică pentru a evalua propunerile de intervenție. Cu toate acestea fiabilitatea modelului are o importanță semnificativă în luarea deciziilor de a efectua intervenții la nivel structural în vederea consolidării clădirii existente.

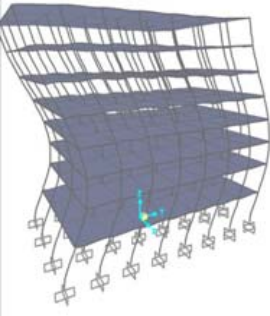
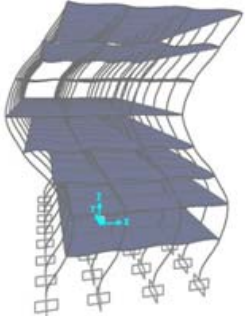
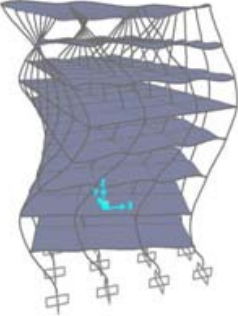
Stâlpii și grinzile sunt modelate cu elemente de tip bară, iar planșeele sunt modelate cu elemente de tip shell. Încărcările sunt introduse ca și încărcări de suprafață pe elementele de tip shell ale planșeelor. Reazemele sunt considerate de tip încastrat. Acțiunea seismică a fost generată pe baza spectrului de răspuns elastic neredus cu factorul de comportare  $q=1$ .

Modurile de vibrație ale modelului numeric împreună cu perioadele proprii de vibrații și frecvențele acestora sunt ilustrate în tabelul de mai jos.

**Tabelul 6.16.** Modurile de vibrație

Mod de vibrație		Perioadă [s]	Frecvență [Hz]
Modul 1 (translație pe axa X)		0,96723	1,03388
Modul 2 (torsiune după axa Z)		0,45178	2,33018
Modul 3 (translație după axa Y)		0,38088	2,76743
Modul 4		0,31095	3,21592
Modul 5		0,24093	4,15058

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

Modul 6		0,21969	4,55187
Modul 7		0,17618	5,67603
Modul 8		0,13709	7,29469
Modul 9		0,12251	8,1692
Modul 10		0,12237	8,17175
Modul 11		0,09987	10,01262
Modul12		0,09526	10,49730

Diagramele de eforturi corespunzătoare fiecărei combinații de încărcări sunt ilustrate mai jos sub formă de tabel.

**Tabelul 6.17. Diagrame de eforturi**

Combinății de încărcări	$1.35 G_k + 1.5 Q_{c,k} + 1.05 S_k$	$1.00 G_k + 0.4 Q_{c,k} + 0.4 S_k$	$1.00 G_k + 0.4 Q_{c,k} + 0.4 S_k + A_{ek}$
Eforturi			
Forța axială			
Moment încovoietor			
Forță tăietoare			

După efectuarea analizei numerice liniar-elastice pe baza spectrului de răspuns elastic, în care factorul de comportare  $q$  s-a considerat a fi egal cu 1, s-a calculat indicatorul  $R_3$  pentru verificarea la moment încovoietor a elementelor structurale ale clădirii, asociat claselor de risc seismic, conform P100-3/2008. Rezultatele acestor calcule sunt prezentate mai jos sub formă de tabel.

**Tabelul 6.18.** Verificarea la moment încovoietor a elementelor structurale

Element	Moment capabil [kNm]	Factor de comportare q	Moment efectiv [kNm]	R <sub>3</sub>
Stâlp	237	3	271	0,875
Grindă transversală	99	2,5	129,5	0,760
Grindă longitudinală	110,4	2,5	171	0,646

**Tabelul 6.19.** Valori ale indicatorului R<sub>3</sub> asociate claselor de risc seismic

Clasa de risc seismic			
I	II	III	IV
Valor R <sub>3</sub> (%) { R <sub>3</sub> = 64,6}			
< 30	31 -60	61 - 90	91 - 100

În conformitate cu cele prezentate mai sus clădirea se încadrează în **clasa de risc seismic Rs III**, care cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante.

#### 6.1.4. Măsuri de consolidare propuse

În propunerea de măsuri de intervenție s-a stabilit un obiectiv de performanță superior : *nivelul de performanță de limitare al degradărilor*. Prin atingerea acestui nivel de performanță se vor asigura următoarele condiții structurale și nestructurale :

- *Condiții structurale*: după cutremur apar doar degradări structurale limitate. Sistemul structural de preluare al încărcărilor verticale și cel ce preia încărcările laterale păstrează aproape în întregime rigiditatea și rezistența inițială. Riscul de pierdere a vieții sau de rănire este foarte scăzut. Pot fi necesare unele reparații structurale minore.

- *Condiții nestructurale*: apar numai avarii nestructurale limitate. Căile de acces și sistemele de siguranță a vieții cum sunt ușile, scările, sistemele de conducte sub presiune rămân funcționale, dacă alimentarea generală cu electricitate este în funcțiune. Ocupanții clădirii pot rămâne în siguranță în clădire, deși pot fi necesare operații de curățare. Riscul de pierdere a vieților sau de rănire datorită degradărilor nestructurale este foarte mic .

Lucrările de consolidare propuse constau în:

- Consolidarea fundațiilor existente prin realizarea unor cuzineți noi , legați cu grinzi de echilibrare antiseismice și realizarea de fundații noi pentru diafragmele de beton propuse;
- Consolidarea prin cămășuire cu beton armat a diafragmelor și cadrelor de la subsol;
- Consolidarea stâlpilor cu pânză de carbon , pe înălțimea parterului și etajului 1;
- Consolidarea cu lamele de carbon a pereților despărțitori din zidărie de cărămidă (corpA+B) pe toată înălțimea clădirilor;
- Consolidarea grinzilor cu pânze de carbon la parter și etajul 1;

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

- Refacerea stratului de acoperire cu beton torcretat la planșee, stâlpi și grinzi în zonele în care armătura este descoperita;

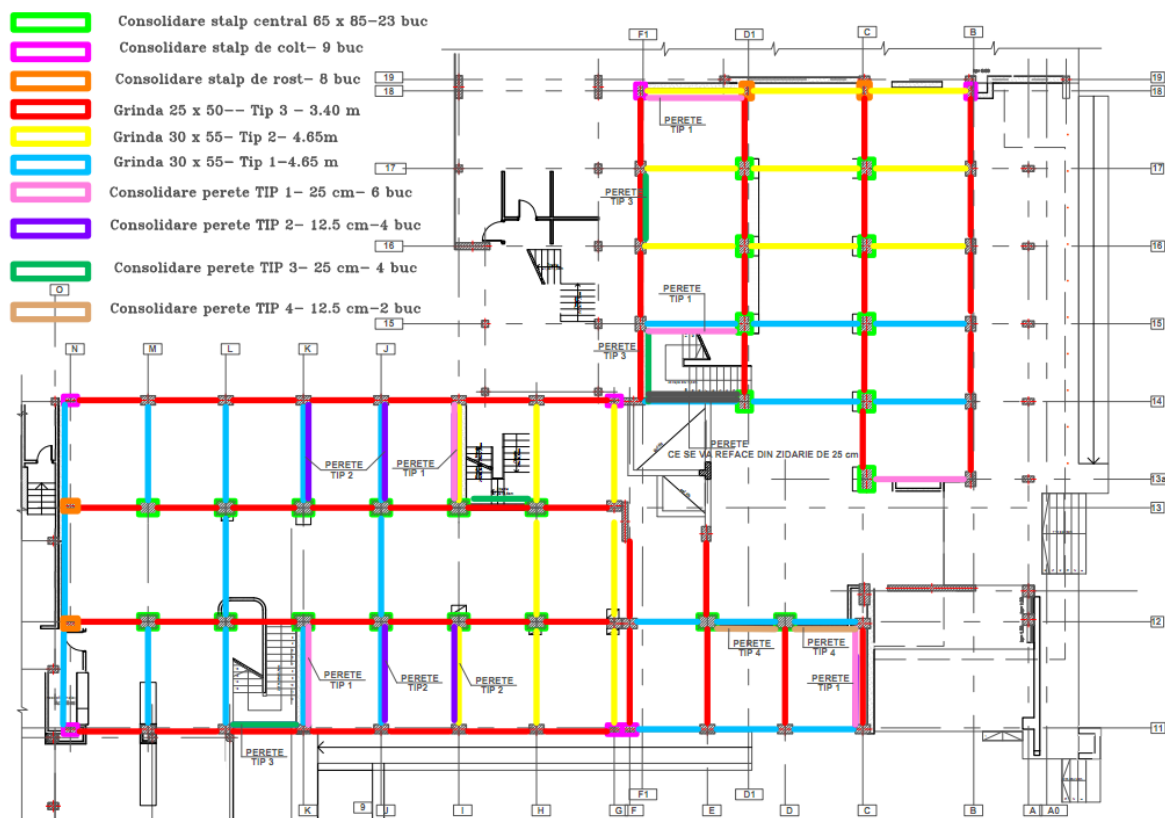


Fig. 6.6. Plan consolidare propus pentru parter și etajul 1

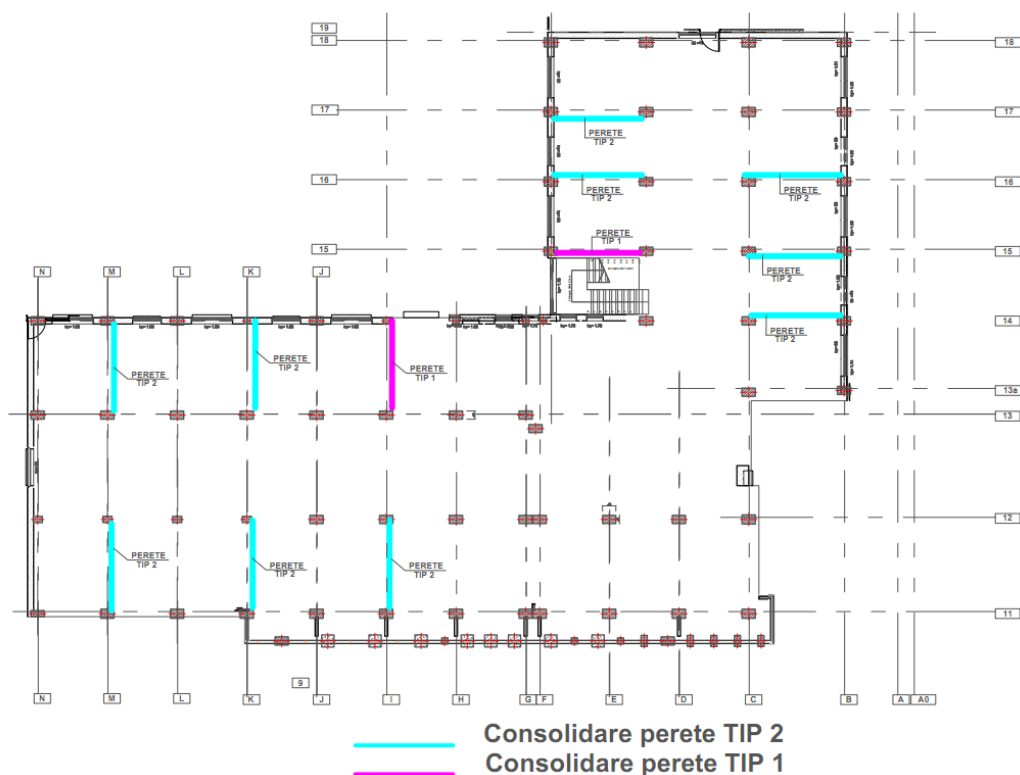


Fig. 6.7 Plan de consolidare propus pentru etajele 2-7



Fig. 6.8 Cosolidarea stâlpilor cu pânze de carbon

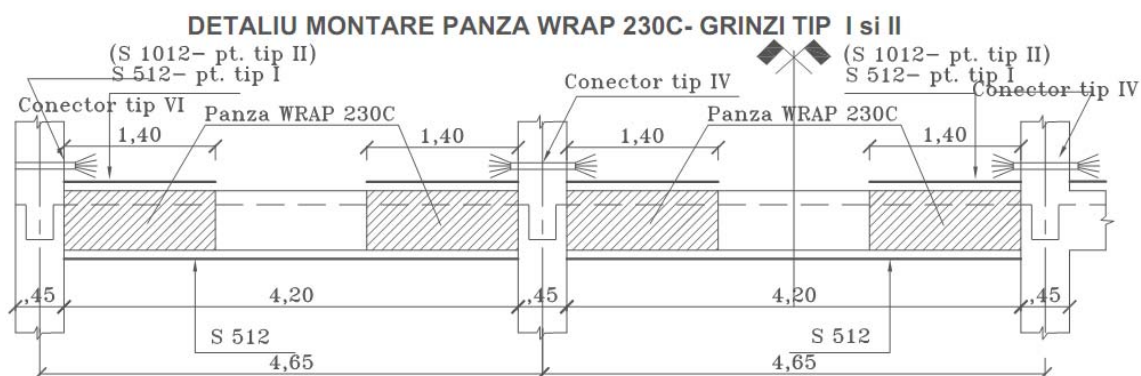


Fig. 6.9 Detaliu de consolidare a grinzilor cu fibre de carbon

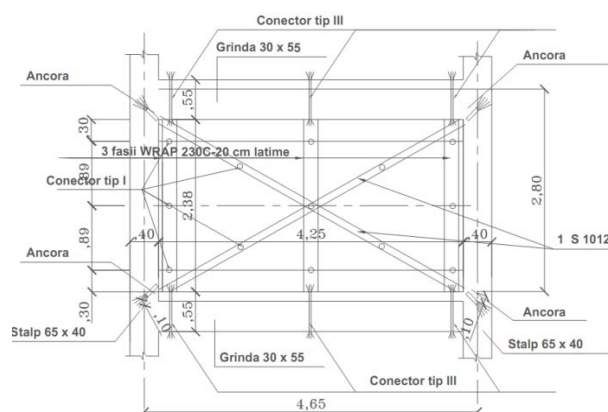


Fig. 6.10. Consolidarea cu pânze și lamele de carbon a pereților despărțitori din zidărie de cărămidă





### 6.1.5. Teste experimentale

S-au efectuat 4 teste la smulgere pentru verificarea aderenței pânzei de carbon, prin intermediul rășinii, pe stratul suport din zidărie de cărămidă, prin determinarea rezistenței la smulgere.

Metoda prin desprindere se bazează pe stabilirea unei relații experimentale între forța necesară desprinderii unei plăci metalice lipite cu un adeziv epoxidic de suprafața elementului de construcție și rezistența la întindere a materialului din care este alcătuit elementul de construcție, dar se poate folosi și la verificarea aderenței altor tipuri de acoperiri adezive, în cazul nostru pânzele de carbon impregnate cu rășini epoxidice lipite pe suprafața pereților din zidărie de cărămidă.

Testul a fost realizat pe 4 pereți consolidați cu pânză de carbon Sika Wrap -230C.

Tehnologia de efectuare a încercărilor de verificare a aderenței pânzelor de carbon impregnate cu rășini epoxidice constă în:

-tăierea unei carote circulare, cu diametru de 50mm, care străpunge toate straturile (pânză de carbon, rășină, zidărie de cărămidă) cu ajutorul unei foreze;

-pe suprafața carotei (neextrase) se lipește cu rășină epoxidică o pastilă metalică cu diametru de 50mm;

-după întărirea rășinii, pastila este prinsă în aparatul extractor (Elcometer 106/6, fig.6.12.) și este trasă către exterior, un indicator scalat de pe aparatul extractor indică forța de smulgere care se exercită asupra pastilei metalice, exprimată în  $N/mm^2$ ;







**Fig.6.12. Elcometer 106/6, aparat pentru efectuarea testelor de verificare a aderenței pe suprafețele suport [91]**

-în momentul desprinderii carotei, indicatorul scalat va rămâne blocat la valoarea indicată în momentul cedării;

-se va verifica suprafața de smulgere a carotei, dacă materialul care a cedat este suprafața suport din zidărie de cărămidă înseamnă că tehnologia de aplicare a fibrei de carbon și a rășinii a fost executată corect;

**Tabelul 6.20.** Etapele testului de verificare a aderenței prin smulgere

<p><i>Etapa I: tăierea carotei circulare.</i></p>	
<p><i>Etapa II: aplicarea rășinei pe suprafața pastilei metalice și lipirea acesteia pe carota circulară.</i></p>	
<p><i>Etapa III: aplicarea forței de smulgere cu ajutorul aparaturii extractor (Elcometer 106/6).</i></p>	
<p><i>Etapa IV: smulgerea carotei și indicarea valorii de smulgere.</i></p>	

Rezultatele înregistrate privind rezistența la smulgere sunt:

- proba 1:  $0,50\text{N/mm}^2$ ;
- proba 2:  $1,80\text{N/mm}^2$ ;
- proba 3:  $1,40\text{N/mm}^2$ ;
- proba 4:  $0,50\text{N/mm}^2$ ;

Ruperea s-a realizat prin suportul de cărămidă și nu prin tencuiala refăcută cu Sika Repair-20, sau prin stratul de material compozit.

### 6.1.6. Analiza numerică a comportării structurii inițiale și a structurii după consolidare

În ultimii ani, analizele statice neliniare au primit o mare atenție din partea cercetătorilor din cadrul ingineriei seismice [15], [19], [28], [63], [63]. Scopul acestor analize este de a descrie comportarea neliniară a structurii atunci când aceasta este supusă la încărcări orizontale. Metoda neliniară statică de tip pushover este indicată pentru evaluarea structurilor existente, de obicei cele ale căror elemente structurale nu au fost inițial dimensionate pentru preluarea încărcărilor orizontale provenite din cutremurele de pământ.

S-a efectuat o analiză statică neliniară de tipul push-over pentru determinarea comportamentului structurii. În acest sens, denumirea analizei neliniare tip „Push-over” sau „Împingere progresivă” provine de la fundamentul metodei: stabilirea unei curbe unice „efort-deplasare”, care să caracterizeze comportarea structurii de rezistență supusă la o excitație – „împingere” monoton crescătoare, din ce în ce mai puternică. Criteriile de verificare ale elementelor structurale „primare” și nestructurale „secundare” sunt definite comparând deformația maximă efectivă produsă de seism cu capacitatea lor maximă de a se deforma și înmagazina energie. Este vorba de un calcul static aplicat pe un model neliniar sau liniar echivalent, acționat de o serie de încărcări gravitaționale (greutatea permanentă, sarcini utile, sarcini climatice-zăpadă) care rămân constante pe tot parcursul experimentului numeric și de încărcări laterale orizontale-seism, care cresc incremental. Analiza de tip push-over oferă o perspectivă necesară în privința comportamentului neliniar fără efectuarea unor analize dinamice neliniare suplimentare.

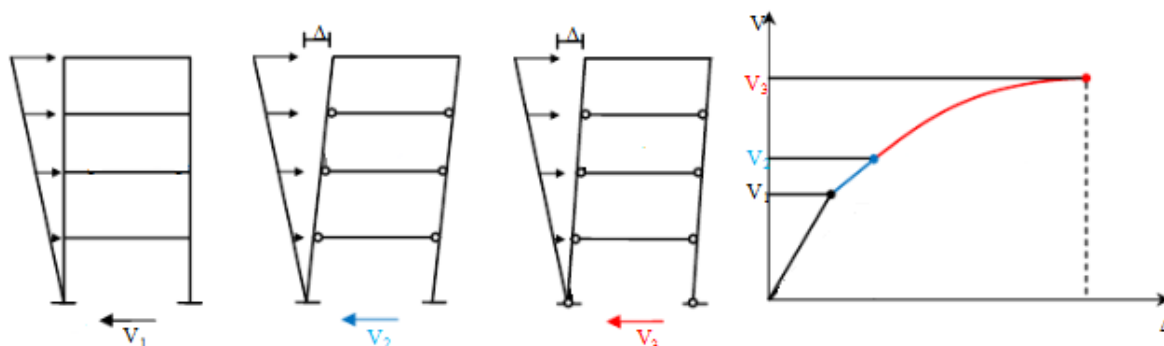


Fig. 6.13. Comportare structură în analiza de tip push-over

Curba „Push-over” reprezintă capacitatea de rezistență a unei structuri supuse acțiunii seismice, se poate obține plecând de la un calcul static neliniar efectuat pe un model cu

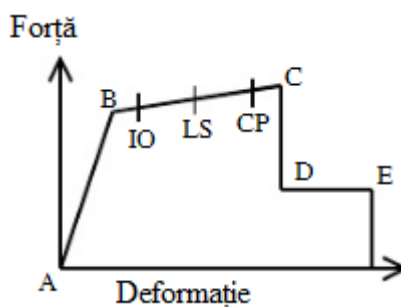
ajutorul Elementului Finit având la bază o lege constitutivă specifică. Astfel, materialul beton armat impune un comportament neliniar al materialului datorită fisurării la întindere și zdrobirii la compresiune a betonului și respectiv curgerii plastice a oțelului moale de construcții. Aceste neliniarități constitutive pot fi luate în considerare prin legi de comportament structural monoton sau ciclic care se pot reprezenta în 3 categorii:

-*Modele globale*, bazate pe legi biliniare elasto-plastice, cu/fără ecrisare (ex. pentru oțel) sau respectiv pe legi triliniare-Takeda (ex. pentru betonul armat) care leagă momentul încovoietor de curbura sau forța tăietoare de deformația specifică unghiulară. Aceste modele necesită un număr mic de parametrii pentru a defini curba primei încărcări ori comportamentul ciclic;

-*Modele locale* cu ajutorul cărora se poate descrie comportarea fiecărui material constitutiv din care sunt alcătuite elementele structurii: fier, beton, aderență fier-beton, zidărie, s.a.;

-*Modele semi-globale* sau modele multistrat sau modele cu fibră. Astfel, în teoria grinzii încovoiate se consideră descrierea geometrică bidimensională a unei secțiuni presupusă a se comporta pe plan cinematic după ipoteza J. Bernoulli a secțiunilor plane și normale, fără deformații de forfecare sau, respectiv după ipoteza S. Timoshenko a secțiunilor deplante (distorsionate) datorită efectului eforturilor unitare tangențiale. [24]

Standardele și normativele [6], [25] includ metode de modelare, criterii admise și proceduri de analiză pentru analiza de tip push-over. Aceste documente definesc criteriul forță-deformație al potențialelor zone de concentrare a articulațiilor plastice într-un element, desemnate ca și „plastic hinges” (articulații plastice) folosite în analiza de tip push-over. Cum se poate vedea și în figura 6.14, punctele marcate cu A, B, C, D și E arată comportamentul forță-deplasare al articulațiilor plastice, iar cele trei puncte marcate cu IO (Ocupare Imediată), LS (Siguranța Vieții) și CP (Prevenirea colapsului) definesc stadii acceptate ale articulațiilor plastice.



**Fig. 6.14. Articulații plastice pentru analiza de tip push-over [25]**

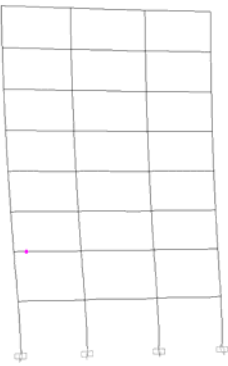
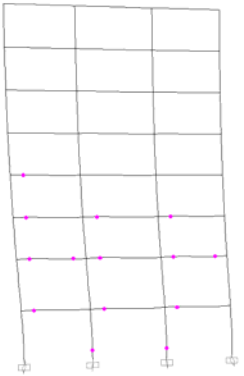
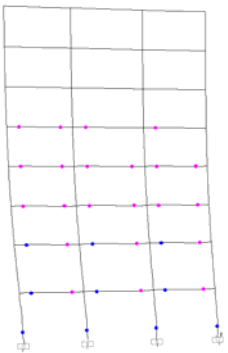
Standardul [25] stabilește cum se trasează curba push-over (efort-deplasare) folosind metoda coeficienților, unde deplasarea necesară este calculată modificând comportarea elastică a deplasării.

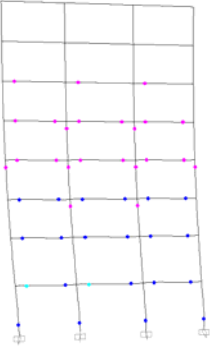
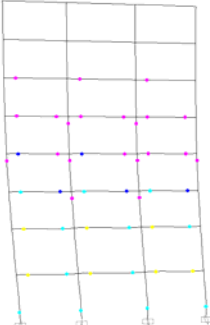
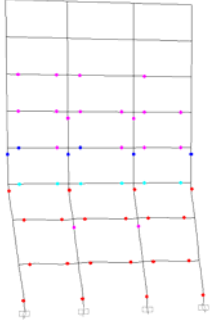
Modelul analitic al clădirii include toate componentele care influențează masa, rezistența și stabilitatea. Elementele nestructurale care nu influențează comportarea structurii nu au fost modelate. Efectul de șabla rigidă al planșeelor a fost luat în considerare prin

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

blocarea nodurilor aferente fiecărui nivel asigurând astfel o deplasare laterală uniformă a elementelor verticale. Grinzile și stâlpii cadrului au fost modelate ca și elemente linie.

**Tabelul 6.21.** Dezvoltarea articulațiilor plastice, deplasare pe direcția transversală

Pasul	Apariția articulațiilor plastice în funcție de nivelul de siguranță	Deplasare	Forță tăietoare de bază
		m	KN
<b>0</b>		0,00000	0,00000
<b>1</b> (Apariția primei articulații plastice în grindă)		0,03548	366,71300
<b>2</b> (Apariția primei articulații plastice la baza stâlpilor)		0,05523	510,24200
<b>3</b>		0,05823	523,77300
<b>4</b>		0,06588	537,55300
<b>5</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Ocupare imediată)		0,16037	612,05700
<b>6</b>		0,21113	640,58600
<b>7</b>		0,26353	663,07000

<p><b>8</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Siguranța Vieții)</p>		<p>0,26796</p>	<p>664,62100</p>
<p><b>9</b></p>		<p>0,31556</p>	<p>674,02300</p>
<p><b>10</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Colaps)</p>		<p>0,34495</p>	<p>678,61400</p>
<p><b>11</b></p>		<p>0,35602</p>	<p>679,30300</p>
<p><b>12</b></p>		<p>0,36485</p>	<p>679,65500</p>
<p><b>13</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Cedare Totală)</p>		<p>0,65000</p>	<p>67,78000</p>

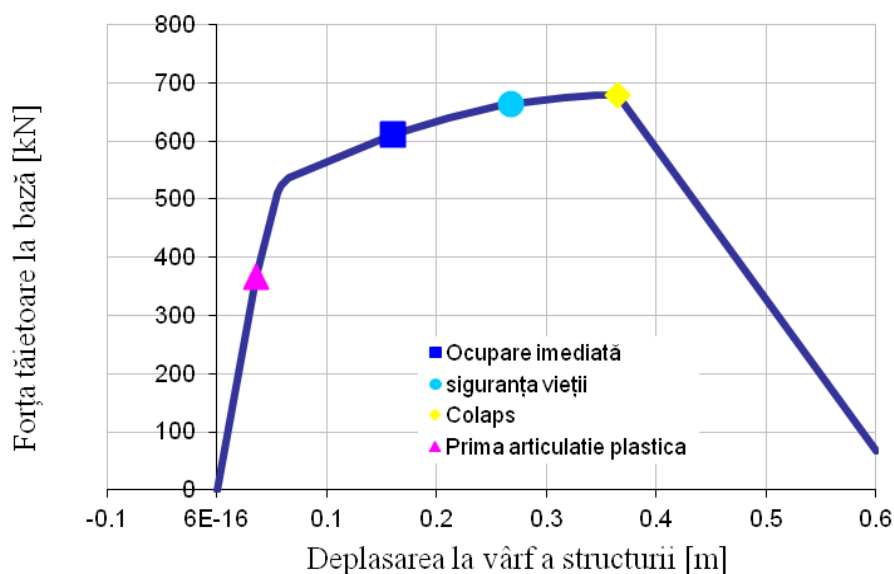
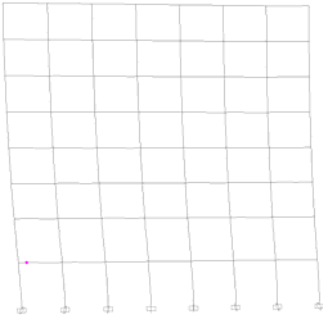
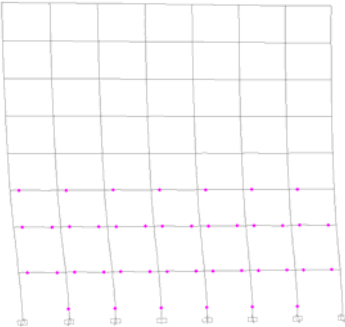
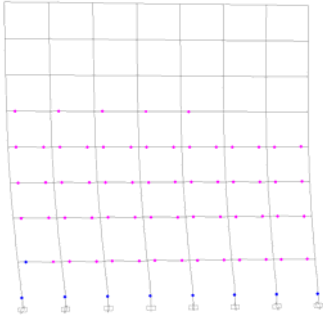
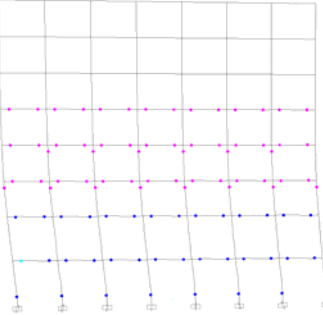
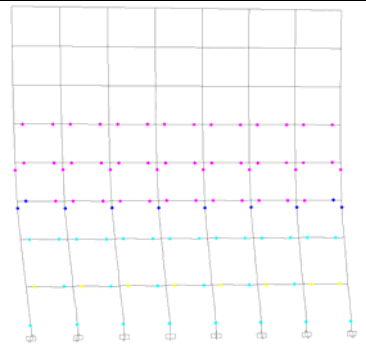
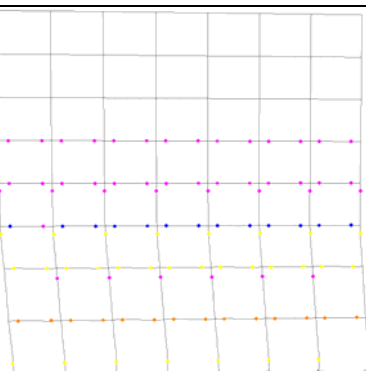


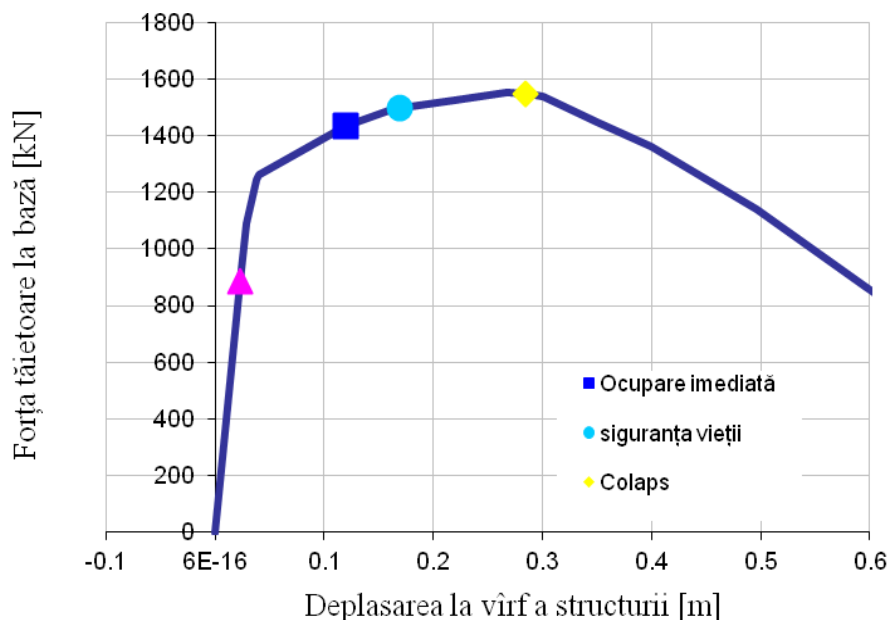
Fig. 6.15. Curba efort-deplasare, deplasare pe direcția transversală

Tabelul 6.22. Dezvoltarea articulațiilor plastice, deplasare pe direcția longitudinală

Pasul	Apariția articulațiilor plastice în funcție de nivelul de siguranță	Deplasare	Forță tăietoare de bază
0		0	0
1 (Apariția primei articulații plastice în grindă)		0,022462	888,444
2		0,028735	1091,297
3 (Apariția primei articulații plastice în stâlpi)		0,038427	1242,887
4		0,04069	1260,79
5 (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Ocupare imediată)		0,119706	1433,641
6		0,162739	1492,574
7 (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Siguranța Vieții)		0,218865	1525,345

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

<b>8</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Colaps)		0,266483	1551,231
<b>9</b>		0,270639	1551,709
<b>10</b>		0,284153	1549,502
<b>11</b>		0,288457	1547,535
<b>12</b>		0,300883	1536,754
<b>13</b>		0,399883	1363,598
<b>14</b>		0,546478	1004,381
<b>15</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Cedare Totală)		0,744478	465,424



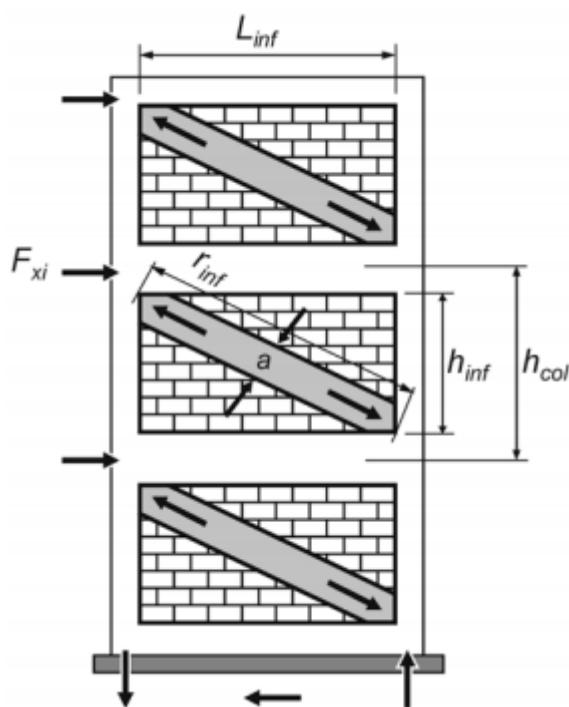
**Fig. 6.16.**Curba efort-deplasare, deplasare pe direcția longitudinală



Construcții a căror suprastructură este în cadre din beton armat și pereți de umplură din zidărie de cărămidă sunt construite peste tot în întreaga lume, inclusiv în regiunile cu o activitate seismică ridicată.

Umpluturile din zidărie de cărămidă la structurile în cadre din beton armat sunt considerate de obicei ca și elemente nestructurale iar contribuția lor la rigiditatea structurii este în general ignorată, dar pereții din zidărie de cărămidă interacționează cu cadrele din beton armat atunci când structura este solicitată la încărcări orizontale având contribuție la disiparea energiei. Pereții de umplură pot fi integrați sau neintegrați în preluarea forțelor orizontale în funcție de conexiunile lor cu cadrul din beton armat. Așa cum au arătat în studiile lor ([10], [12], [22], [26], [33], [34], [41], [51], [53], [66], [73]) și din experiența cutremurelor trecute prezența pereților de umplură din zidărie de cărămidă schimbă răspunsul seismic al construcțiilor în cadre din beton armat. Creșterea rigidității aduce un plus prin reducerea deplasărilor laterale, implicit a deformațiilor.

După aplicarea măsurilor de consolidare, s-a efectuat o analiză statică neliniară de tip push-over în care pereții din zidărie de cărămidă au fost modelați cu elemente de tip bară ca și contravântuiri care lucrează numai la compresiune. Modelul analitic al clădirii include toate componentele care influențează masa, rezistența și stabilitatea. Elementele nestructurale care nu influențează comportarea structurii nu au fost modelate. Efectul de șaibă rigidă al planșeelor a fost luat în considerare prin blocarea nodurilor aferente fiecărui nivel asigurând astfel o deplasare laterală uniformă a elementelor verticale. Grinzile și stâlpii cadrului au fost modelate ca și elemente linie.



**Fig. 6.17. Echivalarea pereților de umplură din zidărie ca și contravântuiri care lucrează numai la compresiune**

Rigiditatea axială a contravântuirilor echivalente s-a calculat conform [25].

$$\lambda_1 = \left( \frac{E_m t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right)^{0.25}$$

$$a = 0.175 \cdot (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} L_{diag}$$

$$k_{inf} = \frac{a \cdot E_m \cdot t_{inf}}{L_{diag}}$$

$$N_{comp} = \frac{A_{inf} \cdot f_{sinf}}{\cos\theta}$$

$E_m$  - modulul de elasticitate al peretelui de umplutură din zidărie de cărămidă;

$E_{fe}$  - modulul de elasticitate al betonului din cadru;

$t_{inf}$  - grosimea peretelui de umplutură din zidărie de cărămidă;

$h_{col}$  - înălțimea stâlpului cadrului;

$I_{col}$  - momentul de inerție al stâlpului cadrului;

$h_{inf}$  - înălțimea peretelui de umplutură;

$L_{diag}$  - lungimea diagonalei echivalente;

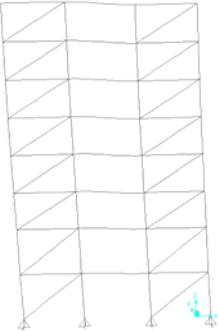
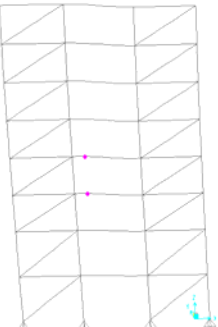
$A_{inf}$  - aria peretelui de umplutură;

$f_{sinf}$  - rezistența la forța tăietoare a zidăriei de cărămidă;

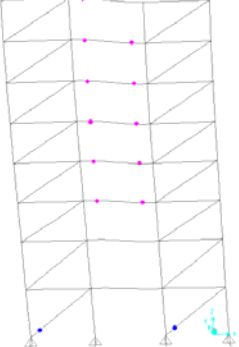
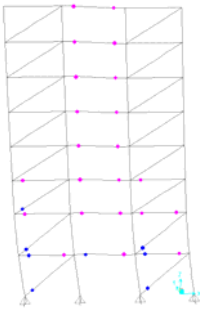
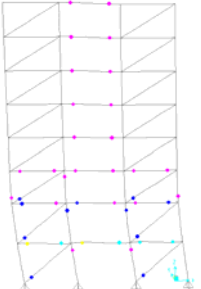
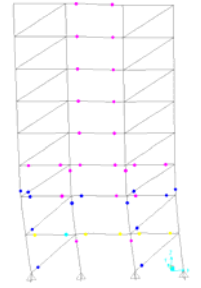
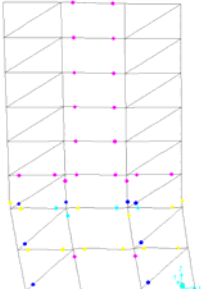
$a$  - lățimea diagonalei echivalente;

$\theta$  - unghiul făcut de diagonala echivalentă cu orizontala.

**Tabelul 6.23.** Dezvoltarea articulațiilor plastice (la cadrul consolidat), deplasare pe direcția transversală

Pasul	Apariția articulațiilor plastice în funcție de nivelul de siguranță	Deplasare	Forță tăietoare de bază
		m	KN
0		0,00000	0,00000
1		0,00084	0
2 (Apariția primei articulații plastice în grinzi)		0,044	2.586

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

<p style="text-align: center;"><b>3</b> (Apariția primelor articulații plastice în contravântuiri)</p>		0,0458	2.586
<p style="text-align: center;"><b>4</b></p>		0,849	4.573
<p style="text-align: center;"><b>5</b></p>		0,115	5.389
<p style="text-align: center;"><b>6</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Ocupare imediată)</p>		0,166	5.870
<p style="text-align: center;"><b>7</b></p>		0,191	6.053
<p style="text-align: center;"><b>8</b></p>		0,194	6.062
<p style="text-align: center;"><b>9</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Siguranța Vieții și apariția primei articulații plastice în stâlpi)</p>		0,25	6.200
<p style="text-align: center;"><b>10</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Colaps)</p>		0,29	6.240
<p style="text-align: center;"><b>11</b></p>		0,33	6.252
<p style="text-align: center;"><b>12</b> (Articulațiile plastice din stâlpi au atins nivelul de Colaps)</p>		0,39	6.250
<p style="text-align: center;"><b>13</b></p>		0,44	6.201

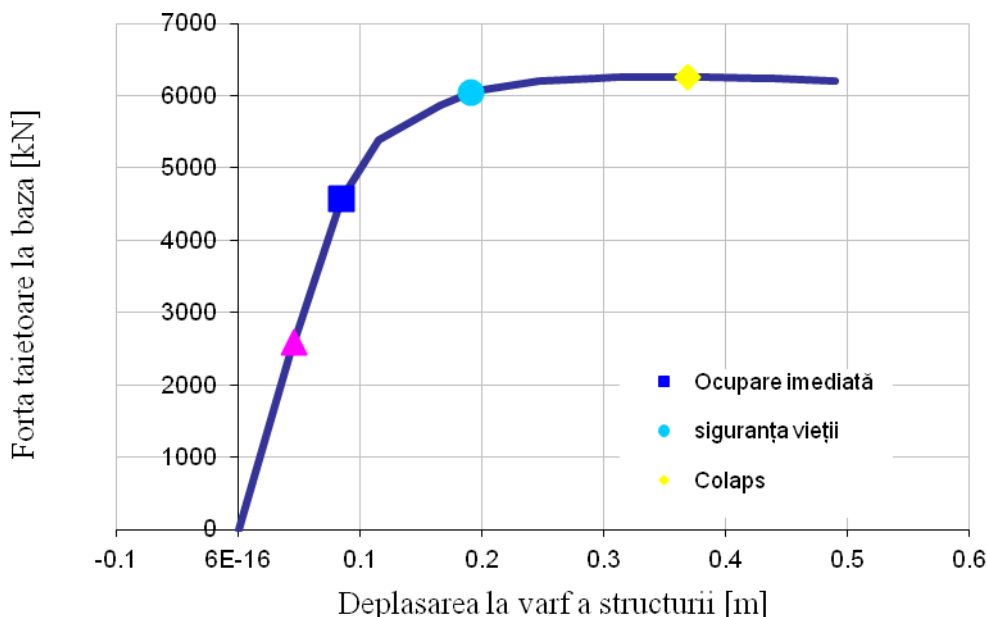


Fig. 6.17. Curba efort-deplasare, deplasare pe direcția transversală a clădirii consolidate

Forța tăietoare de bază

$$F_b := \gamma \cdot I \cdot a_g \cdot \frac{\beta}{q} \cdot \eta \cdot \frac{m}{g} \cdot \lambda = 1.132 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Tabelul 6.24. Tabel centralizator

	Forța tăietoare de bază [kN]	Forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice [kN]
Domeniul elastic	1132	
Clădire neconsolidată		366,71
Clădire consolidată		2586

După cum se poate observa forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice la clădirea neconsolidată este mult mai mică decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic, aproximativ 32,39% din valoarea forței tăietoare de bază, iar pentru clădirea consolidată forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice este mai mare cu aproximativ 2,28 ori decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic.

Conform studiului geotehnic terenul de fundare este constituit din pietriș și bolovăniș implantat în nisip mare galben, astfel s-a considerat un coeficient  $k_s=72000\text{kN/m}^3$ .

S-a efectuat o analiză statică neliniară în care s-au luat în considerare blocurile de fundare din beton simplu, cuzineții din beton armat și cadrele de la nivelul subsolului. Toate acestea au fost modelate cu elemente de tip bară, iar pentru a simula interacțiunea teren-infrastructură s-au realizat legături de tip "springs" pe direcția orizontală, iar valoarea lor a fost calculată prin reducerea la jumătate a coeficientului de pat care s-a înmulțit cu aria de pământ aferentă fiecărui tip de element al infrastructurii în parte, astfel:

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

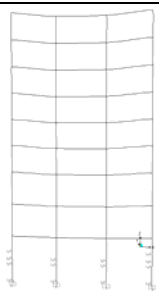
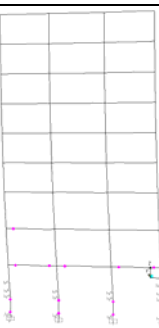

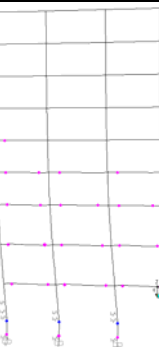
$$\frac{72000}{2} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.4\text{m} \cdot 0.65\text{m}) = 9.36 \times 10^3 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{72000}{2} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left( 1.20\text{m} \cdot 0.6\text{m} + \frac{0.55\text{m}}{2} \cdot 0.95\text{m} \right) = 3.533 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

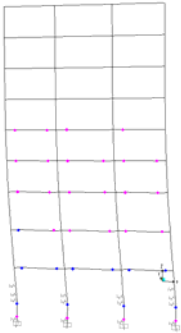
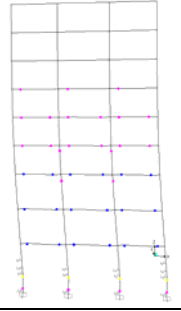
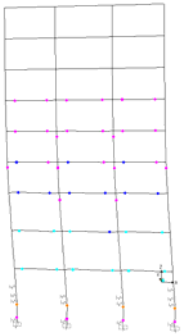
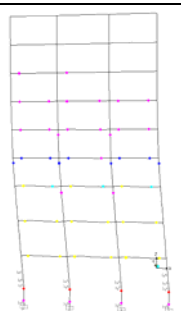
$$\frac{72000}{2} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left( \frac{0.55\text{m}}{2} \cdot 0.95\text{m} + 0.85\text{m} \cdot 1.9\text{m} \right) = 6.755 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{72000}{2} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.85\text{m} \cdot 1.9\text{m}) = 5.814 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

**Tabelul 6.25.** Dezvoltarea articulațiilor plastice (la cadrul neconsolidat), deplasare pe direcția transversală

Pasul	Apariția articulațiilor plastice în funcție de nivelul de siguranță	Deplasare	Forță tăietoare de bază
		m	KN
<b>1</b>		0	0
<b>2</b> (Apariția primei articulații plastice în grinzi)		0,044	326
<b>3</b>		0,058	376
<b>4</b>		0,12	480

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

<b>5</b>		0,18	543
<b>6</b>		0,26	610
<b>7</b>		0,28	621
<b>8</b>		0,33	64
<b>9</b>		0,39	673
<b>10</b> (Nivelul articulațiilor plastice aferente stadiului Colaps)		0,41	682

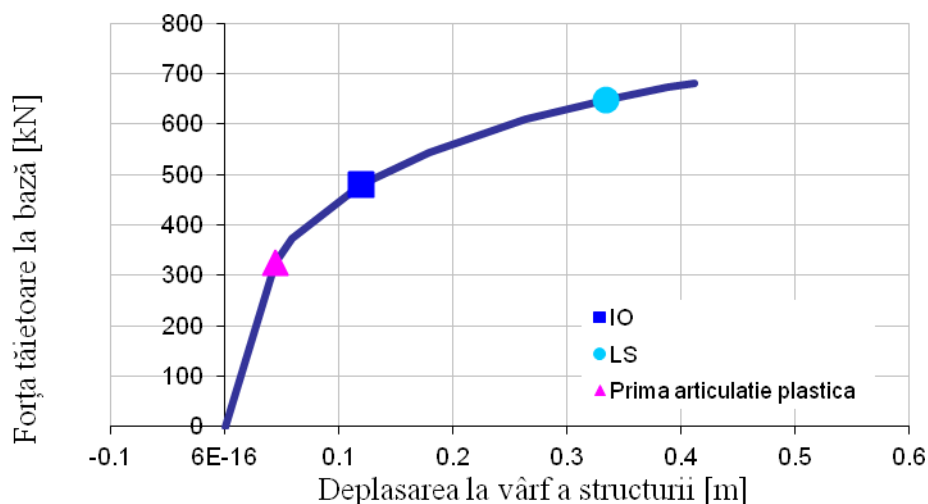
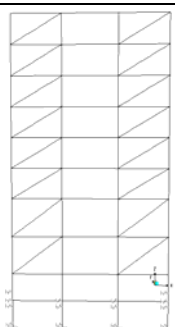
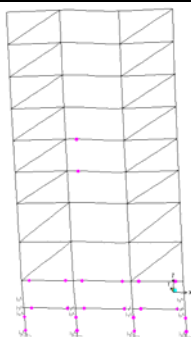
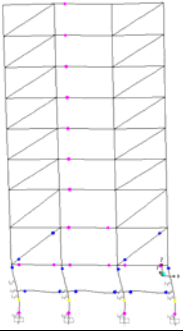
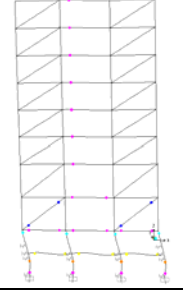
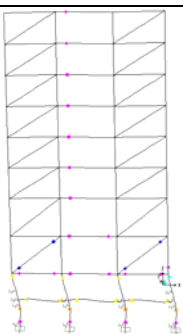


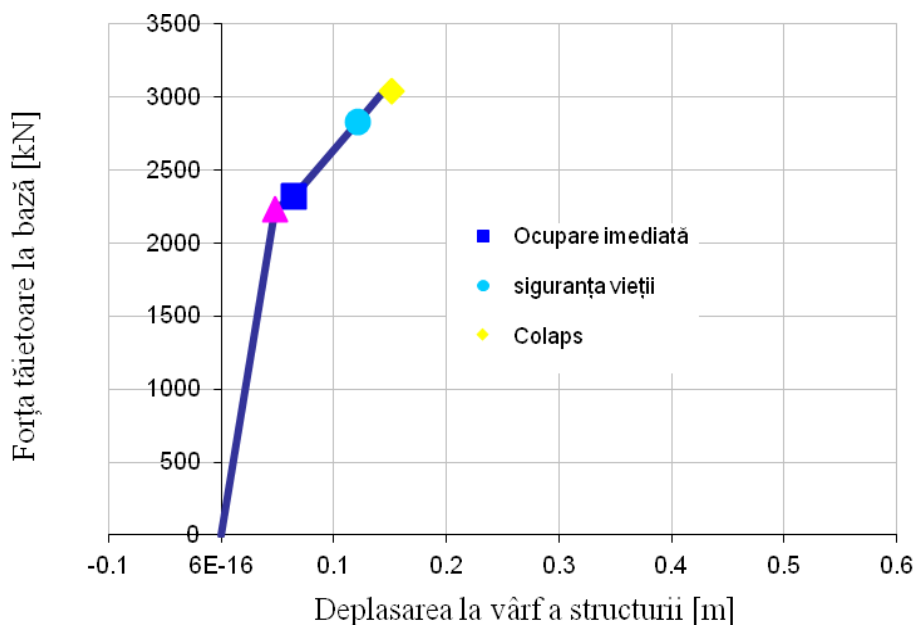
Fig. 6.18. Curba efort-deplasare, deplasare pe direcția transversală

Tabelul 6.26. Dezvoltarea articulațiilor plastice (la cadrul consolidat), deplasare pe direcția transversală

Pasul	Apariția articulațiilor plastice în funcție de nivelul de siguranță	Deplasare	Forță tăietoare de bază
		m	KN
1		0	0
2 (Apariția primei articulații plastice în grinzi)		0,048	2.227
3		0,0648	2.314

## Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse

4		0,12	2.831
5		0,13	2.830
6		0,1412	3.012
7		0,149	3.041
8		0,151	3.040
9 (Nivelul articulațiilor plastice afereente stadiului Colaps)		0,152	3.026



**Fig. 6.19.**Curba efort-deplasare, deplasare pe direcția transversală a cadrului consolidat



**Tabelul 6.27. Tabel centralizator**

	Forța tăietoare de bază [kN]	Forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice [kN]
Domeniul elastic	1132	
Clădire neconsolidată		326
Clădire consolidată		2227

După cum se poate observa forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice la clădirea neconsolidată este mult mai mică decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic, aproximativ 28,80% din valoarea forței tăietoare de bază, iar pentru clădirea consolidată forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice este mai mare cu aproximativ 1,96 ori decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic.

## 6.8. Concluzii

- Concluziile rezultate după efectuarea acestui studiu de caz sunt următoarele:
  - Hotelul Domogled din Băile Herculane, a fost construit în anul 1970 și este compus din 4 corpuri de clădiri cu înălțimi diferite. Două corpuri au regim de înălțime S+P+7E, iar celelate două au regim de înălțime S+P+E;
  - Corpurile de clădire au o alcătuire structurală compusă din fundații izolate rigide sub stâlpi, suprastructură mixtă cadre-diafragme din beton armat, planșee din beton armat și acoperiș tip terasă necirculabilă;
  - La momentul inspecției vizuale s-au constatat degradări puternice în zona subsolului și a parterului, parțial la etaj, ele constând în: lipsa acoperii cu beton la unele elemente structurale, corodarea betonului și a armăturilor produsă de diferiți agenți (apă, abur, ape termale) și de o agresivitate caracterizată de o agresivitate sulfatică medie;
  - Construcția a fost proiectată conform normativelor în vigoare în anul 1970, în care nivelul de cunoaștere al ingineriei seismice era la un nivel mai scăzut față de cel actual;
  - La evaluarea calitativă (conform P100-3/2008) pentru încărcări orizontale indicatorul  $R_1$  corespunzător condițiilor de alcătuire este egal cu 65%, iar indicatorul  $R_2$  corespunzător degradărilor structurale constatate este egal cu 73%;
  - În cazul evaluării prin calcul (conform metodologiei de nivel 2 din P100-3/2008), analiză numerică cu ajutorul elementelor finite, pe baza spectrului de raspuns elastic, după ce s-au verificat la moment încovoietor elementele structurale de tip stâlp și grindă, indicatorul  $R_3$  corespunzător gradului de asigurare structurală seismică este egal cu 64,6%;

- Pe baza evaluării calitative și evaluării prin calcul, clădirea analizată se încadrează în clasa III de risc seismic care cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante;
- În propunerea de măsuri de intervenție s-a stabilit un nivel de performanță de limitare a degradărilor astfel: consolidarea fundațiilor existente prin realizarea unor cuzineți noi, legați cu grinzi de echilibrare antiseismice, consolidarea prin cămășuire cu beton armat a diafragmelor și cadrelor de la subsol, consolidarea stâlpilor și a grinzilor cu fibre de carbon, pe înălțimea parterului și etajului 1, consolidarea cu lamele de carbon a pereților despărțitori din zidărie de cărămidă (corp A+B) pe toată înălțimea clădirilor (pentru realizarea unor pereți de contravântuire), refacerea stratului de acoperire cu beton torcretat la planșee, stâlpi și grinzi în zonele în care armătura este descoperită;
- În urma încercărilor, pe elementele consolidate (pereți de contravântuire), la smulgere pentru verificare aderenței pânzelor de carbon pe suprafața stratului suport din zidărie de cărămidă s-a constatat ca stratul suport a fost cel care a cedat, asta însemnând că tehnologia de aplicare a fibrei de carbon și a rășinii a fost executată corect;
- Pentru analiza comportării structurii inițiale și a structurii consolidate s-a efectuat un calcul static neliniar de tip pushover. Cadrul a fost analizat atât în ipoteza de încastrare rigidă la nivelul cotei  $\pm 0.00$  (datorită rigidității mari a sistemului de fundare a clădirii), iar în varianta a doua considerând construcția (fundații-suprastructură) în interacțiune laterală cu terenul de fundare folosind modelul Winkler pentru teren, simularea interacțiunii teren-infrastructură s-a realizat prin legături de tip „springs” pe direcția orizontală;
- La cadrul consolidat, aportul pereților de umplutură din zidărie de cărămidă la rigiditatea cadrului a fost simulat prin dispunerea unor contravântuiri care lucrează numai la compresiune;
- În urma analizei statice neliniare de tip pushover, pentru cadrul considerat încastrat la nivelul cotei  $\pm 0.00$ , se poate observa că forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice la clădirea neconsolidată este mult mai mică decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic, aproximativ 32,39% din valoarea forței tăietoare de bază, iar pentru clădirea consolidată forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice este mai mare cu aproximativ 2,28 ori decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic;
- În urma analizei statice neliniare de tip pushover, pentru cea de-a doua variantă de calcul, se poate observa că forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice la clădirea neconsolidată este mult mai mică decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic, aproximativ 28,80% din valoarea forței tăietoare de bază, iar pentru clădirea consolidată forța corespunzătoare apariției primei articulații plastice este mai mare cu aproximativ 1,96 ori decât forța tăietoare de bază din domeniul elastic.

- Rezultatele obținute prin cele două tipuri de modelare (încăstrare la cota  $\pm 0.00$ , conlucrare și interacțiune cu terenul) sunt foarte asemănătoare rezultând o diferență de circa 3,6%;
- Pentru primul tip de modelare (încăstrare la cota  $\pm 0.00$ ), construcția neconsolidată are o perioadă proprie de vibrație de 0,934sec. și o frecvență de 1,07Hz, iar construcția consolidată are o perioadă proprie de vibrație de 0,25sec. și o frecvență de 4,03Hz;
- Pentru cel de-al doilea tip de modelare, construcția neconsolidată are o perioadă proprie de vibrație de 1,05sec. și o frecvență de 0,95Hz, iar construcția consolidată are o perioadă proprie de vibrație de 0,49sec. și o frecvență de 2,04Hz;
- Astfel se poate sublinia că măsurile de consolidare propuse au adus un aport la creșterea rigidității construcției implicit un plus prin reducerea deplasărilor laterale și a deformațiilor;

## 7. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII ADUSE DE AUTOR

### 7.1. Concluzii finale

- Clădirile se compun dintr-un număr mare de elemente constructive, cu diferite destinații. Ele se găsesc în strânsă legătură și de aceea deteriorarea unora dintre elementele clădirii poate duce la deteriorarea prematură a celorlalte sau chiar la ruina întregii clădiri. Astfel, de rezistența fundației depinde rezistența tuturor celorlalte elemente ale clădirii.
- Construcțiile sunt supuse, de obicei, la acțiuni care provin din exploatarea lor normală, dar pot fi supuse și la acțiuni excepționale (căderi abundente de zăpadă, uragane, inundații, incendii, cutremure de pământ sau alte șocuri puternice). În aceste condiții, în funcție de calitatea materialelor utilizate, de modul în care ipotezele de calcul avute în vedere la proiectare reușesc să se apropie de realitate, precum și de eventualele greșeli de execuție, se pot produce diverse degradări ale construcțiilor, avarii sau chiar prăbușiri ale acestora.
- Înainte de efectuarea oricărei lucrări de consolidare este necesar să se cunoască cauza care a dus la aceste degradări. Cu toate acestea aflarea cauzei nu este întodeauna ușor de descoperit iar în mod frecvent pot fi atribuite mai multe cauze ale degradării.
- Degradarea construcțiilor se definește ca o deteriorare lentă, treptată în timp, cunoscută și prevăzută, ce poate fi prevenită și combătută prin măsuri de intervenție programate și făcute la timpul potrivit. Degradarea construcțiilor poate fi privită și ca o îmbătrânire sau o uzură fizică a acestora în timp.
- Deteriorarea construcțiilor poate fi grăbită de existența unor defecte structurale sau funcționale induse în fazele de concepție și de proiectare, de execuție sau de exploatare din necunoaștere, nepricepere sau nerespectarea standardelor și normativelor în vigoare. Amplasarea construcțiilor în medii agresive, fără a prevedea măsuri de protecție împotriva agresivității fizico-chimică a diversilor factori asupra materialelor din care sunt alcătuite elemente structurale ale construcțiilor.
- Degradarea construcțiilor mai poate fi grăbită și datorită apariției unor suprasolicitări, în perioade scurte de timp, din incidente care pot avea cauze naturale (cutremurele de pământ, alunecările de teren, inundațiile) dar și cauze artificiale (explozii, incendii) care produc deteriorări funcționale și structurale apărute brusc, pe neașteptate și care provoacă întreruperi în funcționalitatea construcțiilor, sau în integritatea lor materială, constructivă. Rezultatul apariției acestora este inducerea stării de avarie cu întreruperea procesului de exploatare/utilizare.
- Încercările nedistructive și semidistructive asupra construcțiilor au drept scop determinarea unor proprietăți de comportament, respectiv a unor performanțe ale materialelor componente ale acestora și constau tot în aplicarea unei acțiuni (de probă) monitorizate, urmate de observarea fenomenelor de reacție și de măsurarea mărimilor ce le caracterizează. Aplicabilitatea metodelor de încercare nedistructivă și semidistructivă se diferențiază după natura omogenă sau neomogenă a materialelor din care sunt executate construcțiile testate.
- Tasarea terenului de fundare de sub construcții este un fenomen în general inevitabil, în măsura în care tasarea este uniformă sub suprafața construită, ea nu prezintă în mod

normal, dacă nu sunt excesive, pericol pentru rezistența și stabilitatea construcțiilor. Pericolul începe din momentul în care tasarea este inegală, fapt ce produce redistribuții ale solicitărilor între elementele structurii de rezistență, urmate de suprasolicitări în unele secțiuni sau zone, care pot produce fisurarea și chiar scoaterea din exploatare a elementelor respective.

- Orice degradare apărută la fundații are ca implicații imediate antrenarea în mișcare a unor elemente ale suprastructurii, în care se produc avarii funcționale sau structurale. Din acest motiv relevul degradărilor apărute în elementele suprastructurii permite stabilirea zonelor în care sunt posibile apariții ale unor degradări la fundații.
- Consolidarea terenului de fundare
  - obiectivul consolidării terenului îl constituie mărirea capacității de rezistență la nivelul tălpii fundației prin îmbunătățirea caracteristicilor fizico mecanice ale terenului de fundare. Injecțiile contribuie atât la mărirea capacității portante a terenului, cât și la impermeabilizarea acestuia. Soluțiile injectate pătrund în porii terenului de fundare, legând particulele de fază solidă, formând în final zone compacte și impermeabile.
  - în cadrul studiilor de caz analizate nu a fost necesare consolidarea terenului de fundare;
- Consolidarea fundațiilor
  - reprezintă o parte integrantă de intervenție asupra structurii în ansamblu.
  - la elaborarea soluțiilor de consolidare a fundațiilor un rol important îl dețin metodele de stabilire a cauzelor degradărilor și avariilor, mai ales că fundațiile fiind situate în teren, cauzele degradărilor se datorează modificărilor stării fizice a terenului.
- Construcțiile din zidărie de cărămidă
  - adesea construite într-un trecut mai îndepărtat, pot avea în realitate în momentul avariei, caracteristici de rezistență care sunt numai o fracțiune cele inițiale. Comportarea de ansamblu a construcției este fundamental influențată de caracterul legăturilor dintre elementele structurale, structura neîmbinată sau îmbinată, legături care asigură sau nu asigură comportarea de “cutie rigidă”.
  - consolidarea structurilor cu pereți portanți din zidărie de cărămidă, în funcție de gravitatea avariilor, se poate realiza în mai multe moduri:
    - consolidare prin substituire;
    - consolidarea prin injectarea de mortar sau beton;
    - consolidarea prin realizarea unei rețele de perforații armate și injectate cu beton;
    - injectare cu rășini epoxidice;
    - întărirea locală a zidăriei cu elemente de beton armat sau oțel;
    - cămășuirea parțială sau totală cu beton armat a pereților;
    - descărcarea unor elemente de zidărie prin suspendare pe o structură independentă;
    - introducerea unor grinzi-tiranți din oțel în câmpul elementelor de zidărie (lateral);

- introducerea unor tiranți de oțel la baza elementelor care generează împingeri în structură;
  - dispunerea de bare de oțel în scopul precomprimării elementelor încovoiate sau comprimate excentric ;
  - confinarea elementelor supuse la sarcini verticale (stâlpi), cu piese metalice de contur;
- Structuri din beton armat
- degradările structurilor din beton armat constau în semnalarea unor stări fizice necorespunzătoare prin lipsa față de condițiile de funcționalitate și siguranță prevăzute în proiect. Degradările, în sensul diminuării calității față de prevederile din proiectul de execuție și caietul de sarcini ale elementelor structurale din beton armat, se prezintă sub următoarele aspecte:
    - segregarea betonului;
    - deformații excesive;
    - coroziunea betonului armat;
    - îngheț-dezghet repetat;
    - îmbătrânirea și oboseala betonului;
  - la toate elementele structurale din beton armat pot apărea avarii sub formă de fisuri după cum urmează:
    - fisuri transversale rezultate din ruperea la întindere;
    - fisuri de întindere din încovoiere, care se regăsesc la plăci și planșee simplu rezemate, la colțurile poligonului de susținere și în zonele de câmp;
    - fisuri paralele cu axa elementelor structurale supuse la compresiune;
    - fisuri oblice față de axa elementelor structurale, provocate de depășirea rezistenței la întindere a betonului.
- Consolidarea cu materiale compozite
- se realizează prin lipirea unor materiale fibroase, impregnate cu rășini, pe suprafața diferitelor elemente pentru a restitui sau mări capacitatea portantă fără afectarea semnificativă a rigidității acestora. Consolidările trebuie efectuate, introducându-le în poziția, în procentul de volum și în direcția optimă, astfel încât să se obțină eficiență maximă;
  - În cazul în care solicitarea predominantă este încovoierea normală pe planul peretelui, este recomandată folosirea fâșiilor compozite orizontale pentru creșterea momentului capabil;
  - dacă peretele este încovoiat în planul sau este necesară distribuirea armăturilor exterioare compozite în zonele solicitate preponderent la întindere;
  - stâlpii din beton armat pot fi confinați cu fibre de carbon, impregnate cu rășini, în câmp, la partea inferioară și superioară sau pe toată înălțimea acestuia;
  - eficiența corespunzătoare a consolidării cu fâșii compozite se obține doar dacă este asigurată ancorarea corespunzătoare a armăturii compozite la capete, prin lungimi de ancorare suficiente sau prin sisteme de strângere;

- **În urma efectuării Studiului de caz I „Hotel Palace” rezultă următoarele concluzii:**
  - Pe baza evaluării calitative și evaluării prin calcul, clădirea analizată se încadrează în clasa III de risc seismic care cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante;
  - Analiza efectuată cu două programe (AxisVM 11 și FX TNO Diana), folosind metode de calcul diferite pentru fiecare program în parte, a arătat că tasările care s-au produs de-a lungul timpului se încadrează în limitele admise de normative pentru acest tip de clădire;
  - Încercările, pe elementele consolidate (șpaleți din zidărie), la smulgere pentru verificare aderenței pânzelor de carbon pe suprafața stratului suport din zidărie de cărămidă au arătat că stratul suport a fost cel care a cedat, asta însemnând că tehnologia de aplicare a fibrei de carbon și a rășinii a fost executată corect, obținându-se rezultate foarte bune;
  - Analiza numerică, cu ajutorul elementelor finite, a clădirii inițiale și a clădirii consolidate au arătat o mai bună comportare în urma aplicării măsurilor de consolidare prin micșorarea perioadei proprii de vibrații a clădirii și a deplasării sale la vârf;
- **În ceea ce privește Studiul de caz II „Hotel Domogled” se subliniază următoarele aspecte:**
  - Pe baza evaluării calitative și evaluării prin calcul, clădirea analizată se încadrează în clasa III de risc seismic care cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante;
  - S-au stabilit măsuri de consolidare care îmbunătățesc rigiditatea construcției la încărcări seismice;
  - În urma încercărilor, pe elementele consolidate (pereți de contravântuire), la smulgere pentru verificare aderenței pânzelor de carbon pe suprafața stratului suport din zidărie de cărămidă s-a constatat că stratul suport a fost cel care a cedat, asta însemnând că tehnologia de aplicare a fibrei de carbon și a rășinii a fost executată corect;
  - Analiza de tip pushover arată o comportare mai bună a clădirii consolidate, acest lucru fiind evidențiat prin apariția primei articulații plastice la o forță aproximativ egală cu dublul forței de bază din domeniul elastic și prin scăderea perioadei proprii de vibrație;

### 7.2. Contribuții personale

Principalele contribuții ale autorului sunt:

- realizarea unei sinteze bibliografice privind cauzele avariilor și soluții de consolidare a construcțiilor avariate din diverse cauze.

- structurarea principalelor cauze care duc la deteriorarea condițiilor de exploatare a construcțiilor existente, acestea manifestându-se în principal sub aspectul defectelor, al degradărilor, al disfuncționalităților, al accidentelor și avariilor tehnice;
  - sinteza analitică a tipurilor de avarii la elementele componente ale construcțiilor, care pot apărea din diverse cauze, având diferite aspecte;
  - structurarea tipurilor de măsuri de consolidare ale elementelor construcțiilor, în funcție de avariile constatate și soluții de remediere și îndepărtare a cauzelor care au condus la aceste avarii;
  - soluții clasice și soluții moderne de remediere bazate pe materiale noi cum ar fi folosirea fibrelor de carbon;
- prezentarea generală a încercărilor nedistructive asupra elementelor construcțiilor pentru determinarea proprietăților mecanice ale acestora;
  - concretizarea conceptelor teoretice sub forma a două studii de caz privind evaluarea din punct de vedere seismic și elaborarea soluțiilor de consolidare, unul fiind o construcție cu structură din pereți portanți din zidărie de cărămidă (cu o vechime de peste 100 de ani), iar cel de-al doilea implicând o construcție cu structură în cadre din beton armat;
  - efectuarea unor investigații vizuale în scopul observării stării construcției și localizarea avariilor și stabilind cauzele care au dus la aceste avarii;
  - realizarea releveelor privind geometria structurii;
  - efectuarea de analize numerice statice pe baza spectrului de răspuns elastic, cu ajutorul programelor de calcul cu element finit, în scopul evaluării stării de eforturi pentru stabilirea capacității portante a elementelor structurale;
  - evaluarea construcției la încărcări orizontale și încadrarea acesteia în clasele de risc seismic (conform P100-3/2008);
  - propunerea măsurilor de consolidare, s-au folosit soluții de consolidare mixte. La primul studiu de caz "Hotel Palace" din localitatea Govora Băi, s-au dispus cadre transversale de contravântuire din beton armat și pânze de carbon impregnate cu rășini pe șpaletii din zidărie de cărămidă, iar la cel de-al doilea studiu de caz "Hotel Domogled" din localitatea Băile Herculane s-a propus cămășuire cu beton armat a diaframelor și a cadrelor subsolului, consolidarea cu fibre de carbon a cadrelor parterului și etajului 1, consolidarea cu fibre de carbon a pereților interiori din zidărie pentru contravântuirea cadrelor;
  - modelarea cu două programe de calcul a radierului din beton armat prin două modele de calcul diferite pentru fiecare program în parte;
  - efectuarea unei analize statice neliniare de tip "push-over" în vederea observării comportării construcției după consolidare și compararea cu situația inițială înainte de consolidare;
  - elaborarea curbelor efort-deplasare și evidențierea unei mai bune comportări a construcției după consolidare. Rezistența și rigiditatea clădirii consolidate au crescut semnificativ datorită aportului adus de pereții din zidărie de cărămidă ancorați de elementele cadrelor prin intermediul materialelor compozite din fibre de carbon, dar capacitatea de deplasare laterală a scăzut.



**Activitatea de cercetare viitoare** în domeniul consolidării construcțiilor avariate din diverse cauze, se va concentra pe realizarea unor teste experimentale (atât în laborator cât și simulări prin calcul cu elemente finite) pentru analiza comportării pereților de umplutură din zidărie de cărămidă la structurile în cadre din beton armat supuse la încărcări orizontale.

Se vor testa specimene realizate din:

- zidărie de cărămidă simplă (neconfinată);
- zidărie de cărămidă confinată;
- zidărie de cărămidă pe care se vor dispune diagonale din fâșii din fibră de carbon impregnată cu rășini;
- zidărie de cărămidă pe care se vor dispune diagonale din benzi din fibră de carbon impregnată cu rășini;

Se va urmări cu cât contribuie fiecare specimen din zidărie în parte la:

- mărirea rigidității transversale a cadrului;
- micșorarea deplasărilor laterale a cadrului;
- reducerea deformațiilor elementelor cadrului;

Folosirea unor programe pentru analiza interacțiunii dintre construcții (cu structuri în cadre și în diafragme din beton armat) cu terenul de fundare și realizarea de modele experimentale în laborator sau în scară reală.

### **7.3. Valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală**

Pe parcursul programului de cercetare doctorală valorificarea rezultatelor obținute a fost concretizată prin următoarele:

- elaborarea și susținerea în fața unor comisii a unui număr de **două referate și două rapoarte de cercetare**, astfel:
  - *Referate* susținute în cadrul activităților complementare din programul de pregătire universitară avansată:
    1. Cauzele degradării construcțiilor și soluții de consolidare a acestora;
    2. Soluții pentru consolidarea terenurilor de fundare și a fundațiilor clădirilor avariate din cauze diverse.
  - *Rapoarte de cercetare*:
    1. Soluții de consolidare a clădirilor degradate în timp din cauze diverse;
    2. Consolidarea construcțiilor cu ajutorul materialelor compozite.
- publicarea, în calitate de autor și coautor, a unui număr de 8 lucrări științifice după cum urmează:
  - **Lucrări publicate în volume ale conferințelor internaționale:**
    1. F.C. Miron, F. Niculescu-Enache, "Groundwater drainage system for a residential area", Proceedings: 12<sup>th</sup> International Multidisciplinary Scientific GeoConference SGEM 2012, ISSN 1314-2704, DOI:10.5593/sgem2012, pp. 127-134.
    2. F.C. Miron, B. Singeorzan, "Comparassion case study regarding the behaviour in taimes of a reinforced concrete foundation mat of a historical building", Proceedings: 13<sup>th</sup> International Multidisciplinary Scientific GeoConference SGEM 2013, ISSN 1314-2704, DOI:10.5593/sgem2013, pp. 33-40.â
  - **Lucrări publicate în volume ale conferințelor naționale:**
    3. F.C. Miron, „Aspecte privind folosirea materialelor compozite la consolidarea construcțiilor din zidărie de cărămidă”, Revistă: Zilele Academice Timișorene, Ediția a XII-a, Infrastructuri Eficiente pentru Transporturile Terestre,

Timișoara, România, 26 – 27 mai 2011, Editura Solness, ISSN 2247-3807, pp. 329 – 334.

4. F.C. Miron, “Comportarea unui radier din beton aramt la o construcție cu pereți portanți”, Revistă: Revista Construcțiilor, ISSN 1841-1290, anul VIII, nr. 88, decembrie 2012, pp. 48 – 49.
5. F.C. Miron, “Rehabilitation solutions of existing structures damaged in time because of different causes”, Proceedings: Workshop-ul nr. 1 Interdisciplinaritatea și Managementul Cercetării, 24-25.11.2011, Universitatea “Politehnica” din Timișoara.
6. F.C. Miron, “Case study regarding the behavior of a reinforced concrete foundation mat of a building with over 100 years old”, Proceedings: Workshop-ul nr. 2 Interdisciplinaritatea și Managementul Cercetării in Studiile Doctorale, 7-8.06.2012, Universitatea din Oradea.
7. F.C. Miron, “Studiu de caz privind comportarea unui radier din beton armat la o constructie cu pereti portanti cu vechimea de peste 100 de ani”, Lucrările Conferinței: A XII-a Conferinta Nationala de Geotehnica si Fundatii, Volumul 2, ISSN 1844-850x, pp. 363 – 366, Editura Politehniun.
8. F.C. Miron, “COMPARASSION CASE STUDY REGARDING THE BEHAVIOUR IN TAIME OF A REINFORCED CONCRETE FOUNDATION MAT OF A HISTORICAL BUILDING”, Proceedings: Workshop-ul nr. 3 Interdisciplinaritatea și Managementul Cercetării, 30-31.05.2013, Universitatea din Pitești.

## BIBLIOGRAFIE

- [1]. Arsenie G. Voiculescu M, Ionașcu M. (1997). Soluții de consolidare a construcțiilor avariate de cutremure. Ed. Tehnică București.
- [2]. Abacilar Pinar (2010), Damage survey and collapse mechanisms due to seismicity in Gothic Churches around Catalonia region and Mallorca. Master's Thesis. Advanced masters in structural analysis of monuments and historical constructions. Technical University of Catalonia.
- [3]. Alămoreanu, E., Negruț, C., Gheorghiu, H., Hadăr, A., Studiul caracteristicilor și metodelor de calcul adecvate materialelor compozite, Contract M. C. T., 1991-1992.
- [4]. Alămoreanu, E., Negruț, C., Jiga, G., Calculul structurilor din materiale compozite, Universitatea "Politehnica" București, 1993.
- [5]. Anzani, A., Binda, L., Cantini, L., Cardani, G., Condoleo, P., and Massetti, G. E., The Basilica of S. Lorenzo in Cremona: Structural investigation and monitoring, The 10th North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri, June, 2007.
- [6]. Applied Technology Council, ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. (1996): California.
- [7]. AxisVM 11. Structural analysis and design software for civil engineers. ConSoft.
- [8]. Budescu M., Ciongradi I. (2001). Reabilitarea construcțiilor. Editura Vesper, Iasi.
- [9]. Burada C. (2006). Contribuții la studiul unor soluții de remediere și consolidare a construcțiilor. Teză de doctorat. UPT.
- [10]. Brokken S., Bertero V.V. (1981). Studies on Effects of Infills in Seismic Resistant RC Construction. Report UCB/EERC, 81-12, University of California, Berkeley, CA.
- [11]. Calderini, Chiara. "Use of Reinforced Concrete in Preservation of Historic Buildings: Conceptions and Misconceptions in the Early 20th Century." *International Journal of Architectural Heritage* 2 (2008): 25-59.
- [12]. Calvi G. M., Bolognini, D. (2001). Seismic Response of Reinforced Concrete Frames Infilled with Masonry Panels Weakly Reinforced. *Journal of Earthquake Engineering* 5: 2, 153-185pp.
- [13]. Cao S., Chen J., Teng J., Hao Z., Debonding in RC beams shear strengthened with complete FRP wraps, *Journal of composites construction* sept.-oct. 2005; pp. 417-428.
- [14]. Chi Chiu LAM (2009). Finite element study of bond-slip behaviour of CFRP and GFRP Laminates on Brick Masonry. Master's Thesis. Advanced masters in structural analysis of monuments and historical constructions. University of Padova.
- [15]. Chopra A.K. , R.K. Goel (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthq Eng Struct Dyn*, 31, pp. 561–582.
- [16]. Chopra, A. K. (2000). *Dynamic of structures – Theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall.
- [17]. Clemente, R., Roca, P., Cervera, M. (2006). Damage model with crack localization. Application to historical buildings. *Structural Analysis of Historical Constructions V*, New Delhi.
- [18]. Collepardi, M. "Degradation and restoration of masonry walls of historical buildings." *Materials and Structures* 23 (1990): 81-102.
- [19]. Cosenza E., G. Manfredi, G.M. Verderame (2006). A fibre model for push-over analysis of under-designed reinforced concrete frames. *Comp. Struct* 84: pp.904-916.

- [20]. Dai, J. G., Sato, Y., and Ueda, T., Improving the load transfer and effective bond length for FRP composites bonded to concrete, Proceedings of Japan concrete Institute, 2002, Vol. 24: 1423-1428
- [21]. Dan S.: „Reabilitarea structurilor de beton armat prin folosirea compozitelor pe bază de fibre de carbon”, Universitatea Politehnică din Timișoara- Revista de Politică Științei și Scientometrie.
- [22]. Davis R., Krishnam P., Menon D, Prasad A.M. (2004) - Effect of infill stiffness on seismic performance of multi-storey RC framed buildings in India, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, paper no.1198.
- [23]. Dinu Florea, (2010). Acțiuni speciale. Note de curs. UPT.
- [24]. Emil Voiculescu. (2010). Evaluarea comportării structurilor la acțiunea seismică utilizând proiectarea bazată pe performanță. Teză de doctorat, UTCB.
- [25]. Federal Emergency Management Agency, FEMA-356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. (2000): Washington DC.
- [26]. Fiorato, A. E., Sozen, M. A., Gamble, W. L. (1970). An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls. Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, 525pp.
- [27]. FX TNO Diana, Finite element analysis, TNO Diana BV, Netherlands.
- [28]. G. Fabbrocino, G.M. Verderame, G. Manfredi, E. Cosenza (2004). Structural models of critical regions in old-type R.C. frames with smooth rebars. Eng Struct, 26, pp. 2137–2148.
- [29]. GangaRao H.V.S., Taly N., Vijay P.V., Reinforced Concrete Design with FRP Composites. CRC Press, New York, 2007.
- [30]. Godat, A., Neale, K. W., Labossiere, P., Numerical modeling of FRP shear-strengthened reinforced concrete beams, Journal of Composites for Construction nov. – dec. 2007; pp. 640 – 649.
- [31]. Gulkan, P., Aschheim, M.; Spence, R. (2002): Reinforced concrete frame buildings with masonry infills, World Housing Encyclopedia, Housing report: 64. Oliveira, C.S. (2003): Seismic vulnerability of Historical Constructions: A Contribution, Bulletin of Earthquake Engineering 1: 37-82, 2003
- [32]. Haida V., Marin M., Mirea M, (2004). Mecanica pământurilor Editura Orizonturi Universitare, Timișoara.
- [33]. Hashemi, A., Mosalam, K. M. (2006). Shake-Table Experiment on Reinforced Concrete Structure Containing Masonry Infill Wall. Earthquake Eng. Struct. Dyn.35:14, 1827–1852pp.
- [34]. Humar, J.M., D. Lau, and J.-R. Pierr,( 2001) - Performance of buildings during the 2001 Bhuj earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering. 28(6): pp. 979-991.
- [35]. INCERC Cluj-Napoca, (2005). Durabilitatea elementelor și structurilor de beton precomprimat.
- [36]. INCERC Timișoara, Încercări nedistructive proiect nr. 4248/2007.
- [37]. Ioan Hann (2011), Comportarea in situ a construcțiilor și aptitudinea lor pentru exploatare. București.
- [38]. Irizarry, J. (2004). An advanced approach to seismic risk assessment. Application to the cultural heritage and the urban system of Barcelona. PhD. Thesis. Civil Engineering School of Barcelona, Technical University of Catalonia.
- [39]. Islam, R., Inventory of FRP strengthening methods in masonry structures, MSC-SAHC Master's thesis, 2008.

- [40]. Kame G.S., Ukarande S.K., Borgaonkar K, V.A. Sawat, A parametric study on raft foundation, 12th International Conference of IACMAG 1-6 October 2008, India, pp 3077-3085
- [41]. Korkmaz, K.A., F. Demir, M. Sivri (2007) - Earthquake Assessment of R C Structures with Masonry Infill Walls. *International Journal of Science and Technology*. 2:pp. 155-164.
- [42]. Lorenzis, L. De., Miller, B., and Nanni, A., Bond of fiber-reinforced polymer laminates to concrete, *ACI Materials Journal*, 2001, 98(3): 256-264.
- [43]. Lourenço, P., Krakowiak, K., Fernandes, F., & Ramos, L. (2007). Failure analysis of Monastery of Jerónimos, Lisbon: How to learn from sophisticated numerical models. *Engineering Failure Analysis* (14), 280-300.
- [44]. M. Marin, M. Mirea, (2011). *Sisteme de fundare a construcțiilor*. Editura Orizonturi Universitare, Timișoara.
- [45]. Manoliu I. – “Fundatii și procedee de fundare”, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1983
- [46]. Mendes, N. A., & Lourenço, P. B. (2008). Reduction of the seismic vulnerability of ancient buildings (Portuguese). Activity report of project POCI/ECM/61671/2004, FCT.
- [47]. Miron F.C. (2011). Aspecte privind folosirea materialelor compozite la consolidarea construcțiilor din zidărie de cărămidă. *Zilele Academice Timișene*, Ediția a XII-a, Timișoara. pp:329-334.
- [48]. Miron F.C., (2012). Studiu de caz privind comportarea unui radier din beton armat la o construcție cu pereți portanți cu vechime de peste 100 de ani. A XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații. *Lucrările conferinței Volumul I*, Iași, pp:363-366.
- [49]. Miron F.C., Niculescu-Enache Felicia, (2012). Groundwater drainage system for a residential area. 12<sup>th</sup> International Multidisciplinary Scientific GeoConference, SGEM 2012, Conference Proceedings Volume II, Albena, pp:127-134.
- [50]. Miron F.C., Sîngeorzan B. (2013). Comparison case study regarding the behaviour in time of a reinforced concrete foundation mat of a historical building. 13<sup>th</sup> International Multidisciplinary Scientific GeoConference, SGEM 2013, Conference Proceedings Volume II, Albena, pp:33-40.
- [51]. Mondal, G. and S.K. Jain (2008) - Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening. *Earthquake Spectra*. 24(3): p. 701.
- [52]. Nagy-Gyorgy T. (2004). Utilizarea materialelor compozite polimerice la consolidarea elementelor din zidărie de cărămidă. Teză de doctorat, UPT.
- [53]. Negro P., Verzeletti, G. (1996). Effect of Infills on the Global Behaviour of Frames: Energy Considerations from Pseudodynamic Tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25:8, 753-773pp.
- [54]. Nicola Merluzzi (2008). Historical Case Study: The Frari's Basilica in Venice. Master's Thesis. Advanced masters in structural analysis of monuments and historical constructions. Università degli Studi di Padova.
- [55]. Nistor C. Troia L, (1991). *Consolidarea și întreținerea construcțiilor*, București, Ed. Tehnică.
- [56]. Oliveira, D.V. (2004): Reduction of the risk seismic and implications in the real state, Proc.of the 6th National Congress of Seismology and Earthquake Engineering 2004, Special session.

- [57]. Panizza, M, Garbin, E., Valluzzi, M. R. and Modena, C., Bond behaviour of CFRP and GFRP Laminates on Brick Masonry, Department of Structural and Transportation Engineering, University of Padova, Italy, 2009.
- [58]. Păunescu M. ș.a. – “Geotehnica și fundații – Exemple de calcul”, Timișoara, 1970.
- [59]. Proca Gabriela, (2008). Deprecierea și inspecția construcțiilor. București.
- [60]. Radu Agent (1998). Expertizarea și punerea în siguranță a clădirilor existente afectate de cutremure, Ed. Fast Print.
- [61]. Rivera, D.; Meli, R.; Sanchez, R.; Orozco, B. (2008): Evaluation of the measured seismic response of the Mexico City Cathedral, Earthquake Engineering and Structure Dynamics.
- [62]. Roman Octavian, (2009). Cercetări privind unele particularități ale proiectării geotehnice în condițiile seismice din zona Banat-Timișoara. Teză de doctorat. UPT.
- [63]. S.K. Kunnath (2004). Identification of modal combination for nonlinear static analysis of building structures. Computer-Aided Civ Infrastruct Eng, 19 , pp. 246–259.
- [64]. S.Tologea, PROBLEME PRIVIND PATOLOGIA SI TERAPEUTICA CONSTRUCTIILOR, Ed. Tehnica.
- [65]. S.W. Han, A.K. Chopra (2006). Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. Earthq Eng Struct Dyn, 35, pp. 1853–1873.
- [66]. Saatcioglu, M., et al. ( 2001) - The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake — damage to structures. Canadian Journal of Civil Engineering. 28(4): pp. 715-737.
- [67]. SAP2000. Integrated software for structural analysis & design. California:Computers and Structures Inc.
- [68]. Savioa M, Farracuti B, Mazzotti D., Non-linear bond-slip law for FRP-concrete interface. In: Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures. Singapore: World Scientific Publications; 2003, 163-72.
- [69]. Smaragda ANTONIOU, Emma S. ESLAVA AVILÉS (2009). STRUCTURAL EVALUATION AND INTERVENTION PROPOSALS FOR SANTA MARIA DEL PI CHURCH. Master’s Thesis. Advaced masters in structural analysis of monuments and historical constructions. Technical University of Catalonia.
- [70]. Stanciu A., Lungu L, Fundatii, Editura Tehnica, Bucuresti (2006).
- [71]. Stanciu Anghel,(2006) Fundații-Fizica și mecanica Pământurilor.
- [72]. Stoian V., Nagy-Gyorgy T., Dan D., Gergely J., Daescu C. (2004). Materiale compozite pentru construcții, Editura Politehnica, Timișoara.
- [73]. Taher, S.E.-D.F. and H.M.E.-D. Afefy, ROLE OF MASONRY INFILL IN SEISMIC RESISTANCE OF RC STRUCTURES. The Arabian Journal for Science and Engineering. 33: pp. 291-306.
- [74]. Teodorescu M., Budan C.: „ Tehnologia lucrărilor de întreținere, reparații și consolidare”, București , Ed. UTCB, 1997;
- [75]. Tudor D. (2003). Cercetări privind comportarea diafragmelor de zidarie armată la încărcări seismice. Raport de cercetare. UPT.
- [76]. Tudor D. (2010). Reabilitarea structurilor cu diafragme din zidărie portantă. Note Curs, UPT.
- [77]. Valluzzi, M. R., Cardani, G., Binda, L., & Modena, C. (2004). Seismic Vulnerability Methods for Masonry Buildings in Historical Centres: Validation and Application for Prediction analyses and Intervention Proposals. 13th World Conference on Earthquake Engineering. August 1-6, 2004. Vancouver, Canada.

- [78]. Van Gemert, Dionys, Filip Van Rickstal, Sven Ignoul, Eleni-Eva Toumbakari et al. Structural consolidation and strengthening of masonry. Historical overview and. pp.1-15.
- [79]. Văcăreanu R., Aldea A., Lungu D – ”Structural reliability and risk analysis”, București, 2007.

### **Normative, standarde, giduri și coduri**

C056/1985-Normativ pentru verificarea calității și recepția lucrărilor de construcții și construcțiilor.

C26-85 – Normativ pentru încercarea betonului prin metode nedistructive

CR006/2006- Cod de proiectare pentru structuri de zidărie.

NP093/03-Normativ de proiectare a elementelor compuse din betoane de vârste diferite și a conectorilor pentru lucrări de cămășuieli și suprabetonări.

NP112-04- Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă.

P100-3/2008-Cod de evaluare și proiectare a lucrărilor de consolidare la clădiri existente, vulnerabile seismic.

CR2-1-1-1/2006 – Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali din beton armat.

C29-1985 – Normativ privind îmbunătățirea terenului de fundare prin procedee mecanice

C168-1980 – Instrucțiuni tehnice pentru consolidarea pământurilor sensibile la umezire și a nisipurilor prin silicizare și electrosilicizare.

P100-1/2006 – Cod de proiectare antiseismică – partea I.

CR1-1-3/2012 – Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii zăpezii asupra construcțiilor.

CR1-1-4/2012 – Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor.

CR0/2012 – Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor.

Eurocod 1 – Acțiuni asupra construcțiilor.

Eurocod 2 – Proiectarea structurilor din beton.

Eurocod 6 – Proiectarea structurilor din zidărie.

Eurocod 7 – Proiectarea geotehnică.

Eurocod 8 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur.

### **Webografie**

- [80]. <http://www.sciencedirect.com/>
- [81]. <http://www.scopus.com/>
- [82]. <http://www.iitk.ac.in>
- [83]. <http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications.htm>
- [84]. <http://www.nydailynews.com>
- [85]. [<http://stainlessrebar.com>]
- [86]. <http://www.mapsofworld.com>
- [87]. [<http://www.sinaiconstruction.net>]
- [88]. [<http://landslides.usgs.gov>]
- [89]. <http://rou.sika.com>
- [90]. <https://www.cnde.iastate.edu/>
- [91]. <http://www.elcometer.com>
- [92]. <https://aliceboboc.wordpress.com>
- [93]. <http://www.romania-actualitati.ro>