



---

**UNIVERSITATEA TEHNICĂ**  
DIN CLUJ-NAPOCA  
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII

Ing. Teodora MOLDOVAN

# **TEZĂ DE DOCTORAT**

**STUDII PRIVIND EFECTUL EVOLUȚIEI NORMELOR  
DE PROIECTARE SEISMICĂ ASUPRA  
VULNERABILITĂȚII LA COLAPS PROGRESIV A  
STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT**

**CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC:**

**Prof.dr.ing. Adrian IOANI**

---

**2015**

## Cuprins

### CAPITOLUL 1

#### INTRODUCERE

1.1. Noțiunea de colaps progresiv .....	9
1.2. Stadiul actual al cercetărilor în domeniu .....	14
1.3. Necesitatea și importanța temei de cercetare .....	25
1.4. Obiectivele tezei de doctorat .....	26
1.5. Structura tezei de doctorat .....	28

### CAPITOLUL 2

#### METODE ȘI PROCEDEE DE ANALIZĂ A STRUCTURILOR LA COLAPS PROGRESIV

2.1. Prevederile principalelor coduri de proiectare .....	31
2.1.1. Standardul britanic de proiectare .....	31
2.1.2. Codul de proiectare suedez .....	32
2.1.3. Codul de proiectare canadian .....	33
2.1.4. Codurile de proiectare americane .....	34
2.1.5. Standardul european SR EN 1991-1-7:2007 .....	35
2.1.6. Codurile de proiectare românești .....	38
2.2. Metodologiile de evaluare și reducere a riscului de colaps progresiv .....	38
2.2.1. Ghidul ISC (2001) .....	39
2.2.2. Ghidul GSA (2003) .....	39
2.2.3. Ghidul DoD (2009) .....	43
2.3. Concluzii .....	51

### CAPITOLUL 3

#### ALCĂȚUIREA MODELELOR STRUCTURALE ȘI PROIECTAREA SEISMICĂ A ACESTORA

3.1. Evoluția normelor de proiectare seismică din țara noastră (1963-2013) .....	53
3.1.1. Evaluarea forței seismice de bază după principalele norme seismice de proiectare .....	53
3.1.2. Evoluția coeficienților $k_s$ , $\epsilon_r$ și $\psi$ .....	55
3.1.3. Evaluarea rezultantei încărcărilor gravitaționale după principalele coduri .....	63
3.1.4. Evoluția spectrelor seismice de răspuns elastic .....	64
3.2. Evoluția prevederilor specifice construcțiilor în cadre din beton armat .....	70
3.2.1. Prevederi referitoare la calitatea materialelor .....	70
3.2.2. Cerințe privind dimensiunile elementelor structurale (grinzi, stâlpi) .....	70
3.2.3. Stabilirea eforturilor de proiectare în grinzi și stâlpi .....	72
3.2.4. Condiții privind asigurarea ductilității locale la grinzi și stâlpi .....	73
3.2.5. Verificarea structurii la starea limită de serviciu și la starea limită ultimă .....	81
3.3. Proiectarea seismică și detalierea modelelor structurale .....	83
3.3.1. Descrierea structurii analizate – Modelul original Brăila P13-70 .....	83
3.3.2. Modelul derivat Brăila P13-63 .....	88
3.3.3. Modelul derivat Brăila P100-92 .....	90
3.3.4. Modelul derivat Brăila P100-2006 .....	92
3.3.5. Modelul derivat Brăila EC-8 .....	96
3.3.6. Modelul derivat Brăila P100-2013 .....	97
3.3.7. Modelul derivat Brăila P100-2013 cu secțiuni constante .....	98
3.3. Concluzii și discuții .....	99

### CAPITOLUL 4

#### ANALIZA LA COLAPS PROGRESIV A MODELELOR STRUCTURALE CONFORM GHIDULUI GSA (2003)

4.1. Metoda de analiză utilizată .....	103
4.1.1. Procedeele de analiză static liniar (LSP) .....	103

4.1.2. Procedeeul de analiză static neliniar (NSP) .....	104
4.1.3. Procedeeul de analiză dinamic neliniar (NDP) .....	105
4.2. Modelul avariat Brăila P13-70 (structura originală) .....	106
4.2.1. Alcătuirea modelului numeric .....	106
4.2.2. Rezultatele analizei statice liniare .....	109
4.2.3. Rezultatele analizei statice neliniare .....	120
4.2.4. Rezultatele analizei dinamice neliniare .....	123
4.3. Modelul avariat Brăila P13-63 .....	124
4.3.1. Alcătuirea modelului numeric .....	124
4.3.2. Rezultatele analizei dinamice neliniare .....	124
4.4. Modelul avariat Brăila P100-92 .....	125
4.4.1. Alcătuirea modelului numeric .....	125
4.4.2. Rezultatele analizei dinamice neliniare .....	125
4.5. Modelul avariat Brăila P100-2006 .....	126
4.5.1. Alcătuirea modelului numeric .....	126
4.5.2. Rezultatele analizei dinamice neliniare .....	127
4.6. Modelul avariat Brăila P100-2013 .....	128
4.6.1. Alcătuirea modelului numeric .....	128
4.6.2. Rezultatele analizei statice liniare .....	129
4.6.3. Rezultatele analizei statice neliniare .....	130
4.6.4. Rezultatele analizei dinamice neliniare .....	132
4.7. Concluzii .....	133

## **CAPITOLUL 5**

### **EVALUAREA ROBUSTEȚII LA COLAPS PROGRESIV A MODELELOR STRUCTURALE – CAZUL STÂLPULUI DE COLȚ (C<sub>3</sub>)**

5.1. Robustețe, indice de robustețe .....	135
5.2. Factorul de amplificare dinamic (DIF) .....	137
5.3. Analiza de robustețe a modelelor structurale analizate la colaps progresiv .....	139
5.3.1. Modelul avariat Brăila P13-70 .....	139
5.3.2. Modelul avariat Brăila P13-63 .....	142
5.3.3. Modelul avariat Brăila P100-92 .....	143
5.3.4. Modelul avariat Brăila P100-2006 .....	143
5.3.5. Modelul avariat Brăila P100-2013 .....	144
5.4. Discuții privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra rezistenței la colaps progresiv a unei structuri în cadre din beton armat .....	145
5.5. Concluzii .....	149

## **CAPITOLUL 6**

### **ANALIZE AVANSATE DE EVALUARE A RISCULUI DE COLAPS PROGRESIV (ELS)**

6.1. Metoda Elementelor Aplicate (MEA) .....	151
6.2. Validarea modelului numeric utilizând MEA .....	156
6.3. Influența modificărilor prevederilor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat: modelul Brăila P13-70 vs. modelul Brăila P100-2013 (cazul C <sub>3</sub> parter) .....	162
6.4. Simplitate structurală vs. robustețe: modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni constante vs. modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile (cazul C <sub>3</sub> parter) .....	173
6.5. Efectul considerării zidăriei de închidere asupra răspunsului structurii: modelul Brăila P13-70 fără zidărie vs. modelul Brăila P13-70 cu zidărie (cazul C <sub>3</sub> parter) .....	176
6.6. Alte scenarii de avarie pentru modelul structural Brăila P13-70 .....	178
6.6.1. Îndepărtarea unui stâlp de colț de la diferite niveluri ale structurii .....	178
6.6.2. Îndepărtarea a doi sau trei stâlpi din structură .....	181

6.7. Concluzii .....	185
<b>CAPITOLUL 7</b>	
<b>CONCLUZII GENERALE. CONTRIBUȚII</b>	
7.1. Concluzii generale.....	187
7.2. Principalele contribuții personale.....	191
7.3. Valorificarea rezultatelor cercetării .....	193
7.4. Direcții viitoare de cercetare.....	193
<b>Bibliografie</b>	

## Lista figurilor

### CAPITOLUL 1

Figura 1.1. Cedarea clădirii Ronan Point (Londra, 1968) [7] .....	10
Figura 1.2 Colapsul hotelului Royal Plaza (Tailanda, 1993) [8] .....	10
Figura 1.3 Colapsul clădirii Alfred P. Murrah (Oklahoma, 1995) [9] .....	11
Figura 1.4 Colapsul magazinului universal Sampoong (Seoul, 1995) [10] .....	11
Figura 1.5 Prăbușirea Turnurilor Gemene World Trade Center (New York, 2001) [11] .....	12
Figura 1.6 Colapsul clădirii Rana Plaza (Bangladesh, 2013) [12] .....	12
Figura 1.7 Explozie bloc de locuințe (Zalău, 2007) [13] .....	13
Figura 1.8 Explozie bloc de apartamente (Reșița, 2013) [14] .....	13
Figura 1.9 Diagramele de eforturi: a) moment încovoietor și b) forță tăietoare, rezultate în urma îndepărtării stâlpului de la primul nivel al unei structuri în cadre [17] .....	14
Figura 1.10 Variația factorului DAF pentru diferite cazuri de avarie [29] .....	15
Figura 1.11 Variația factorului de amplificare dinamic pentru structuri din beton armat [41] .....	17
Figura 1.12 Modelul de grindă care ține seama de acțiunea de arc comprimat și catenară [61] .....	19
Figura 1.13 Deformarea grinzii de deasupra stâlpului îndepărtat ( <i>beam growth</i> ) [83] .....	22
Figura 1.14 Relația între forța aplicată și deplasarea nodului din mijloc [92] .....	23
Figura 1.15 Vedere de ansamblu cu specimenul după încercare (a) și detalii cu modul de cedare – nod central (b) și nod marginal (c) [108] .....	25
Figura 1.16 Blocul Turn din orașul Brăila .....	27

### CAPITOLUL 2

Figura 2.1 Forțele de legătură în planșeu și perete [130] .....	33
Figura 2.2 Limita admisă a avariei: a) în plan și b) în elevație [5] .....	37
Figura 2.3 Cazurile de avarie conform ghidului GSA (2003) [1] .....	40
Figura 2.4 Ariile determinate de deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat: a) cazul unui stâlp exterior și b) cazul unui stâlp interior .....	41
Figura 2.5 Modul corect și incorect de îndepărtare a unui stâlp din structură [1] .....	42
Figura 2.6 Forțele de legătură pe o structură în cadre conform DoD (2009) [15] .....	44
Figura 2.7 Cazuri de avarie prin îndepărtarea din structură a unui stâlp: a) exterior sau b) interior, conform ghidului DoD (2009) [15] .....	45
Figura 2.8 Modul de aplicare a încărcărilor în cazul îndepărtării unui stâlp interior sau exterior, conform ghidului DoD (2009) [15] .....	47

### CAPITOLUL 3

Figura 3.1 Curba $\beta - T$ conform P13-63 [117] .....	65
Figura 3.2 Curba $\beta_r - T_r$ conform P13-70 [118] .....	65
Figura 3.3 Diagramele $\beta_r - T_r$ conform P100-92 [21] .....	66
Figura 3.4 Spectre normalizate de răspuns elastic pentru accelerații, în zonele caracterizate de perioadele de control: $T_C = 0.7$ s, $T_C = 1.0$ s și $T_C = 1.6$ s, conform codului P100-1/2006 [24] ..	67
Figura 3.5 Spectre normalizate de răspuns elastic pentru zonele caracterizate de perioadele de control: $T_C = 0.7$ s, $T_C = 1.0$ s și $T_C = 1.6$ s, conform codului P100-1/2013 [120] .....	68
Figura 3.6 Evoluția formelor normalizate ale spectrelor seismice de răspuns elastic $\beta(T)$ .....	69
Figura 3.7 Lățimea activă de placă la grinzile de secțiune T, conform STAS 8000-67 [122] .....	86
Figura 3.8 Modelul structural al Blocului Turn din Brăila .....	87
Figura 3.9 Variația forței tăietoare de bază calculată simplificat, după principalele normative seismice din România, pentru structura din Brăila de 13 niveluri .....	101

### CAPITOLUL 4

Figura 4.1 Lățimea activă de placă în cazul grinzilor T sau L, conform ACI 318-11 [133] .....	106
Figura 4.2 Diagramele $\sigma - \varepsilon$ : a) beton B250 și b) oțel PC52 .....	107

Figura 4.3 Modelul articulației plastice.....	108
Figura 4.4 Cazurile de avarie analizate pentru modelul structural Brăila de 13 niveluri.....	108
Figura 4.5 Dispunerea armăturilor în grinda de la primul nivel a cadrului transversal a) exterior (secțiune L) și b) interior (secțiune T).....	111
Figura 4.6 Distribuția momentului încovoietor pe structura avariata, corespunzător cazului de avarie C <sub>1</sub> : a) cadru transversal exterior CT <sub>1</sub> , b) cadru longitudinal interior CL <sub>B</sub> .....	112
Figura 4.7 Distribuția forței tăietoare pe structura avariata, corespunzător cazului de avarie C <sub>1</sub> : a) cadru transversal exterior CT <sub>1</sub> , b) cadru longitudinal interior CL <sub>B</sub> .....	112
Figura 4.8 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C <sub>1</sub> , prima iterație: a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 .....	113
Figura 4.9 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C <sub>1</sub> , a șasea iterație: a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 .....	114
Figura 4.10 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C <sub>1</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 .....	115
Figura 4.11 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C <sub>2</sub> , a patra iterație: a) cadrul transversal CT <sub>3</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>A</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 .....	116
Figura 4.12 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C <sub>2</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>3</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>A</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 .....	116
Figura 4.13 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C <sub>3</sub> , a cincea iterație: a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>A</sub> , modelul avariata Brăila P13-70 .....	117
Figura 4.14 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C <sub>3</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>A</sub> , modelul avariata Brăila P13-70 .....	118
Figura 4.15 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C <sub>4</sub> , a șaptea iterație: a) cadrul transversal CT <sub>2</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 .....	119
Figura 4.16 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C <sub>4</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>2</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 .....	119
Figura 4.17 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C <sub>1</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 ..	120
Figura 4.18 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C <sub>2</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>3</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>A</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 ..	121
Figura 4.19 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C <sub>3</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>A</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 ..	122
Figura 4.20 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C <sub>4</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>2</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , pentru modelul avariata Brăila P13-70 ..	122
Figura 4.21 Variația în timp a deplasării verticale în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariata Brăila P13-70 .....	123
Figura 4.22 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariata Brăila P13-63 .....	125
Figura 4.23 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariata Brăila P100-92 .....	126
Figura 4.24 Diagramele $\sigma$ - $\epsilon$ : a) beton C25/30 și b) oțel S500.....	127
Figura 4.25 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariata Brăila P100-2006 .....	128
Figura 4.26 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C <sub>1</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , modelul avariata Brăila P100-2013.....	129
Figura 4.27 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C <sub>1</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , modelul avariata Brăila P100-2013.....	130
Figura 4.28 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C <sub>1</sub> : a) cadrul transversal CT <sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL <sub>B</sub> , modelul avariata Brăila P100-2013.....	131

Figura 4.29 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariat Brăila P100-2013 ..... 132

#### CAPITOLUL 5

Figura 5.1 Definiția avariei directe și indirecte [165], [163].....	136
Figura 5.2 Definiția factorului de amplificare dinamic (DIF).....	137
Figura 5.3 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat obținute în urma analizelor dinamice neliniare pentru modelul Brăila P13-70.....	140
Figura 5.4 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat pentru modelul Brăila P13-70, cazurile de încărcare: 2(P+0.25U), 2.1(P+0.25U) și 2.11(P+0.25U).....	140
Figura 5.5 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P13-70 .....	141
Figura 5.6 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P13-63 .....	142
Figura 5.7 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P100-92 .....	143
Figura 5.8 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P100-2006 .....	144
Figura 5.9 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P100-2013 .....	145
Figura 5.10 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor dinamice neliniare, pentru cele cinci modele structurale analizate, corespunzător cazului C <sub>3</sub> de avarie.....	146
Figura 5.11 Evoluția indicelui de robustețe ( $\Omega$ ) pentru structura de 13 niveluri din Brăila, în funcție de codul seismic de proiectare a acesteia .....	148
Figura 5.12 Variația factorului DIF în funcție de deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat corespunzător celor cinci modele structurale analizate .....	149

#### CAPITOLUL 6

Figura 6.1 Modelarea structurii utilizând MEA: a) generarea elementului; b) distribuția resorturilor pe fețele a două elemente adiacente [166].....	152
Figura 6.2 Conexiunea parțială între două elemente aplicând: a) MEF și b) MEA [166] .....	152
Figura 6.3 Discretizarea elementelor utilizând: a) MEF sau b) MEA [166].....	153
Figura 6.4 Matricea resorturilor: a) normale, b) tangențiale x-z, c) tangențiale y-z [166].....	153
Figura 6.5 Resorturile corespunzătoare barelor de armătură: a) normale, b) tangențiale x-z, .....	154
Figura 6.6 Modelele constitutive ale materialelor, utilizate în ELS <sup>®</sup> : a) relația $\sigma - \varepsilon$ a betonului, b) relația $\tau - \gamma$ a betonului, c) relația $\sigma - \varepsilon$ a oțelului [166] .....	155
Figura 6.7 Criteriul de fisurare al betonului [166] .....	155
Figura 6.8 Cadrului testat de Yi et al. [78]: a) schița de încărcare, b) modelul numeric ELS <sup>®</sup> ....	157
Figura 6.9 Relația forță-deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc cedat, obținută experimental (Yi et al. [79]) și numeric, utilizând MEA .....	158
Figura 6.10 Ruperea barelor de armătură în grinda de la primul nivel, adiacentă stâlpului din mijloc: a) experimental Yi et al. [79] vs. b) numeric, utilizând MEA .....	159
Figura 6.11 a) Cadrul după ce a fost testat [79] vs. b) stadiul limită de colaps obținut numeric, utilizând MEA în termeni de tensiuni normale .....	159
Figura 6.12 Relația între deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc și deplasarea pe orizontală a stâlpilor de la primul nivel: a) experimental Yi et al. [79] vs. b) numeric cu MEA .....	160
Figura 6.13 Relația între deplasarea pe verticală a stâlpului din mijloc și forța axială/moment încovoietor în grinda de la primul nivel adiacentă stâlpului .....	160
Figura 6.14 Relația forță-deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc, obținută numeric în funcție de armarea transversală a grinzilor.....	161



Figura 6.15 Ruperea barelor de armătură: a) modelul cu etrieri $\phi 6/300$ mm și b) modelul cu etrieri $\phi 4/300$ mm .....	162
Figura 6.16 Modelul numeric Brăila P13-70 definit în ELS <sup>®</sup> .....	163
Figura 6.17 Răspunsul timp-deplasare pe verticală obținut cu MEA pentru modelul structural avariat Brăila P13-70, cazurile $C_1, C_2, C_3, C_4$ .....	165
Figura 6.18 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat, obținut cu MEA pentru modelul structural Brăila P13-70 .....	165
Figura 6.19 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, obținute în urma analizelor dinamice neliniare cu MEA pentru modelul Brăila P13-70 .....	166
Figura 6.20 Curba de capacitate rezultată în urma analizelor dinamice neliniare MEF (SAP2000) vs. MEA (ELS <sup>®</sup> ) pentru modelul structural Brăila P13-70, cazul $C_3$ de avarie .....	167
Figura 6.21 Cedarea modelului structural Brăila P13-70 sub încărcările $1.65(P+0.25U)$ .....	167
Figura 6.22 Comportarea grinzii de la primul nivel al cadrului transversal: a), b) apariția și propagarea fisurilor; c), d) ruperea etrierilor; e), f) cedarea grinzii .....	168
Figura 6.23 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat pentru modelul structural Brăila P100-2013 vs. modelul structural Brăila P13-70 .....	169
Figura 6.24 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, obținute în urma analizelor dinamice neliniare cu MEA pentru modelul Brăila P100-2013 .....	170
Figura 6.25 Cedarea modelului structural Brăila P100-3013 sub încărcările $2.50(P+0.25U)$ .....	171
Figura 6.26 Curba de capacitate dinamică obținută cu MEA corespunzător cazului $C_3$ de avarie: modelul structural Brăila P100-2013 vs. modelul structural Brăila P13-70 .....	172
Figura 6.27 Comportarea grinzii de la ultimul nivel al cadrului transversal, adiacentă stâlpului de colț avariat: a) ruperea armăturii și b) cedarea grinzii .....	172
Figura 6.28 Modelul numeric Brăila P100-2013 cu secțiuni constante în ELS <sup>®</sup> .....	173
Figura 6.29 Curba timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț avariat: modelul Brăila P100-2013 secțiuni variabile vs. modelul Brăila P100-2013 secțiuni constante .	174
Figura 6.30 Cedarea modelului Brăila P100-2013 cu secțiuni constante sub $2.15(P+0.25U)$ .....	175
Figura 6.31 Curba de capacitate dinamică pentru cazul $C_3$ de avarie: modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile vs. modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni constante .....	175
Figura 6.32 Modelul numeric Brăila P13-70 cu zidărie .....	176
Figura 6.33 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț avariat: modelul Brăila P13-70 cu zidărie vs. modelul Brăila P13-70 fără zidărie .....	178
Figura 6.34 Deplasarea pe verticală corespunzătoare modelului structural Brăila P13-70 în urma îndepărtării unui stâlp de colț situat la: a) primul nivel; b) nivelul intermediar și c) ultimul nivel .....	179
Figura 6.35 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat: de la primul nivel, nivelul intermediar și de la ultimul nivel al modelului Brăila P13-70 .....	179
Figura 6.36 Curbele de capacitate obținute în urma avarierii stâlpului de colț de la primul nivel, nivelul intermediar și de la ultimul nivel al modelului structural Brăila P13-70 .....	180
Figura 6.37 Cedarea modelului structural Brăila P13-70 în urma îndepărtării unui stâlp de colț situat la: a) primul nivel; b) nivelul intermediar și c) ultimul nivel .....	181
Figura 6.38 Cazurile de avarie prin îndepărtarea a doi stâlpi din structură .....	182
Figura 6.39 Răspunsul timp-deplasare pe verticală obținut pentru modelul Brăila P13-70 în urma îndepărtării a doi stâlpi din structură .....	182
Figura 6.40 Scenarii de avarie prin îndepărtarea a trei stâlpi exteriori din structură, situați: a) pe latura lungă (cazul $C_3+2C_2$ ) și b) pe latura scurtă (cazul $C_1+2C_3$ ) a clădirii .....	183
Figura 6.41 Răspunsul timp-deplasare pe verticală obținut pentru modelul Brăila P13-70 în urma îndepărtării a trei stâlpi din structură .....	184



Figura 6.42 Modul de cedare al structurii Brăila P13-70 în urma îndepărtării a trei stâlpi exteriori situați pe latura lungă a clădirii: a)  $t = 3$  s, b)  $t = 5$  s, c)  $t = 7$  s..... 184

## Lista tabelelor

### CAPITOLUL 2

Tabel 2.1 Exemple de solicitări de tip forțe-controlate și deformații-controlate [141].....	45
Tabel 2.2 Cazurile de încărcare pentru analiza statică liniară, conform DoD (2009) [15] .....	46
Tabel 2.3 Cazurile de încărcare pentru analiza statică neliniară, conform DoD (2009) [15] .....	49
Tabel 2.4 Cazurile de încărcare pentru analiza dinamică neliniară, conform DoD (2009) [15] .....	50

### CAPITOLUL 3

Tabel 3.1 Grade de seismicitate de calcul conform normativului P13-63 [117].....	57
Tabel 3.2 Valorile coeficientului $k_s$ conform normativului P13-63 [117] .....	57
Tabel 3.3 Valorile coeficientului $k_s$ conform normativului P13-70 [118].....	58
Tabel 3.4 Valorile coeficientului $k_s$ conform normativului P100-92 [21] .....	58
Tabel 3.5 Valorile coeficientului $\alpha$ conform P100-92 [21].....	59
Tabel 3.6 Valorile coeficientului $\gamma_1$ conform P100-1/2006 [24], P100-1/2013 [120].....	60
Tabel 3.7 Valorile coeficientului $\gamma_1$ conform SR EN 1998-1:2004/NA:2008 [148] .....	60
Tabel 3.8 Valorile coeficientului $\psi$ pentru structuri în cadre din beton armat.....	62
Tabel 3.9 Valorile coeficientului de reducere al încărcărilor variabile în gruparea specială.....	63
Tabel 3.10 Valorile coeficientului dinamic $\beta$ conform P13-63 [117].....	64
Tabel 3.11 Valorile coeficientului dinamic $\beta$ conform P13-70 [118].....	64
Tabel 3.12 Perioadele de colț ale spectrului de răspuns seismic conform P100-1/2006 [24].....	67
Tabel 3.13 Valorile parametrilor care descriu spectrul de răspuns elastic tip 1 conform EC-8 [148] .....	68
Tabel 3.14 Prevederi referitoare la calitatea materialelor: beton și oțel pentru armături.....	70
Tabel 3.15 Cerințe referitoare la dimensiunile elementelor structurale din beton armat.....	71
Tabel 3.16 Dimensiunile elementelor structurale [125].....	84
Tabel 3.17 Caracteristicile materialelor pentru modelul original Brăila P13-70 [122] .....	84
Tabel 3.18 Valorile coeficienților de supraîncărcare ( $n_i$ ) conform STAS 8000-67 [122].....	86
Tabel 3.19 Detaliile privind armarea stâlpilor [125] pentru modelul original Brăila P13-70.....	88
Tabel 3.20 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul original Brăila P13-70.....	88
Tabel 3.21 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P13-63.....	90
Tabel 3.22 Caracteristicile materialelor pentru modelul derivat Brăila P100-92 [123].....	91
Tabel 3.23 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-92.....	92
Tabel 3.24 Caracteristicile materialelor pentru modelul derivat Brăila P100-2006 .....	94
Tabel 3.25 Detaliile privind armarea stâlpilor pentru modelul derivat Brăila P100-2006.....	95
Tabel 3.26 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-2006.....	95
Tabel 3.27 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-2013 .....	98
Tabel 3.28 Armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-2013 cu secțiuni constante .....	99
Tabel 3.29 Sinteza principalelor diferențe privind modelele structurale proiectate.....	99

### CAPITOLUL 5

Tabel 5.1 Valorile factorului DIF pentru cele cinci modele structurale.....	148
---	-----

### CAPITOLUL 6

Tabel 6.1 Dimensiunile și detaliile de armare ale elementelor structurale [79].....	156
Tabel 6.2 Proprietățile materialelor utilizate în experimentul lui Yi et al. [79].....	156
Tabel 6.3 Proprietățile zidăriei de BCA .....	177

# CAPITOLUL 1

## INTRODUCERE

### *1.1. Noțiunea de colaps progresiv*

Ghidul american GSA (2003) [1] definește *colapsul progresiv* ca fiind: „o situație în care cedarea locală a unui element structural primar se răspândește la elementele adiacente, care la rândul lor conduc la alte cedări suplimentare. Prin urmare, avaria totală este disproporționată în raport cu cauza inițială.”

O altă definiție a noțiunii de colaps progresiv, prevăzută în codul american ASCE 7-05 [2] este: „răspândirea avariei inițiale locale de la element la element, rezultând cedarea întregii structuri sau a unei părți mari, disproporționate din aceasta”. În ceea ce privește *integritatea structurală*, codul recomandă proiectarea structurilor astfel încât, pe cât posibil, sistemul structural în ansamblu să rămână stabil și să nu fie avariat într-o măsură disproporționată cu avaria locală inițială.

Așadar, termenul de colaps progresiv este utilizat pentru a descrie răspândirea avariei inițiale locale, într-un mod analog cu o reacție în lanț, care conduce la prăbușirea parțială sau locală a unei structuri. Caracteristica de bază a colapsului progresiv o reprezintă stadiul final de cedare, acesta este disproporționat mai mare decât cedarea care a inițiat colapsul. Disproporționalitatea se referă la situația în care cedarea unui singur element structural determină un colaps major, cu o magnitudine disproporționată în raport cu evenimentul inițial. [3] Colapsul progresiv mai poate fi comparat cu efectul de domino într-o structură. [4]

În prezent, nu există un cod european specific calculului de rezistență la colaps progresiv al structurilor, dar în cadrul standardului privind calculul acțiunilor accidentale SR EN 1991-1-7:2007 [5] este definit termenul de *robustețe*, ca fiind „capacitatea unei structuri de a rezista unor evenimente ca: incendii, explozii, impact sau consecințele unor erori umane, fără a fi afectată într-o măsură disproporționată față de cauza inițială”.

Cauzele care produc avaria inițială pot fi de ordin natural (de exemplu: rafale de vânt, inundații, incendii, seisme puternice etc.) sau de ordin uman (de exemplu: explozii, atacuri teroriste cu bombe, impact cu vehicule, etc.). Aceste tipuri de încărcări, care pot să apară sau nu pe durata de viață a unei construcții, poartă denumirea de încărcări accidentale, catastrofice sau extreme. Codul românesc de proiectare CR0-2012 [6] definește termenul de *acțiune accidentală* ca fiind „acțiunea de scurtă durată, dar de intensitate semnificativă, pentru care există o probabilitate redusă de a se exercita asupra structurii în timpul duratei sale de viață proiectate”. În mod curent, din considerente economice, structurile nu sunt proiectate să reziste unor astfel de sarcini accidentale, care depășesc valoarea încărcărilor de proiectare, iar apariția lor poate produce pierderi umane și materiale semnificative. Chiar dacă colapsul progresiv este un eveniment rar, este necesar ca structurile să fie proiectate astfel încât să reziste acțiunii unor astfel de încărcări accidentale.

Conceptul de colaps progresiv parțial sau total este ilustrat în continuare prin intermediul unor exemple clasice de clădiri care au fost grav avariate în urma producerii unor acțiuni extreme: explozii, atacuri teroriste cu bombe etc.

- *Clădirea de apartamente Ronan Point – Londra, 1968*

În anul 1968, cedarea parțială a clădirii Ronan Point din Londra a atras pentru prima dată atenția comunității de inginerie structurală asupra fenomenului de colaps progresiv. Clădirea de 22 de etaje cu parcare subterană era alcătuită din panouri mari prefabricate de beton armat. În dimineața zilei de 16 mai 1968 o explozie produsă de o acumulare de gaze la nivelul 18 al clădirii a spulberat peretele exterior al unui apartament situat la colțul structurii. Cedarea acestui perete a condus într-o primă etapă la intrarea în colaps a etajelor superioare de la nivelul 19 până la nivelul 22. În cea de-a doua etapă, datorită încărcărilor dinamice provocate de căderea etajelor superioare (19-22), a fost antrenat în colaps tot colțul construcției de la nivelul 17 până la parter, după cum se poate vedea în figura 1.1. În urma acestui eveniment, 4 persoane au decedat și alte 70 au fost rănite [4]. Cedarea parțială a clădirii Ronan Point s-a datorat lipsei de integritate structurală, sistemul structural nu a permis dezvoltarea unor căi alternative de redistribuire a încărcărilor rezultate în urma cedării instantanee a unui element de rezistență. [3]



Figura 1.1. Cedarea clădirii Ronan Point (Londra, 1968) [7]

- *Hotelul Royal Plaza – Tailanda, 1993*

Clădirea alcătuită inițial dintr-un nivel subteran și trei etaje a fost construită în anul 1983. Ulterior, în anul 1985, autoritățile locale au aprobat schimbarea destinației clădirii în hotel, iar în anul 1990 proprietarul clădirii a adăugat încă trei niveluri peste structura originală, depășindu-se astfel capacitatea de rezistență a acesteia. După trei ani, structura s-a prăbușit, toți stâlpii de la primul nivel au cedat aproape în același timp cauzând colapsul întregii structuri. Clădirea a cedat sub greutatea proprie în mai puțin de 10 secunde, fiind considerat unul dintre cele mai dezastruoase accidente provocate de om din istoria Tailandei.



Figura 1.2 Colapsul hotelului Royal Plaza (Tailanda, 1993) [8]

- *Clădirea Federală Alfred P. Murrah – Oklahoma, 1995*

Structura de 9 niveluri în cadre de beton armat a fost proiectată conform codului american ACI 318-71 (1971) și construită între anii 1970-1976. În 19 aprilie 1995 o încărcătură explozivă a fost detonată în fața părții de nord a clădirii. După cum se poate vedea în figura 1.3, cel mai apropiat stâlp de locul exploziei a cedat, iar pierderea acestuia a condus, printr-o reacție în lanț, la cedarea celor doi stâlpi adiacenți și a grinzii de la nivelul 3, rezultând în final prăbușirea progresivă a etajelor superioare. În urma colapsului clădirii, aproximativ jumătate din spațiul utilizabil a fost distrus, iar 168 de persoane au decedat și peste 800 de persoane au fost rănite [4]. Echipa de evaluare a stabilit că structura a fost bine proiectată și detaliată conform codurilor existente în acea perioadă, dar aceasta nu a fost proiectată pentru a rezista la explozie, seism sau orice alt tip de încărcare accidentală. Echipa de investigare a afirmat că dacă s-ar fi aplicat prevederile actuale privind proiectarea structurilor amplasate în zone seismice, în cazul acestei clădiri, suprafața avariata s-ar fi redus între 50 și 80%. [3]



Figura 1.3 Colapsul clădirii Alfred P. Murrah (Oklahoma, 1995) [9]

- *Magazinul universal Sampoong – Coreea de Sud, 1995*

Colapsul total al clădirii a fost cauzat de introducerea unor echipamente de aer condiționat pe acoperișul structurii, încărcări care nu au fost luate în considerare la proiectarea clădirii. În consecință, acoperișul structurii a cedat conducând la colapsul progresiv al întregii clădiri și pierdere a peste 500 de vieți omenești.



Figura 1.4 Colapsul magazinului universal Sampoong (Seoul, 1995) [10]



- *Turnurile Gemene World Trade Center – New York, 2001*

Cel mai cunoscut exemplu de structuri prăbușite prin colaps progresiv este cel al Turnurilor Gemene din New York. În 11 septembrie 2001, două avioane Boeing 767 au intrat efectiv în cele două turnuri cauzând cedarea lor (Fig. 1.5). Structurile au avut suficientă redundanță, rezistând în urma impactului aproximativ o oră. Colapsul clădirilor a fost cauzat de efectul termic al focului asupra structurii metalice, care a condus la cedarea stâlpilor din structură. În momentul în care restul elementelor de rezistență nu au mai putut susține încărcările existente pe structură, prăbușirea clădirii s-a produs împreună cu pierderea a aproximativ 3.000 de vieți omenești. [4]



Figura 1.5 Prăbușirea Turnurilor Gemene World Trade Center (New York, 2001) [11]

- *Clădirea Rana Plaza – Bangladesh, 2013*

Recent, în 24 aprilie 2013, Rana Plaza, o clădire de 8 etaje cu spații comerciale din Bangladesh s-a prăbușit. Construcția a fost proiectată pentru magazine și birouri, iar la etajele superioare ale clădirii își desfășurau activitatea mai multe ateliere de textile. Structura nu a rezistat greutateii și vibrațiilor produse de utilajele grele. Cu o zi înainte de dezastru, inspectorii au observat fisuri mari și au cerut evacuarea, respectiv închiderea imediată a clădirii, dar muncitorii de la ateliere și-au continuat activitatea, rezultând a doua zi dimineața cedarea construcției.



Figura 1.6 Colapsul clădirii Rana Plaza (Bangladesh, 2013) [12]

În țara noastră, în anul 2007 a avut loc o explozie cauzată de o acumulare de gaze într-un bloc de locuințe din orașul Zalău (Fig. 1.7). Explozia a distrus complet parterul blocului, afectând structura de rezistență a acestuia. Autoritățile au hotărât demolarea imobilului deoarece acesta era în pericol să se prăbușească. Mai recent, în anul 2012, într-un imobil din Sighetul Marmației au avut loc două explozii de gaze succesive. Prima deflagrație la ora 00.56, iar a doua la ora 09.50, punând în pericol și viața echipelor de intervenție. În 2013, într-un imobil de zece etaje din Reșița a avut loc o explozie într-un apartament de la etajul al doilea (Fig. 1.8 ). Deflagrația a distrus 10 apartamente, fiind grav avariate parterul și primele trei etaje ale imobilului, iar o parte dintre pereți și planșeul dintre etajele doi și trei au cedat.



Figura 1.7 Explozie bloc de locuințe (Zalău, 2007) [13]



Figura 1.8 Explozie bloc de apartamente (Reșița, 2013) [14]

După cum s-a putut observa în exemplele anterioare, colapsul progresiv este un fenomen periculos care poate conduce la pierderi umane și materiale considerabile, cu efecte catastrofice. Comunitatea științifică de inginerie structurală acordă o importanță deosebită în ceea ce privește studiul acestui fenomen asupra structurilor, efectuând studii atât numerice, cât și experimentale. În urma cercetărilor în domeniu s-au propus și chiar s-au introdus în unele coduri de proiectare prevederi specifice referitoare la realizarea structurilor astfel încât să reziste la încărcări accidentale, împiedicându-se astfel apariția colapsului progresiv. Mai mult decât atât, Statele Unite ale Americii au elaborat ghiduri de proiectare a clădirilor noi astfel încât să reziste la colaps



progresiv și de evaluare a potențialului de colaps progresiv al structurilor existente: GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15].

## 1.2. Stadiul actual al cercetărilor în domeniu

În ultimul deceniu studiul fenomenului de colaps progresiv a devenit de mare interes pentru comunitatea științifică de inginerie structurală. Acesta constă în cercetări numerice, analitice și experimentale efectuate pe elemente, subansamble, substructuri sau chiar pe întreaga structură. În urma acestor studii, se urmărește în principal introducerea în codurile de proiectare a unor prevederi noi privind asigurarea unui nivel adecvat de robustețe, prin prevenirea colapsului progresiv la clădirile ce urmează a fi proiectate.

O serie de **studii numerice** sunt realizate conform metodologiei din ghidul american GSA (2003) [1], care are la bază *Metoda Căii Alternative*. Aceasta presupune evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor în urma îndepărtării unui stâlp de la primul nivel, prin efectuarea unor analize statice liniare, statice neliniare sau dinamice neliniare. Baldrige și Humay (2003) [16], Bilow și Kamara (2004) [17] verifică comportamentul la colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat urmând procedeul de *analiză static liniar*, cu ajutorul programului de calcul ETABS [18]. Potențialul de colaps progresiv este evaluat în funcție de zona de risc seismic (redus, mediu sau ridicat) în care este amplasată clădirea. Rezultatele cercetării, arată că proiectarea seismică a structurilor în cadre din beton armat le furnizează acestora suficientă continuitate, redundanță și ductilitate pentru a rezista la colaps progresiv. În figura 1.9 sunt prezentate diagramele de moment încovoietor (a) și forță tăietoare (b) rezultate în urma îndepărtării stâlpului de la primul nivel al structurii, sub combinația de încărcări gravitaționale prevăzute de ghidul GSA (2003) [1]:  $DL+0.25LL$ , unde DL – încărcările permanente și LL – încărcările utile.

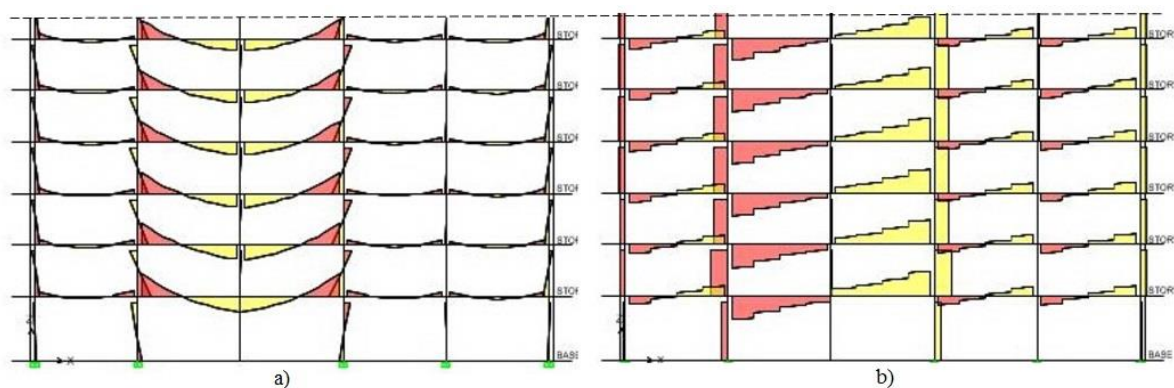


Figura 1.9 Diagramele de eforturi: a) moment încovoietor și b) forță tăietoare, rezultate în urma îndepărtării stâlpului de la primul nivel al unei structuri în cadre [17]

În țara noastră, Ioani et al. (2007, 2009) [19], [20] analizează vulnerabilitatea la colaps progresiv a unei structuri în cadre din beton armat de 13 niveluri, urmând același procedeul de analiză descris în ghidul GSA (2003) [1]. Clădirea este proiectată seismic conform vechiului cod P100-92 [21] pentru o zonă cu risc seismic ridicat din România (București). Rezultatele analizelor statice liniare arată că structura nu cedează prin colaps progresiv atunci când este supusă la diferite scenarii de tip “stâlpi lipsă”. În anul 2010, Ioani și Cucu [22], [23] evaluează vulnerabilitatea la

colaps progresiv a două modele structurale, reprezentând aceeași clădire de 13 niveluri în cadre din beton armat, proiectată seismic conform prevederilor a două coduri diferite: P100-92 [21] și P100-1/2006 [24]. În urma analizelor efectuate cu ajutorul programului de calcul Autodesk Robot [25] rezultă că prevederile de proiectare seismică cuprinse în codul P100-1/2006 [24] (mai recent), conduc la efecte benefice în ceea ce privește răspunsul structurii la sarcini accidentale, iar potențialul de colaps progresiv al acesteia scade.

Ulterior, în evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor sunt aplicate și procedeele de analiză neliniară statică sau dinamică. Joshi et al. (2010) [26] studiază rezistența la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, conform ghidului GSA (2003) [1], efectuând *analize statice liniare și neliniare* cu ajutorul programului de calcul SAP2000 [27]. În urma analizelor statice neliniare se observă că articulațiile plastice se formează în zonele critice ale elementelor în care valorile rapoartelor DCR, determinate urmând procedura statică liniară sunt maxime. În teza sa de doctorat, H. Kim (2006) [28] evaluează răspunsul structurilor în cadre din beton armat și a celor cu planșee de tip dală, efectuând *analize neliniare statice și dinamice*. Efectele dinamice ale îndepărtării bruște din clădire a unui element vertical de rezistență sunt examinate atât pentru o structură robustă, cât și pentru una cu deficiențe. În urma analizelor, autorul determină *valori reale ale factorului de amplificare dinamic (DIF)*, care trebuie luat în considerare în analiza statică neliniară. Pentru structura cu deficiențe, s-au obținut valori ale factorului dinamic cuprinse între 1.52 și 1.72, mai mici decât valoarea 2.00, recomandată de ghidul GSA (2003) [1].

Tsai și Lin (2008) [29] în urma analizelor neliniare statice și dinamice, efectuate cu ajutorul programului de calcul SAP2000 pentru a determina potențialul de colaps progresiv al unei clădiri în cadre din beton armat, au trasat *curba de capacitate a structurii*. Aceasta se poate vedea în figura 1.10 pentru cele patru cazuri de avarie prevăzute în ghidul GSA (2003) [1]: îndepărtarea unui stâlp exterior de la primul nivel situat la mijlocul laturii scurte (cazul 2A), situat aproape de mijlocul laturii lungi (cazul 1B), la colțul clădirii (cazul 1A) și la interior (cazul 2B). În final, autorii obțin valori ale factorului de amplificare dinamic (DAF) cuprinse între 1.16 și 2.00, în funcție de cazul de avarie.

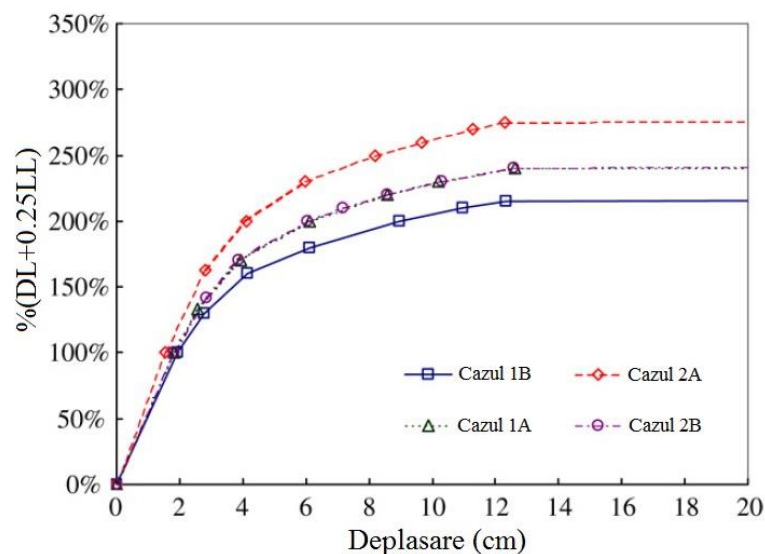


Figura 1.10 Variația factorului DAF pentru diferite cazuri de avarie [29]

Marchiș et al. (2012, 2013) [30], [31], [32], [33], studiază vulnerabilitatea la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat din țara noastră, în funcție de mai mulți parametri, cum sunt: zona seismică în care este amplasată structura (redușă, moderată sau înaltă), numărul de niveluri ale structurii (3, 6 și 10), clasa de ductilitate considerată la proiectarea seismică a structurii (medie sau înaltă), cazul de avarie adoptat conform ghidului GSA (2003) [1] și metoda de analiză utilizată (statică liniară, statică neliniară și dinamică neliniară). De asemenea, în teza sa de doctorat [33] a obținut valori ale factorului DIF cuprinse între 1.14 și 1.66.

Kokot et al. (2012) [34] investighează comportarea la colaps progresiv a unei structuri de trei niveluri în cadre din beton armat, care a supraviețuit distrugerii fizice a doi stâlpi centrali. În urma experimentului, în programul de calcul SAP2000 s-a alcătuit un model al structurii analizate. Utilizând Metoda Căilor Alternative de redistribuire a încărcărilor, studiile numerice întreprinse presupun analize statice liniare, dinamice liniare și neliniare. Scenariile de avarie considerate constau în: cedarea unui stâlp central, a unui stâlp de colț și a doi stâlpi centrali simultan. În final, autorii determină valoarea factorului dinamic, după trei definiții diferite, rezultând valori maxime în stâlpi de 1.87 și în grinzi de 1.72.

Conform ghidului GSA (2003) [1] se poate evalua și potențialul de colaps progresiv al *structurilor în cadre din oțel*. În acest sens, Ferraioli și Mandara (2012) [35] efectuează analize statice și dinamice neliniare pentru a determina rezistența la colaps progresiv structurilor din oțel proiectate conform codului italian. Rezultatele obținute arată că vulnerabilitatea la colaps progresiv al unei structuri variază în funcție de încărcările aplicate, poziția stâlpului îndepărtat și de numărul de niveluri ale clădirii. De asemenea, Formisano și Mazzolani (2012) [36] determină capacitatea de rezistență la colaps progresiv a structurilor din oțel proiectate conform vechiului (1996) și noului (2008) cod italian, efectuând analize statice liniare, statice neliniare și dinamice neliniare. Rezultatele au arătat că indicele de robustețe al structurii proiectate conform noului cod este mai mare cu aproximativ 10% decât cel al structurii proiectate conform vechiului cod. Mai mult decât atât, autorii determină valorile reale ale factorului de amplificare dinamic, necesar pentru a lua în considerare în analizele statice neliniare efectul dinamic al îndepărtării stâlpului. În lucrarea lor, Tahmasebi et al. (2012) [37] examinează comportamentul la colaps progresiv al structurilor în cadre cu contravântuiri din oțel, de patru și șase niveluri.

În teza sa de doctorat, Foley (2007) [38] verifică potențialul de colaps progresiv a trei clădiri în cadre din oțel de 3, 10 și 20 de etaje. În acest sens sunt efectuate analize dinamice liniare și neliniare conform ghidului GSA (2003) [1]. În plus, autorul studiază acțiunea catenară și de membrană, care se dezvoltă în cadrul sistemului structural din oțel cu plăci compozite (beton și oțel), care conduc la creșterea robusteții structurilor metalice. Kim J. și Kim T. (2009) [39] evaluează vulnerabilitatea la colaps progresiv a structurilor în cadre din oțel, conform procedeelelor de analiză: static liniar, dinamic liniar și neliniar prevăzute atât în ghidul GSA (2003) [1], cât și în ghidul DoD (2005) [40]. Una dintre concluziile studiului este că analiza dinamică neliniară poate fi utilizată ca cel mai precis și practic instrument de evaluare a potențialului de colaps progresiv.

Ghidul american DoD (2005) [40] a fost modificat semnificativ, rezultând o nouă variantă DoD (2009) [15], la care au contribuit Marchand et al. (2009) [41]. Pornind de la procedeele de analiză prevăzute în vechiul ghid DoD (2005) [40], se dezvoltă noi relații de calcul ale factorului de amplificare, utilizat în analizele statice liniare pentru a lua în considerare efectele dinamic și neliniar (LIF), precum și ale factorului de amplificare dinamic, utilizat în analizele statice neliniare

(DIF). Aceste relații sunt prevăzute în noua versiune a ghidului DoD (2009) [15] pentru structuri în cadre din beton armat și din oțel. În urma analizelor a rezultat variația factorului de amplificare dinamic (DIF) între 1.05 și 1.75 pentru structurile din beton armat (Fig. 1.11) și între 1.20 și 1.80 pentru structurile din oțel. În lucrarea [42], Stevens et al. (2011) prezintă și evidențiază modul în care ghidului DoD (2009) [15] a îmbunătățit nivelul de cunoaștere privind colapsul progresiv și l-a transformat în prevederi practice de proiectare a clădirilor să reziste la colaps. Recent, Mohamed (2015) [43] prezintă și discută estimarea factorului de creștere al încărcărilor (LIF, DIF), necesar în proiectarea structurilor în cadre din oțel rezistente la colaps progresiv, pentru a lua în considerare efectele dinamice ale îndepărtării stâlpului sau peretelui în analizele statice liniare sau neliniare.

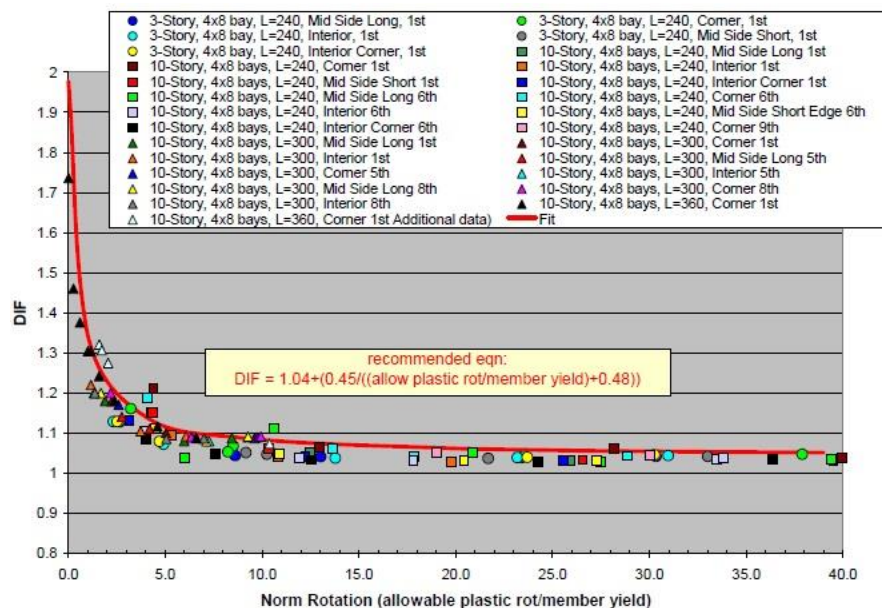


Figura 1.11 Variația factorului de amplificare dinamic pentru structuri din beton armat [41]

Botez (2013, 2014) [44], [45] evaluează acuratețea și eficiența metodelor utilizate în analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. În acest scop, autorul stabilește un nivel limită de simplificare a modelului structural astfel încât acuratețea rezultatelor să nu fie semnificativ afectată. De asemenea, autorul investighează influența tipul de plastificare (punctuală sau distribuită) și a plăcii (introdusă parțial sau total în model) asupra verdictului de colaps progresiv al structurilor. Gradul de robustețe al structurilor este evaluat conform ghidurilor GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15]. În final, autorul compară rezultatele obținute cu Metoda Elementelor Finite și cu Metoda Elementelor Aplicate în evaluarea potențialului de colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Analizele sunt efectuate în programele de calcul: SAP2000, Abaqus [46] și ELS<sup>®</sup> [47].

Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures (ELS<sup>®</sup>), care are la bază Metoda Elementelor Aplicate (MEA) este unul dintre cele mai avansate programe de calcul a structurilor sub acțiuni accidentale. Utilizând programul ELS<sup>®</sup>, Salem et al. (2011) [48], Helmy et al. (2012) [49] evaluează comportamentul la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat supuse diferitelor scenarii de avarie. În lucrarea lor, Salem et al. [48] arată că cedarea unui singur stâlp central de la



primul nivel al unei clădiri de cinci etaje nu conduce la colaps, însă cedarea a doi stâlpi centrali produce colapsul progresiv al unei treimi din structură. Conform metodologiei propuse de ghidul DoD (2009) [15], Helmy et al. [49] analizează o structură de zece niveluri supusă cedării unui stâlp (de colț, exterior și interior) sau a unui perete (exterior și interior) de la diferite niveluri ale clădirii (primul nivel, nivelul 5, nivelul 8 și de la ultimul nivel). Autorii studiază efectul mai multor parametrii, cum sunt: grosimea plăcii, armătura din placă, înălțimea grinzilor, armătura din grinzi, asupra rezistenței la colaps progresiv a structurii. În final, pe baza rezultatelor obținute, se propun modificări ale codului de proiectare american (ACI 318-08).

În țara noastră, Baci (2010, 2012) [50], [51] urmărește comportarea la colaps progresiv a unei structuri în cadre de beton armat sub acțiunea încărcărilor accidentale de tip explozie. Analizele dinamice neliniare sunt efectuate cu programele de calcul: SAP2000, care are la baza MEF și ELS<sup>®</sup>, bazat pe MEA, rezultatele fiind în final comparate și discutate. Autorul folosește în programul ELS<sup>®</sup> pentru a îndepărta stâlpul brusc, atât opțiunea de demolare, cât și cea de distrugere prin explozie a elementului, care se apropie mai mult de realitate. De asemenea, Lupoiaie et al. (2011, 2013) [52], [53] pe aceeași structură iau în considerare și pereții exteriori din zidărie de cărămidă în programul ELS<sup>®</sup>. În urma analizelor dinamice neliniare efectuate pentru cazul îndepărtării stâlpului prin demolare, se observă o reducere a deplasării pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, iar în situația îndepărtării stâlpului de colț prin distrugere (explozie) se observă colapsul structurii.

Recent, Dinu și Dubină (2012, 2013) [54], [55] evaluează riscul de colaps progresiv al structurilor în cadre din oțel cu ajutorul programului de calcul ELS<sup>®</sup>. Analizele dinamice neliniare sunt efectuate conform metodologiei recomandate de ghidul DoD (2009) [15] pentru diferite scenarii de tip „stâlpi lipsă”. În lucrarea [55], se evidențiază rolul îmbinărilor și a interacțiunii structură-planșeu în creșterea gradului de robustețe și în reducerea riscului de cedare sub acțiuni extreme. Mărginean et al. (2013) [56] studiază pe o structură multietajată în cadre din oțel comportarea îmbinărilor grindă-stâlp în urma cedării accidentale a unui stâlp. Rezultatele au arătat că cedarea unui stâlp poate conduce la epuizarea rezistenței la încovoiere a îmbinărilor și la dezvoltarea unor forțe axiale importante, fiind necesară evaluarea capacității îmbinărilor sub efectele interacțiunii moment încovoiator – forță axială.

În paralel cu studiile numerice efectuate conform procedeele de analiză descrise în ghidurile americane GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15], s-au efectuat și **studii analitice**. Acestea constau în elaborarea unor noi metode și procedee de analiză a structurilor la colaps progresiv.

Kaewkulchai și Williamson (2002-2004) [57], [58], [59] dezvoltă un program de analiză, capabil să simuleze comportarea cadrelor pe durata producerii colapsului progresiv. Programul ia în considerare atât neliniaritatea de material, cât și cea geometrică. Pentru a se vizualiza nivelul de degradare al elementelor și momentul în care acestea încep să cedeze, în program este definit un indice de avarie. De asemenea, în lucrarea [59] se prezintă o formulare nouă care abordează și redistribuirea încărcărilor dinamice rezultate în urma cedării unuia sau mai multor elemente. Grierson et al. (2005) [60] dezvoltă un model de calcul neliniar cvasi-static, prin care se urmărește comportarea post-elastică și gradul de deteriorare până la cedare a structurilor în cadre din oțel.

De la Imperial College din Londra, Izzuddin et al. (2008) [61], propun o abordare simplă de evaluare a potențialului de colaps progresiv la clădirile multietajate considerând pierderea instantanee a unui stâlp ca un scenariu de proiectare. Trei etape principale sunt utilizate în

abordarea propusă: determinarea răspunsului static neliniar, evaluarea dinamică utilizând o nouă abordare simplificată și evaluarea ductilității. Pentru a obține răspunsul static neliniar, în figura 1.12 este ilustrat modelul de grindă utilizat, care ia în considerare acțiunea de arc comprimat și cea catenară, care contribuie la creșterea capacității de rezistență la colaps progresiv. Metodologia dezvoltată este implementată în lucrarea [62], pentru a determina comportamentul la colaps progresiv al unei clădiri de 7 etaje în cadre compozite, în urma pierderii instantanee a unui stâlp de la primul nivel. De asemenea, Vlassis et al. (2009) [63] propun o metodologie nouă de evaluare a vulnerabilității la colaps progresiv a clădirilor multietajate, supuse la impactul cauzat de căderea unui nivel superior.

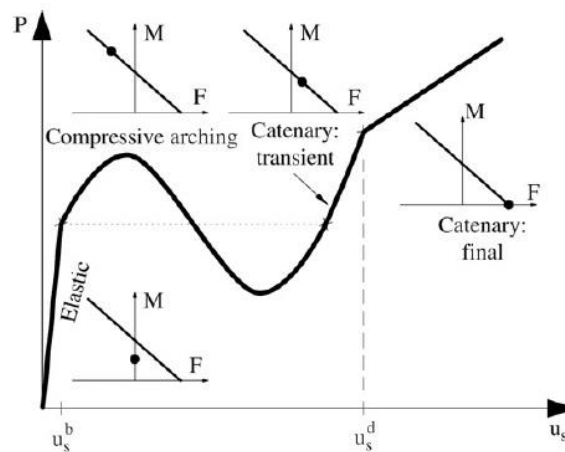


Figura 1.12 Modelul de grindă care ține seama de acțiunea de arc comprimat și cea catenară [61]

În teza sa de doctorat, Menchel (2009) [64] dezvoltă două procedee noi de analiză „pushover” a structurilor la colaps progresiv: unul bazat pe un criteriu al energiei cinetice și celălalt bazat pe optimizarea factorului de amplificare dinamic, care se utilizează la multiplicarea încărcărilor pentru a ține cont de efectul dinamic al încărcării accidentale (explozie, impact etc.). De asemenea, Tsai (2010) [65] propune o metodă analitică de evaluare a expresiilor pentru factorul de amplificare dinamic al unui sistem inelastic cu un singur grad de libertate (SDOF), supus sarcinilor gravitaționale. Expresiile analitice, în funcție de forțe sau deplasări, sunt derivate din curba de capacitate a sistemului.

Santafe Iribarren (2011) [66], [67] contribuie la modelarea structurilor în cadre din beton armat în contextul simulărilor de colaps progresiv. Legile constitutive neliniare ale materialelor (beton, oțel) sunt introduse într-o abordare a grinzii stratificate (engl. *layered beam approach*), pentru a obține relațiile între tensiuni și deformații la nivel de secțiune. Această formulare este utilizată pentru a studia răspunsul dinamic la colaps progresiv al unui cadru plan multietajat supus pierderii instantanee a unui stâlp. De asemenea, autoarea evaluează influența mai multor parametrii, cum sunt: procentul de armare, deformația specifică ultimă a oțelului și a betonului, ghidul de verificare (GSA sau DoD), timpul de îndepărtare al stâlpului, precum și efectele vitezei de aplicare a încărcării dinamice (engl. *strain rate effects*) asupra răspunsului structurii.

Lee et al. (2009) [68] propun două procedee de analiză simplificate pentru o evaluare preliminară, dar precisă, a potențialului de colaps progresiv al cadrelor sudate din oțel. Primul procedeu constă într-o analiză statică neliniară, iar al doilea reprezintă o evaluare rapidă a



răspunsului dinamic neliniar, pe baza relației între încărcarea gravitațională din stâlp și rotirea maximă a unei grinzi cu dublă deschidere. Mai recent, Kim et al. (2015) [69] propune o modelare analitică a plăcilor, pentru o evaluare mai exactă a rezistenței la colaps progresiv a cadrelor din oțel supuse pierderii unui stâlp exterior.

Bailey et al. (2008) [70] compară rezultatele obținute dintr-o abordare analitică simplă, bazată pe comportarea rigid-plastică, a unui model numeric avansat, utilizând MEF și 14 teste efectuate pe plăci din beton, care ating deplasări pe verticală de până la 10 ori grosimea efectivă a plăcii. Ambele abordări (analitică și numerică) prezic comportarea de membrană a plăcii, atât acțiunea de membrană comprimată în jurul perimetrului plăcii, cât și acțiunea de membrană întinsă în zona centrală a acesteia. Rezultatele au arătat că oricare dintre cele două abordări poate fi utilizată pentru a evalua capacitatea de rezistență datorită acțiunii de membrană a plăcilor din beton sub deplasări mari. Keyvani et al. (2015) [71] studiază acțiunea de membrană comprimată asupra rezistenței la colaps progresiv a planșelor de tip dală (engl. *flat plates*) din beton armat. În teza sa de doctorat, Bredean (2015) [72] evaluează numeric dezvoltarea mecanismelor de rezistență (catenar în grinzi și de membrană în plăci) la colaps progresiv pentru structurile în cadre din beton armat.

Livingston et al. (2015) [73] analizează răspunsul la colaps progresiv al grinzii continue de deasupra stâlpului îndepărtat. O serie de modele de grinzi sunt dezvoltate pentru a se studia efectul modificării unor parametrii, cum sunt: proiectarea ne-seismică sau seismică (engl. *ordinary vs. special frames*), rigiditatea axială a grinzii, limita de curgere a oțelului sau lungimea deschiderii grinzii, asupra rezistenței la colaps progresiv. De asemenea, Li și Sasani (2015) [74] evaluează efectele proiectării seismice și a cerințelor privind integritatea structurală asupra rezistenței la colaps progresiv a unei structuri în cadre din beton armat. În final, autorii studiază efectul mai multor parametrii (lungimea deschiderii, rigiditatea la torsiune a nodurilor, rezistența la întindere și la compresiune a betonului, limita de curgere a oțelului) asupra răspunsului neliniar al structurii în urma îndepărtării unui stâlp. Fascetti et al. (2015) [75] propune o metodologie nouă de evaluare a robusteții structurilor în cadre din beton armat la colaps progresiv, în urma pierderii instantanee a unuia sau mai multor elemente verticale de rezistență.

La scurt timp după cedarea clădirii Ronan Point, Metoda Forțelor de Legătură (engl. *Tie Force Method*) a fost recomandată de standardele britanice în vederea proiectării structurilor să reziste la colaps progresiv. Li Yi et al. (2011) [76] propun o îmbunătățire a acestei metode, prin care să se ia în considerare în analiză factori importanți cum sunt: mecanisme spațiale de redistribuire a încărcărilor, efectele dinamice și corectarea eforturilor.

Mendis și Ngo (2002) [77] investighează vulnerabilitatea la colaps progresiv a unei clădiri înalte de 52 de niveluri, supusă la acțiunea sarcinilor extreme, cum sunt: presiunea cauzată de o explozie detonată la 20m de structură și impactul unui avion la nivelul 40 al clădirii. Obiectivul principal al studiului îl reprezintă dezvoltarea unei metode preliminare de evaluare a consecințelor acțiunilor extreme de impact asupra structurilor. Între timp au apărut programe de calcul în care se pot simula încărcările extreme de tipul exploziei (de ex. ELS<sup>®</sup>). Deoarece analiza utilizând aceste programe durează foarte mult și necesită multe resurse, Li și Hao (2013) [78] dezvoltă o abordare numerică nouă, care include condensarea statică în element finit pentru a simula răspunsul structurilor în cadre din beton armat la acțiunea sarcinilor extreme de tipul explozie.

În ceea ce privește evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor, cele mai exacte rezultate sunt obținute în urma **studiilor experimentale**, care sunt relativ dificil de realizat și foarte costisitoare. Foarte important, pentru a avea încredere în rezultatele obținute pe modele numerice sau analitice dezvoltate, este ca acestea să fie înainte validate în raport cu rezultatele obținute experimental. În continuare sunt prezentate, pe scurt, câteva experimente clasice efectuate pentru a determina potențialul de colaps progresiv al structurilor.

Yi et al. (2008) [79] testează la colaps progresiv un cadru plan din beton armat de trei niveluri și patru deschideri, realizat la scara 1/3. Cedarea cadrului este simulată prin îndepărtarea stâlpului din mijloc de la primul nivel, printr-un proces de descărcare pas-cu-pas. Pe măsură ce se îndepărtează static stâlpul din structură, se observă cum în grinzi se dezvoltă *mecanismele de arc comprimat și cel catenar*. Colapsul cadrului este inițiat de ruperea barelor de armătură de la partea inferioară a grinzii de la primul nivel.

Dezvoltarea mecanismului catenar în grinzi este urmărită experimental de He și Yi (2008) [80], care efectuează teste pe cinci sub-structuri grindă-stâlp din beton armat, cu diferite poziții ale barelor de armătură și viteze de încărcare diferite. Rezultatele experimentale au arătat faptul că acțiunea catenară joacă un rol important în creșterea capacității de rezistență a subansamblelor, atunci când se înregistrează deformații mari. În stadiul limită de colaps, capacitatea de rezistență a speciemenelor a rezultat de aproximativ două ori mai mare decât cea determinată în stadiul plastic, iar deplasarea de aproape 20 de ori mai mare.

Potențialul de colaps progresiv al clădirilor existente în cadre din beton armat supuse exploziei unuia sau mai multor stâlpi din structură este evaluat experimental și analitic de Sasani et al. (2007-2011) [81], [82], [83], [84]. Modelele analitice sunt definite în programul de calcul SAP2000, utilizând trei tipuri de articulații plastice: MPH (care lucrează la moment încovoietor după o direcție), PMM (care lucrează la forță axială și moment încovoietor pe două direcții) și FPH (care ia în considerare geometria secțiunii și proprietățile materialelor). Structurile nu au cedat prin colaps progresiv, iar dezvoltarea *acțiunii Vierendeel* s-a identificat ca fiind mecanismul principal de redistribuire a încărcărilor. Grinzile din beton armat au tendința de a se alungi atunci când dezvoltă deplasări la încovoiere mari (engl. *beam growth*). În figura 1.13 este reprezentată grafic deformarea axială a grinzii de la primul nivel, de deasupra stâlpului îndepărtat, în raport cu deplasarea pe verticală a mijlocului grinzii (de unde s-a îndepărtat stâlpul). Se observă că la o deplasare pe verticală de 43 mm (1.7 in), lungimea grinzii crește cu aproximativ 3 mm (0.12 in), reprezentând *beam growth effect*. După acest punct cele două capete ale grinzii se deplasează unul spre celălalt. Același efect fiind observat și de Yi et al. (2008) [79] în experiment.

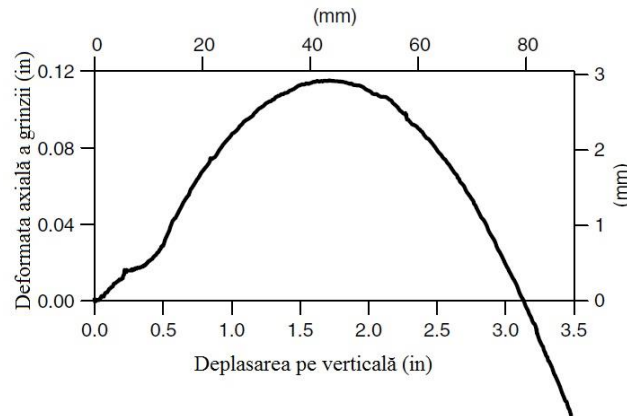


Figura 1.13 Deformarea grinzii de deasupra stâlpului îndepărtat (*beam growth*) [83]

Sasani și Sagioglu (2010) [85] urmăresc experimental și analitic redistribuirea dinamică a încărcărilor gravitaționale într-o clădire de 20 de etaje din beton armat, care rezistă în urma îndepărtării unui stâlp interior de la primul nivel. Autorii studiază efectul variației deformațiilor din grinzi și a celor axiale din stâlpi de pe înălțimea structurii asupra redistribuirii încărcărilor.

În teza sa de doctorat, Bazan (2009) [86] studiază mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale grinzilor din beton armat, efectuând analize atât la nivel de element, cât și la nivel de structură. Mai recent, Vesali et al. (2013) [87] urmăresc dezvoltarea acțiunii de arc comprimat în grinzi, pe șase specimene din beton armat, sub forță de tip deplasare-controlată pe verticală. Diferențele între specimene sunt procentele de armare longitudinală și distanțele dintre etrieri. În plus față de forța aplicată și deplasarea pe verticală, sunt măsurate rotirile de la capete și tensiunile din barele de armătură longitudinale și din beton în diverse puncte. În final, autorii dezvoltă un model analitic bazat pe MEF, care ia în considerare neliniaritățile geometrice și de material, acesta fiind calibrat cu experimentul.

În studiul lor, Yap și Li (2011) [88] prezintă rezultatele experimentale efectuate pe subansamble grindă-stâlp din beton armat, testate sub o încărcare monotonă, care simulează cedarea unui stâlp exterior. S-au construit două serii a câte trei subansamble grindă-stâlp: o serie conform proiectării uzuale și cealaltă îmbunătățită prin prevederea unei cantități sporite de armătură longitudinală în grinzi, precum și dispunerea armăturilor transversale în stâlpi în zona nodurilor. În urma încercărilor, sunt evaluate și comparate: răspunsul în forță-deplasare, modul de fisurare și mecanismele de cedare pentru cele două serii de subansamble.

Sadek et al. (2011) [89] evaluează experimental și analitic comportarea subansamblelor grindă-stâlp din beton armat și din oțel în urma cedării stâlpului central. Subansamblele reprezintă porțiuni ale unei structuri în cadre de 10 etaje proiectate pentru două zone de risc seismic: moderat și ridicat. Studiul furnizează o mai bună înțelegere a comportării și a modurilor de cedare ale subansamblelor, inclusiv dezvoltarea acțiunii catenare.

Choi și Kim (2009, 2011) [90], [91] urmăresc experimental capacitatea de rezistență la colaps progresiv a subansamblelor grindă-stâlp din beton armat proiectate seismic și ne-seismic. Rezultatele au arătat că subansamblele proiectate ne-seismic cedează prin strivirea betonului din nodul exterior grindă-stâlp înainte de activarea acțiunii catenare, iar cele proiectate seismic cedează prin ruperea barelor de armătură de la partea inferioară a grinzii. Pe baza rezultatelor obținute, autorii ajung la concluzia că structurile proiectate seismic au o capacitate de rezistență

semnificativă împotriva inițierii colapsului, iar structurile care nu sunt proiectate seismic sunt vulnerabile la colaps progresiv.

Yu și Tan (2010, 2013) [92], [93] investighează rezistența cadrelor din beton armat, prin teste efectuate pe două subansamble grindă-stâlp proiectate seismic și ne-seismic, supuse cedării stâlpului din mijloc. Rezultatele testelor arată că pe măsură ce cresc încărcările aplicate pe nodul din mijloc, se dezvoltă acțiunea de încovoiere, cea de arc comprimat și acțiunea catenară în grinzi. Acestea sunt prezentate în figura 1.14 pe baza relației dintre forța aplicată și deplasarea pe verticală a nodului din mijloc.

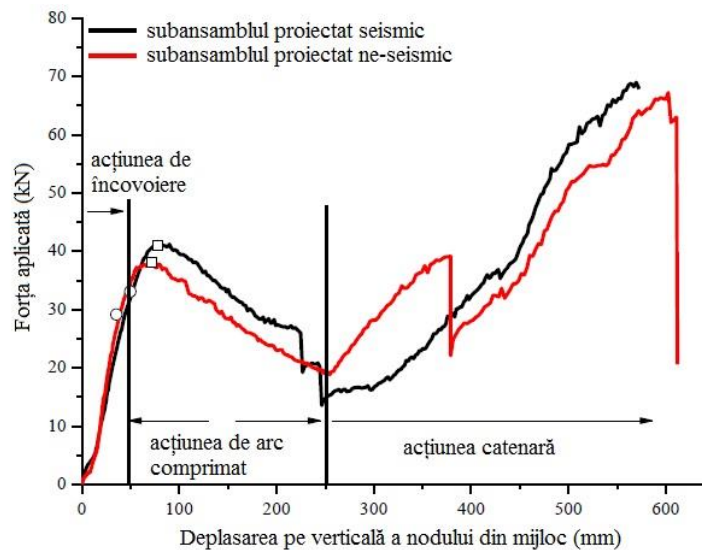


Figura 1.14 Relația între forța aplicată și deplasarea nodului din mijloc [92]

Qian și Li (2012) [94] au testat mai multe substructuri grindă-stâlp din beton armat, proiectate diferit, pentru a investiga redistribuirea încărcărilor dinamice în urma pierderii instantanee a unui stâlp de colț. Rezultatele încercărilor au confirmat faptul că proiectarea seismică crește capacitatea de rezistență la colaps progresiv a structurilor. Structurile cu deschideri mai mari fiind mai vulnerabile la colaps progresiv în comparație cu cele cu deschideri mai mici. În lucrarea (2012) [95] autorii investighează și influența plăcii asupra rezistenței la colaps progresiv a substructurilor grindă-stâlp din beton armat. Rezultatele au arătat că prezența plăcii crește capacitatea ultimă de rezistență la colaps progresiv cu până la 63%, reducând semnificativ riscul de colaps progresiv.

În studiile lor, Dat și Hai (2013) [96], [97] urmăresc atât experimental, cât și analitic răspunsul substructurilor grindă-placă din beton armat supuse cedării unui stâlp interior. În urma analizelor sunt evaluate și discutate mecanismele de rezistență pe care structura le dezvoltă înainte de cedare, cum sunt: acțiunea catenară în grinzi și acțiunea de membrană a plăcii.

Recent, Kang et al. (2015) [98] evaluează experimental comportamentul subansamblelor grindă-stâlp din beton prefabricat sub scenariul de avarie prin care se îndepărtează stâlpul din mijloc. Se observă cum în grindă se dezvoltă acțiunea de arc comprimat și cea catenară pe măsură ce crește deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat.

Fujikake et al. (2009) [99] realizează un studiu experimental în ceea ce privește răspunsul grinzilor din beton armat la acțiuni de impact. De asemenea, autorii dezvoltă un model analitic pentru a prezice săgeata maximă de la jumătatea deschiderii grinzii și încărcarea de impact

maximă, care ca un indice de performanță ajută în evaluarea nivelului de avariere a grinzilor supuse la impact. Testele presupun lăsarea unui ciocan să cadă asupra unei grinzi și se analizează influența înălțimii de la care este lăsat ciocanul să cadă, precum și efectul cantității de armătură longitudinală care contribuie la răspunsul grinzilor. Saatch și Vecchio (2009) [100] dezvoltă un procedeu de analiză dinamic neliniar bazat pe Metoda Elementelor Finite, cu ajutorul căruia se poate analiza comportarea la forță tăietoare a elementelor din beton armat sub încărcări de impact. Metodologia propusă a fost testată prin analiza unui set de grinzi din beton armat supuse la impact prin lăsarea unei greutate să cadă la mijlocul deschiderii grinzii.

În concluzie, se observă că în literatura de specialitate există studii numerice, analitice și experimentale, privind evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor. Multe dintre ele sunt foarte actuale, ceea ce semnifică faptul că analiza la colaps progresiv a structurilor este o problemă de mare actualitate în prezent. În perioada 2007-2011, Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași și Universitatea Politehnică din Timișoara au făcut parte din proiectul COST TU601 „Robustness of Structures”, care a reunit 24 de țări din Europa pe tema evaluării robusteții structurilor. Diseminarea rezultatelor s-a efectuat prin intermediul mai multor lucrări, printre care Băncilă et al. (2008, 2010) [101], [102], Dinu și Dubină (2010) [103], [104] etc.

De remarcat este faptul că în prezent, la Universitatea Politehnică din Timișoara este în desfășurare un proiect de cercetare CODEC (2012-2015) „Concepția structurală și proiectarea pe baza controlului mecanismului de cedare a structurilor multietajate supuse la acțiuni accidentale”, având ca și director de proiect Conf. Dr. ing. Florea Dinu. Programul de cercetare are ca și obiectiv principal dezvoltarea unor prevederi de calcul și alcătuire a clădirilor în vederea reducerii riscului de cedare, în cazul producerii unor acțiuni accidentale. Cercetările cuprind analize teoretice, studii numerice și experimentale realizate pe elemente și subansambluri de structuri, iar rezultatele au fost publicate în reviste de specialitate și conferințe [105], [106], [107]. De exemplu, în figura 1.15 se poate vedea modul de cedare al subansamblului alcătuit din grinzi și stâlpi metalici, reprezentând două travei și două deschideri de la partea inferioară a unei structuri de 6 niveluri. Cedarea s-a produs prin ruperea la întindere a grinzii în zona nodului central, în urma dezvoltării forțelor de întindere. [108]

La Academia Tehnică Militară din București există o echipă formată din Lupoe, Baciș et al. [50], [51], [52], [53] care se ocupă cu evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat supuse sarcinilor accidentale de tip explozie. Pentru a simula cât mai real explozia, se utilizează cel mai avansat program de calcul, la ora actuală, pentru analize la colaps progresiv, Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures.

De asemenea, Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca este cea de-a treia instituție, pe lângă Universitatea Politehnică Timișoara și Academia Tehnică Militară din București, care a achiziționat programul Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures în țara noastră. Sub îndrumarea d-lui Prof. Dr. Ing. A. M. Ioani, o echipă de doctoranzi au început în anul 2011 să studieze comportamentul la colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat. Rezultatele cercetărilor au fost publicate în numeroase articole din reviste de specialitate sau volume ale unor conferințe internaționale din țară și străinătate, printre care [30], [31], [32], [44] [109], [110], [111], [112], [113], [114], [115], [116]. În final, au rezultat patru teze de doctorat: Marchiș (2013) [33], Botez (2014) [45], Bredean (în curs de finalizare 2015) [72] și prezenta teză.



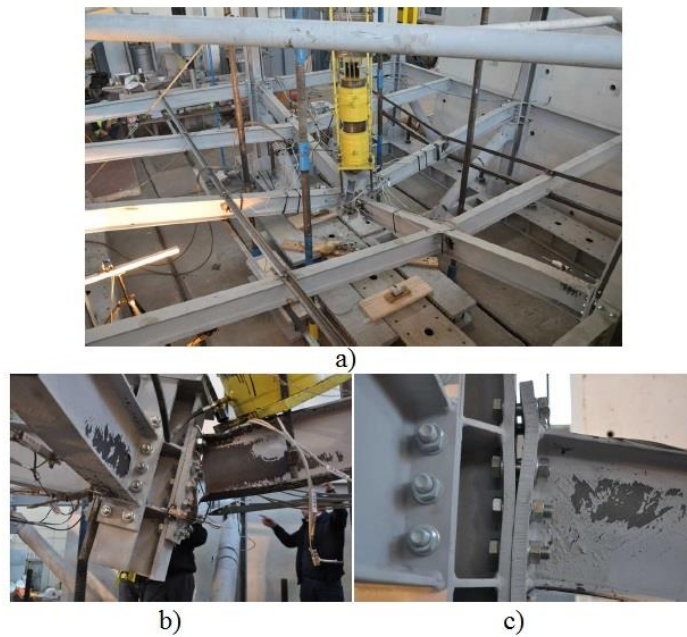


Figura 1.15 Vedere de ansamblu cu specimenul după încercare (a) și detalii cu modul de cedare – nod central (b) și nod marginal (c) [108]

### ***1.3. Necesitatea și importanța temei de cercetare***

Un număr relativ mare de structuri cedate prin colaps progresiv, soldate cu pagubele materiale și umane semnificative, au atras interesul inginerilor asupra studiului acestui fenomen. În Statele Unite și Canada, între anii 1962 și 1971, s-au înregistrat 605 cazuri de cedări structurale, dintre care 94 prin colaps progresiv. Mai mult decât atât, între anii 1989 și 2000 au fost declarate 225 de structuri prăbușite [28]. Frecvența mare de producere a acestui fenomen conduce la necesitatea cercetării în acest domeniu în scopul reducerii riscului de colaps progresiv al structurilor.

**Necesitatea cercetării** întreprinse în cadrul tezei de doctorat rezultă din numărul relativ redus al studiilor numerice privind evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat din țara noastră.

Codurile de proiectare românești nu conțin prevederi explicite în ceea ce privește realizarea unei structuri rezistente la colaps progresiv. Din acest motiv este important să se studieze comportamentul la colaps progresiv al structurilor existente din țara noastră, structuri care au fost proiectate în conformitate cu prevederile diferitelor coduri de seism.

În ultimii 50 de ani, pe teritoriul României s-a format un fond construit, locuit și alcătuit din structuri proiectate și detaliate după diferitele norme, care au fost în vigoare în această perioadă (1963-2015). În evoluția normativelor de proiectare din țara noastră, principalele coduri de seism sunt: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24] și SR EN 1998-1:2004 [119], P100-1/2013 [120], iar standardele de proiectare pentru structurile din beton armat sunt: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10107/0-90 [123], SR EN 1992-1-1:2004 [124]. Necesitatea prezentei cercetării, rezultă din faptul că până în prezent vulnerabilitatea la colaps progresiv a structurilor existente, proiectate în ultimii 50 de ani pe teritoriul țării noastre, nu a fost evaluată. Iar potențialul de colaps progresiv al acestora ar putea fi afectat de experiențele severe ale



cutremurelor majore care au avut loc pe teritoriul țării noastre, în anii 1977, 1986 și 1990, având magnitudinea pe scara Richter:  $M = 7.4$  (1977),  $M = 7.1$  (1986) și  $M = 6.9$  (1990).

**Importanța temei de cercetare** rezultă din faptul că, până în prezent, nu există rezultate numerice care să indice potențialul de colaps progresiv al structurilor existente din România, proiectate seismic în ultimii 50 de ani. Studiile numerice și experimentale existente la ora actuală evaluează riscul de colaps progresiv al structurilor în funcție de parametrii ca: numărul de niveluri ale structurii, zona seismică în care este amplasată construcția sau clasa de ductilitate în care este proiectată seismic structura. Studii disparate există, dar teza de doctorat reprezintă primul studiu parametric în care se analizează vulnerabilitatea la colaps progresiv a unei structuri în cadre din beton armat în funcție de evoluția normelor de proiectare seismică din țara noastră: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120] și a standardelor de proiectare a structurilor din beton armat: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10107/0-90 [123], SR EN 1992-1-1:2004 [124].

Rezultatele cercetărilor întreprinse în cadrul tezei conduc la completarea literaturii de specialitate cu date noi privind efectul modificărilor prevederilor de proiectare seismică din România, din ultimii 50 de ani, asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. În acest sens, se va evalua potențialul de colaps progresiv al unei structuri în cadre din beton armat comparativ, utilizând diverse metode (Metoda Elementelor Finite și Metoda Elementelor Aplicate) și procedee de analiză (static liniar, static neliniar și dinamic neliniar).

#### ***1.4. Obiectivele tezei de doctorat***

**Obiectivul principal** al tezei de doctorat îl reprezintă evaluarea potențialului de colaps progresiv al unei structuri tipice în cadre din beton armat, în funcție de evoluția normativelor de proiectare seismică din țara noastră din ultimii 50 de ani.

Cercetarea se va efectua asupra unei clădiri existente, proiectată în anul 1972 și construită între anii 1974-1975 în orașul Brăila, zonă cu risc seismic ridicat din România. Blocul Turn din centrul orașului Brăila, ilustrat în figura 1.16, este o structură în cadre din beton armat de 13 niveluri (P+M+11E) cu destinația bloc de locuințe. Primele informații despre clădire au fost extrase din lucrarea [125], iar ulterior pentru mai multe detalii s-a luat legătura cu regretatul cercetător dr. mat. Borcia [126] (decedat în 2015) și cu proiectantul clădirii. Structura, deși a fost supusă celor trei cutremure majore care au avut loc pe teritoriul țării noastre (în 1977, 1986 și 1990), din rapoartele tehnice a rezultat că a suferit doar degradări minore: fisuri fine, înclinate în apropierea reazemelor în grinzi, fisurarea și crăparea zidărilor de umplutură și de compartimentare, iar structura de rezistență alcătuită din grinzi, stâlpi și planșee din beton armat nu a fost afectată [126].

Pornind de la clădirea existentă din Brăila, proiectată conform normativului de seism P13-70 [118], se alcătuesc alte cinci modele structurale, reprezentând aceeași clădire, ca și geometrie, dar re-proiectată conform principalelor codurilor seismice din țara noastră: P13-63 [117], P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120].



Figura 1.16 Blocul Turn din orașul Brăila

Pentru atingerea obiectivului principal propus, **un prim obiectiv secundar** constă în studiul aprofundat privind:

- ✓ metodele și procedeele de analiză la colaps progresiv a structurilor, prevăzute în ghidurile americane: GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15];
- ✓ principalele coduri de proiectare seismică din țara noastră: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119], P100-1/2013 [120];
- ✓ principalele standarde de proiectare a structurilor din beton armat: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10107/0-90 [123], SR EN 1992-1-1:2004 [124];
- ✓ articole științifice, rapoarte și teze de doctorat din acest domeniu.

**Al doilea obiectiv secundar** constă în alcătuirea și detalierea seismică a celor șase modele structurale, pornind de la clădirea reală de 13 niveluri din Brăila:

- *Modelul original Brăila P13-70* – structura este proiectată conform normativului seismic P13-70 [118] și STAS 8000-67 [122] pentru construcții din beton;
- *Modelul derivat Brăila P13-63* – structura este proiectată conform normativului seismic P13-63 [117] și P8-62 [121] pentru construcții din beton;
- *Modelul derivat Brăila P100-92* – structura este proiectată conform normativului seismic P100-92 [21] și STAS 10107/0-90 [123] pentru structuri din beton;
- *Modelul derivat Brăila P100-2006* – structura este proiectată conform codului seismic P100-1/2006 [24] și a standardului european pentru construcții din beton SR EN 1992-1-1:2004 [124];
- *Modelul derivat Brăila EC-8* – structura este proiectată conform standardului european de seism SR EN 1998-1:2004 [119] și a celui pentru construcții din beton SR EN 1992-1-1:2004 [124];
- *Modelul derivat Brăila P100-2013* – structura este proiectată conform codului seismic actual P100-1/2013 [120] și a standardului european pentru construcții din beton SR EN 1992-1-1:2004 [124].

**Al treilea obiectiv secundar** îl reprezintă studiul influenței cazurilor de avarie, precum și a acurateții principalelor tipuri de analiză: statică liniară, statică neliniară și dinamică neliniară, în evaluarea vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Pentru aceasta, se determină capacitatea de rezistență la colaps progresiv a celor șase modele structurale, conform metodologiei din ghidul american GSA (2003) [1]. Cele patru cazuri de avarie recomandate constau în îndepărtarea unui stâlp de la primul nivel situat la exteriorul clădirii: în apropiere de mijlocul laturii scurte (cazul C<sub>1</sub>), în apropiere de mijlocul laturii lungi (cazul C<sub>2</sub>), la colțul clădirii (cazul C<sub>3</sub>) și la interior (cazul C<sub>4</sub>). Analizele sunt efectuate cu ajutorul programului de calcul SAP2000 [127], care are la bază Metoda Elementelor Finite.

**Al patrulea obiectiv secundar** constă în evaluarea comparativă a curbelor de capacitate, determinate în urma analizelor neliniare statice și dinamice, pentru toate modelele structurale analizate. În urma trasării curbelor de capacitate, se determină robustețea la colaps progresiv a structurilor analizate, prin calculul indicelui de robustețe ( $\Omega$ ) și se determină valorile reale ale factorului dinamic de amplificare a încărcării statice (engl. *dynamic increase factor*), pentru cazul îndepărtării stâlpului de colț din clădire.

**Al cincilea obiectiv secundar** îl reprezintă analiza la colaps progresiv a structurilor utilizând un program de calcul mai avansat, specializat pe analiza structurilor sub încărcări accidentale, Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures (ELS<sup>®</sup>), care are la bază Metoda Elementelor Aplicate (MEA). Pentru validarea modelului numeric, se definește în ELS<sup>®</sup> un experiment clasic, recent, efectuat de Yi et al. (2008) [79] asupra unui cadru plan. Iar în urma calibrării, programul de calcul ELS<sup>®</sup> poate fi utilizat cu încredere în analiza la colaps progresiv a structurilor. În evaluarea potențialului de colaps progresiv al modelelor structurale sunt efectuate analize dinamice neliniare. Pentru a evidenția influența modificărilor codurilor de proiectare asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, modelul original Brăila P13-70 (structura proiectată în anii '70) și modelul derivat Brăila P100-2013 (structura proiectată în prezent) sunt analizate comparativ în programul ELS<sup>®</sup>. Deoarece în prezent inginerii preferă simplitate structurală din considerente economice și deoarece sunt relativ ușor de executat, pornind de la clădirea reală, care este formată din grinzi și stâlpi de secțiuni variabile pe înălțimea structurii se alcătuiește un model nou, ipotetic, cu secțiuni constante ale elementelor structurale pe înălțimea clădirii. În final, se compară capacitățile de rezistență la colaps progresiv ale celor două modele analizate. Pentru modelul original Brăila P13-70 se evaluează efectul luării în considerare a pereților de zidărie de la exteriorul clădirii asupra rezistenței la colaps progresiv a întregii structuri. De asemenea, se analizează și alte cazuri de avarie, cum sunt: îndepărtarea din structură a unui stâlp de colț de la diferite niveluri ale clădirii: parter, nivelul șapte și de la ultimul nivel (recomandate de ghidul american DoD (2009) [15]), precum și îndepărtarea simultană a doi sau trei stâlpi din structură.

## ***1.5. Structura tezei de doctorat***

Teza de doctorat este structurată pe 7 capitole. În continuare se prezintă succint rezumatul fiecărui capitol:

În capitolul 1 „INTRODUCERE” se definește noțiunea de colaps progresiv și sunt ilustrate câteva exemple cunoscute de clădiri care au cedat în urma producerii unui astfel de eveniment.

Aceste dezastre, soldate cu pagube materiale și umane semnificative, au condus la intensificarea interesului comunității de inginerie structurală asupra studiului fenomenului de colaps progresiv. Sunt prezentate pe scurt preocupările actuale ale comunității științifice în acest domeniu: studii numerice, analitice și experimentale publicate în reviste de specialitate (*Engineering Structures*, *ACI Structural Journal*, etc.), conferințe importante, teze de doctorat. Necesitatea și importanța prezentei teze de doctorat rezultă din numărul relativ redus al cercetărilor numerice în ceea ce privește evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat din țara noastră. În finalul capitolului este prezentat obiectivul principal al cercetării și sunt detaliate obiectivele secundare care contribuie la realizarea acestuia.

Capitolul 2 intitulat „METODE ȘI PROCEDEE DE ANALIZĂ A STRUCTURILOR LA COLAPS PROGRESIV”, conține în prima parte o prezentare generală a prevederilor referitoare la realizarea structurilor rezistente la acțiuni accidentale, cuprinse în principalele coduri de proiectare: britanic, suedez, canadian, american, european și românesc. În cea de-a doua parte a capitolului sunt detaliate metodologiile de evaluare a riscului de colaps progresiv la structurile existente și de reducere a acestuia la clădirile noi, propuse de ghidurile americane GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15].

În prima parte a capitolului 3 cu titlul „ALCĂTUIREA MODELELOR STRUCTURALE ȘI PROIECTAREA SEISMICĂ A ACESTORA” se prezintă evoluția codurilor de proiectare seismică din țara noastră din perioada 1963 și până în prezent (P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119], P100-1/2013 [120]). În acest sens, sunt detaliate relațiile de calcul ale forței seismice de bază după principalele coduri, evoluția termenilor care intervin în aceste relații și a spectrelor seismice de răspuns elastic. Cea de-a doua parte a capitolului cuprinde o expunere a prevederilor specifice construcțiilor în cadre din beton armat preluate din principalele standarde privind calculul și alcătuirea elementelor structurale de beton armat: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10107/0-90 [123] și SR EN 1992-1-1:2004 [124]. Iar în ultima parte a capitolului, s-au alcătuit șase modele structurale, reprezentând aceeași clădire în cadre din beton armat de 13 niveluri, amplasată în orașul Brăila și proiectată conform prevederilor din principalele coduri seismice care au fost în vigoare în țara noastră în ultimii 50 de ani. Cele șase modele structurale (Brăila P13-63, Brăila P13-70, Brăila P100-92, Brăila P100-2006, Brăila EC-8 și Brăila P100-2013) au aceeași geometrie, s-au păstrat constante valorile încărcărilor permanente, utile și au variat de la un model la altul forța seismică, grupările de încărcări, caracteristicile materialelor, prevederile privind procente minime de armare, diametrele și distanțele dintre barele de armătură din grinzi și stâlpi. În final, sunt prezentate detaliile de armare ale elementelor structurale (grinzi și stâlpi) pentru fiecare model în parte.

Capitolul 4 „ANALIZA LA COLAPS PROGRESIV A MODELELOR STRUCTURALE CONFORM GHIDULUI GSA (2003)” cuprinde un studiu comparativ privind comportarea la colaps progresiv a modelelor structurale proiectate în cadrul capitolului 3: modelul Brăila P13-63, modelul Brăila P13-70, modelul Brăila P100-92, modelul Brăila P100-2006 (similar cu modelul Brăila EC-8) și modelul Brăila P100-2013. Analizele sunt efectuate urmând prevederile din ghidul american GSA (2003) [1], care are la bază Metoda Căii Alternative și prevede trei procedee de analiză: static liniar, static neliniar și dinamic neliniar. Potențialul de colaps progresiv al structurilor este evaluat pentru toate cele patru cazuri de avarie, recomandate de ghidul GSA (2003) [1]: cazul  $C_1$  – atunci când un stâlp exterior de la primul nivel situat în apropierea

mijlocului laturii scurte a clădirii este îndepărtat din structură, cazul  $C_2$  – un stâlp exterior din apropierea laturii lungi este îndepărtat, cazul  $C_3$  – atunci când un stâlp de colț se consideră cedat și cazul  $C_4$  – când un stâlp interior de la primul nivel este îndepărtat din structură.

În cadrul capitolului 5 al tezei „EVALUAREA ROBUSTEȚII LA COLAPS PROGRESIV A MODELELOR STRUCTURALE – CAZUL STÂLPULUI DE COLȚ ( $C_3$ )”, se determină capacitatea ultimă de rezistență la colaps progresiv a modelelor structurale analizate: modelul Brăila P13-63, modelul Brăila P13-70, modelul Brăila P100-92, modelul Brăila P100-2006 și modelul Brăila P100-2013. Analizele de robustețe ale celor cinci modele structurale sunt efectuate doar pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat brusc din structură. În final, se determină valoarea indicelui de robustețe ( $\Omega$ ) pentru fiecare model structural analizat, ca fiind raportul dintre încărcarea la care structura cedează și cea nominală, recomandată de ghidul GSA (2003) [1]. În urma analizelor neliniare statice și dinamice se alcătuiesc curbele de capacitate și se determină valorile reale ale factorului de amplificare dinamic (DIF), precum și variația acestuia în funcție de valoarea deplasării pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat.

„ANALIZE AVANSATE DE EVALUARE A RISCULUI DE COLAPS PROGRESIV (ELS)” reprezintă capitolul 6 al tezei, care cuprinde analize la colaps progresiv efectuate cu ajutorul programului Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures (ELS<sup>®</sup>), bazat pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA). La început sunt prezentate câteva aspecte privind MEA, cum sunt: modelarea, conexiunea între elemente, modelele constitutive ale materialelor și criteriile de cedare. Înainte de a se efectua analize pe structură, pentru a avea încredere în rezultatele obținute cu MEA, se simulează în programul ELS<sup>®</sup> un experiment recent realizat de Yi et al. [79] asupra unui cadru plan. Modelul numeric este validat în raport cu experimentul, MEA putând surprinde chiar și efectul catenar și modul de cedare al cadrului identic cu experimentul. Efectul evoluției codurilor de proiectare seismică din țara noastră asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat se evaluează analizând în programul ELS<sup>®</sup> modelele Brăila P13-70 și Brăila P100-2013. Modelul Brăila P13-70 reprezintă structura reală de 13 proiectată la începutul anilor '70 conform normativului seismic P13-70 [118], iar modelul Brăila P100-2013 reprezintă aceeași structură proiectată conform actualului cod seismic P100-1/2013 [120]. În prezent inginerii preferă simplitatea structurală, iar modul în care influențează această proprietate capacitatea de rezistență la colaps progresiv a unei structuri se studiază asupra modelului Brăila P100-2013, care se mai proiectează o dată considerând secțiuni constante ale grinzilor și stâlpilor pe înălțimea structurii. Efectul considerării în model a pereților de închidere asupra răspunsului dinamic al structurii se analizează asupra modelului Brăila P13-70, în care se introduce zidăria din BCA la exteriorul clădirii. În final, potențialul de colaps progresiv al modelului structural Brăila P13-70 este evaluat considerând și alte scenarii de avarie, cum sunt: îndepărtarea stâlpului de colț de la un nivel intermediar, de la ultimul nivel sau îndepărtarea mai multor stâlpi din clădire.

Capitolul 7 „CONCLUZII GENERALE. CONTRIBUȚII”, include o sinteză a problematicei abordate în cadrul tezei și detalierea principalelor contribuții în dezvoltarea cercetărilor. Iar în final sunt enumerate direcțiile viitoare de cercetare privind analiza la colaps progresiv a structurilor.



## CAPITOLUL 2

# METODE ȘI PROCEDEE DE ANALIZĂ A STRUCTURILOR LA COLAPS PROGRESIV

### 2.1. Prevederile principalelor coduri de proiectare

În urma colapsului clădirii de apartamente Ronan Point, a clădirii Federale Alfred P. Murrah, a turnurilor gemene World Trade Center și a altor multe construcții, în codurile de proiectare specifice fiecărei țări s-au introdus prevederi noi referitoare la realizarea unor structuri cât mai rezistente la acțiuni accidentale. Fiecare cod dezvoltă abordări diferite, iar în continuare sunt prezentate succint prevederile, metodele și procedeele de analiză ale structurilor la colaps progresiv conținute în principalele coduri de proiectare.

#### 2.1.1. Standardul britanic de proiectare

La scurt timp după colapsul clădirii Ronan Point (Londra, 1968), codul britanic “*The Fifth Amendment of the British Building Regulation*”, din anul 1970, conține prevederi explicite referitoare la proiectarea structurilor astfel încât să reziste la colaps progresiv. În standardele britanice s-a pus accentul pe legăturile dintre elementele structurale, pentru a se asigura **continuitatea și redundanța** întregii structuri. Aceste legături sporesc abilitatea structurii de a rezista cedării unui singur element în cazul unei explozii. În plus, elementele structurale considerate vitale pentru stabilitatea clădirii trebuie să fie proiectate ca și **elemente cheie**, capabile să reziste încărcărilor accidentale (de exemplu la o presiune de 34 kPa).

Codul britanic pentru structuri metalice BS 5950-1:2000 [128] recomandă următoarele abordări în vederea reducerii colapsului progresiv:

- Conlucrarea structurii (*Metoda Forțelor de Legătură*);
- Investigarea stabilității clădirii, prin îndepărtarea teoretică a unui stâlp sau a unui element de rezistență, sub acțiunea încărcărilor gravitaționale (*Metoda Căii Alternative*);
- Proiectarea unor componente structurale ca și elemente cheie (*Metoda Elementelor Cheie*).

Stabilitatea structurii este verificată în urma îndepărtării teoretice a unui element structural pentru următoarea combinație de încărcări:

$$D + L/3 + W_n/3 \quad (2.1)$$

Unde: D – încărcări permanente, L – încărcări utile,  $W_n$  – încărcări din vânt; Relația 2.1 este valabilă pentru toate construcțiile, cu excepția depozitelor în care ar trebui să se utilizeze  $1.0 L$ .

Standardul pentru proiectarea structurilor din beton BS 8110-1:1997 [129] recomandă următoarele abordări:

- Prevederea unor legături orizontale periferice, interne, între stâlpi și pereți;
- Identificarea și proiectarea elementelor structurale cheie;



- Proiectarea clădirii astfel încât îndepărtarea oricărui element vertical portant, altul decât un element cheie, să nu producă mai mult decât colapsul local;
- Protejarea structurii împotriva impactului cu vehicule.

### 2.1.2. Codul de proiectare suedez

Codul din anul 1994 [130] recomandă o abordare directă prin *Metoda Căii Alternative* și una indirectă prin *Metoda Forțele de Legătură*. Codul conține prevederi diferite pentru trei clase de siguranță în care sunt încadrate clădirile. În mod curent, cerințele referitoare la încărcările accidentale și colapsul progresiv se aplică numai pentru clasa de siguranță 3. În vederea proiectării structurilor la sarcini accidentale, codul recomandă:

- Asigurarea căilor alternative de transfer a încărcării, astfel încât structura să poată rezista unei avarii locale;
- Proiectarea structurii astfel încât să înregistreze deformații mari, care ar putea conduce la dezvoltarea mecanismelor de rezistență (catenar, de membrană etc.).

În secțiunea 4.5 a codului sunt prevăzute două cerințe de proiectare pe care trebuie să le îndeplinească structurile pentru a rezista în caz de colaps progresiv:

- a) Pentru clădirile până la 4 etaje, stabilitatea structurii în urma unei avarii primare trebuie verificată sub următoarea combinație de încărcări:

$$1.0 \cdot G_k + 1.0 \cdot \psi \cdot Q_k \quad (2.2)$$

În care:  $G_k$  – valoare caracteristică a încărcării permanente;

$Q_k$  – valoarea caracteristică a încărcării variabile;

$\Psi$  – coeficient de variație a încărcării variabile.

Pentru clădirile care au de la 5 până la 16 etaje, în plus față de condițiile specificate la clădirile cu până la 4 etaje, inginerii trebuie să facă dovada existenței căilor alternative de transfer a încărcării pentru ca structura să reziste avariei. Iar în cazul clădirilor care au mai mult de 16 etaje măsurile necesare trebuie să fie stabilite în funcție de condițiile reale.

- b) Pentru a evita colapsul progresiv produs de cedările succesive, cauzate de căderile resturilor de elemente, diferitelor părți ale planșeului și ale pereților portanți, trebuie ca elementele structurale să fie capabile să transfere o forță de întindere  $N$  și o forță tăietoare  $T$ , după cum se poate vedea în figura 2.1. Condiții similare se aplică între planșee și grinzi sau între grinzi și stâlpi sau pereți. Forța de legătură între o grindă și un stâlp poate fi limitată la 150 kN.

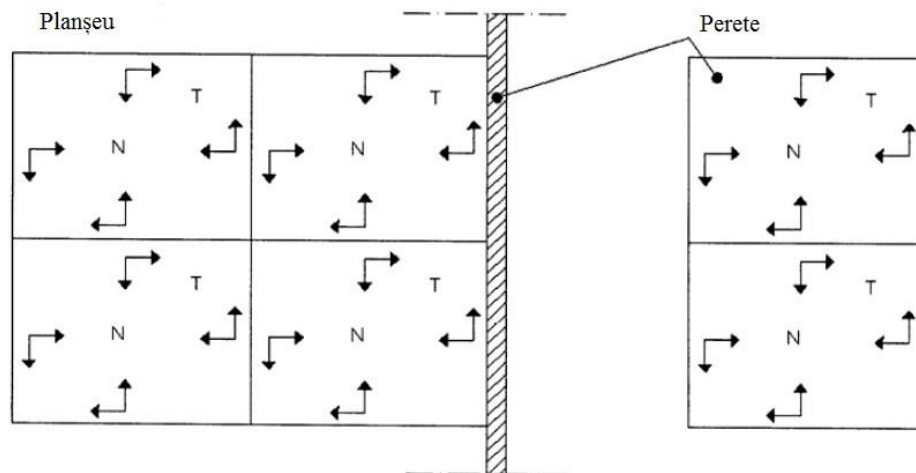


Figura 2.1 Forțele de legătură în planșeu și perete [130]

### 2.1.3. Codul de proiectare canadian

Codul canadian [131] conține prevederi privind asigurarea **integrității structurale**. Acestea se referă la recomandări privind o mai bună configurare a structurii, continuitatea armăturii și mecanismele structurale care ar putea diminua colapsul progresiv produs în urma cedării locale a unui suport vertical. În timp, recomandările cu privire la reducerea riscului de colaps progresiv au suferit modificări, iar în continuare sunt prezentate prevederile din principalele coduri canadiene.

Prevederile din codul canadian, din anul 1975:

- Reducerea riscului de accidente prin prevenirea acumulărilor de gaze, declanșării materialelor explozive, impactului cu vehicule, cu ajutorul unor elemente de protecție;
- Proiectarea îmbinărilor astfel încât să fie „ductile, capabile să înregistreze deformații mari și o capacitate mare de absorbție a energiei sub efectul încărcărilor anormale”;
- Proiectarea sub sarcini anormale a elementelor cheie, a căror cedare ar iniția colapsul progresiv în structură;
- Asigurarea căilor alternative, prin proiectarea structurii în așa fel încât să reziste în urma cedării locale a unui element structural.

Prevederile din codul canadian din anul 1977, presupun ca în structură să existe **elemente de rezistență continue, ductile**, precum și **îmbinări rezistente și cu ductilitate inerentă**. Există patru considerații generale care pot fi utilizate în proiectarea structurilor în vederea evitării colapsului progresiv:

- Reducerea probabilității de apariție a unor evenimente anormale;
- Proiectarea utilizând îmbinări ductile;
- Proiectarea structurii să reziste la sarcini accidentale;
- Asigurarea căilor alternative, presupunându-se cedarea unui element cheie, iar structura avariata este verificată să poată susține încărcările permanente, o parte din încărcările utile și din cele datorate acțiunii vântului (conform relației 2.1).

Versiunea din 1990 a codului prevede ca proiectanții să identifice probabilitatea de apariție a accidentelor și să asigure un nivel adecvat de siguranță clădirii prin măsuri care să includă:

- Controlul riscului de apariție a evenimentelor accidentale;

- Asigurarea rezistenței locale, prin identificarea și proiectarea elementelor cheie astfel încât să reziste încărcărilor accidentale;
- Integritatea structurală, care poate fi adesea realizată indirect prin prevederea unor legături verticale, orizontale și perimetrare în clădire. Orice sistem structural trebuie considerat ca un întreg și să lucreze astfel încât să nu fie sensibil la cedări locale accidentale;
- Asigurarea căilor alternative de transfer a încărcării.

#### 2.1.4. Codurile de proiectare americane

1. Codul american ASCE 7-98 [132] recomandă următoarele abordări și metode de reducere a colapsului progresiv:

- Înzestrarea structurii cu suficientă **continuitate, redundanță și ductilitate** (capacitate mare de disipare a energiei);
- Identificarea probabilității de apariție a evenimentelor extraordinare și asigurarea că elementele cheie pot rezista acestor evenimente;
- Valoarea minimă a forței de legătura dintre elementele structurale de 20 kN/m;
- Stadiul limită de proiectare permite să se producă deformații mari care să conducă la efecte semnificative de ordinul II, intrarea în curgere a armăturilor, ruperea unor elemente sau îmbinări, precum și formarea mecanismelor de rezistență: catenar sau de membrană;
- Deoarece analizele în domeniul elastic subestimează capacitatea de rezistență a structurii, se pot utiliza analize în domeniul nelinier sau plastic.

Codul recomandă verificarea capacității de rezistență a structurii în urma îndepărtării teoretice a unui element de rezistență sub următoarea combinație de încărcări:

$$(0.9 \text{ sau } 1.2) \cdot D + (0.5 \cdot L \text{ sau } 0.2 \cdot S) + 0.2 \cdot W_n \quad (2.3)$$

În care: D – încărcări permanente, L – încărcări utile, S – încărcarea din zăpadă și  $W_n$  încărcarea din vânt. De asemenea, se recomandă verificarea capacității de rezistență a clădirii și sub combinațiile în care intervin încărcările accidentale  $A_k$ :

$$1.2 \cdot D + A_k + (0.5 \cdot L \text{ sau } 0.2 \cdot S) \text{ și } (0.9 \text{ sau } 1.2) \cdot D + A_k + 0.2 \cdot W_n \quad (2.4)$$

În versiunea ulterioară a codului, din anul 2005 [2], s-a extins considerabil comentariul cu privire la diversele acțiuni structurale care pot fi invocate pentru a preveni propagarea avariei locale la colapsul total al clădirii. Codul prevede o serie de modalități de a obține o structură rezistentă la colaps progresiv, făcând distincție între proiectarea directă și cea indirectă:

Proiectarea directă – presupune considerarea explicită a rezistenței la colaps progresiv în timpul procesului de proiectare prin:

- *Metoda Căii Alternative*, care este o metodă ce permite cedarea locală, dar încearcă să asigure căi alternative de transfer a încărcării astfel încât avaria să fie absorbită și astfel colapsul major este evitat;

- *Metoda Rezistenței Locale Specifice*, care urmărește să asigure suficientă rezistență astfel încât structura să nu cedeze sub sarcini accidentale.

Proiectarea indirectă – presupune considerarea implicită pe durata procesului de proiectare a rezistenței structurii la colaps progresiv prin prevederea unui nivel minim de **rezistență, continuitate și ductilitate**.

2. Standardul american ACI 318-11 [133] este un exemplu de proiectare indirectă. Acesta conține prevederi privind **integritatea structurală**, cum sunt: continuitatea armăturii și realizarea îmbinărilor pentru a lega împreună elementele structurii.
3. Capitolul 18 al codului din New York din anul 1998 [134], intitulat „Rezistența la colaps progresiv sub încărcări extreme”, urmează abordările din codul britanic și recomandă verificarea rezistenței la colaps progresiv utilizând *Metoda Căii Alternative* și *Metoda Rezistenței Locale Specifice*. Mai multe detalii privind cele două metode includ:
  - a) Îndepărtarea teoretică a elementelor structurale (un stâlp, un panou de perete, două panouri adiacente sau orice element considerat vital în stabilitatea clădirii), de la oricare etaj și verificarea la colaps progresiv a structurii avariate sub combinația de încărcări:

$$2.0 \cdot D + 0.25 \cdot U + 0.2 \cdot W_n \quad (2.5)$$

Unde: D – încărcări permanente, L – încărcări utile și  $W_n$  – încărcări din vânt;

- b) Verificarea oricărui element cheie și a îmbinărilor să reziste la o presiune de 34 kPa.

În urma prăbușirii turnurilor gemene World Trade Center, a fost elaborată o nouă versiune a codului din New York în anul 2003 [135]. Făcându-se referire la codul ASCE 7, sunt prevăzute cele trei metode de proiectare ale structurilor împotriva inițierii colapsului progresiv:

- 1) Proiectarea indirectă – principala caracteristică a acestei metode constă în legarea împreună a clădirii (conlucrarea structurii);
- 2) Proiectarea directă prin Metoda Căii Alternative – prevede căi alternative de transfer a încărcării astfel încât structura să reziste avariei locale și să se evite colapsul;
- 3) Proiectarea directă prin Metoda Rezistenței Locale Specifice – presupune „întărirea” elementelor cheie astfel încât să nu cedeze sub acțiunea încărcărilor accidentale.

### 2.1.5. Standardul european SR EN 1991-1-7:2007

În funcție de consecințele cedării unei structuri, standardul european SR EN 1990:2004 [136] definește trei clase (CC) în care sunt încadrate structurile: CC1 – efecte reduse ale cedării, CC2 – efecte medii ale cedării și CC3 – efecte majore ale cedării. Clasa CC2 este împărțită în 2a – grup de risc mai redus și 2b – grup de risc mai ridicat.

Eurocodul SR-EN 1991-1-7:2007 [5] prevede următoarele strategii pentru diferite situații de proiectare accidentală:

- a) Strategii bazate pe identificarea acțiunilor accidentale:
  - Acceptarea unei cedări locale datorate acțiunilor accidentale, cu condiția de a nu periclita stabilitatea întregii structuri;

- Reducerea probabilității și/sau mărimii acțiunii până la un nivel acceptabil prin proiectarea structurală (de exemplu: prevederea unor componente detașabile, care se distrug, având masă și rezistență redusă, pentru a reduce efectul exploziilor);
- Protejarea structurii împotriva efectelor unei acțiuni accidentale (de exemplu prin elemente de semnalizare sau bariere de siguranță);
- Asigurarea robusteții structurale prin:
  - proiectarea unor elemente componente ale structurii, de care depinde stabilitatea ei, ca și elemente cheie;
  - proiectarea elementelor structurale și selectarea materialelor pentru a avea suficientă ductilitate, capabilă să absoarbă o cantitate semnificativă de energie de deformație, fără a se rupe;
  - prevederea unor căi alternative de transfer a încărcării după producerea unui eveniment accidental;
- Evaluarea siguranței clădirii imediat după apariția unei acțiuni accidentale;
- Acțiunile accidentale trebuie aplicate simultan în combinație cu acțiuni permanente și alte acțiuni variabile. Conform standardului european SR EN 1990:2004 [136] gruparea acțiunilor pentru situațiile de proiectare accidentale este dată de relația:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ sau } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.6)$$

Unde:  $G_k$  – valoarea caracteristică a acțiunii permanente,  $P$  – valoarea reprezentativă a unei acțiuni de precomprimare,  $A_d$  – valoarea de calcul a acțiunii accidentale,  $Q_{k,1}$  – valoarea caracteristică a unei acțiuni variabile principale și  $Q_{k,i}$  – valoarea caracteristică a acțiunii variabile asociate „i”, iar  $\psi$  sunt coeficienți ai încărcărilor variabile, care se aplică valorilor caracteristice ale încărcării ( $\psi < 1$ ). Alegerea între  $(\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1})$  sau  $(\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1})$  depinde de situația de calcul în care intervine acțiunea accidentală respectivă (impact, incendiu, supraviețuirea după un eveniment sau situație accidentală).

b) Strategii bazate pe limitarea extinderii cedării locale:

- Proiectarea unor elemente cheie, de care depinde stabilitatea structurii, să reziste unei încărcări uniform distribuită de  $34 \text{ kN/m}^2$ ;
- Proiectarea structurii în așa fel încât cedarea locală a unui singur element să nu afecteze stabilitatea întregii structuri sau a unei părți semnificative din aceasta. Pentru clădiri, valoarea acceptată a avariei produsă de îndepărtarea unui stâlp sau a unui perete din structură este cea mai mică valoare dintre  $100 \text{ m}^2$  și 15% din aria planșeului (Fig. 2.2);
- Aplicarea unor reguli de proiectare care să asigure structurii **robustețe** (de exemplu: o legătura tridimensională pentru asigurarea integrității adiționale sau a unui nivel minim de ductilitate pentru elementele supuse impactului).



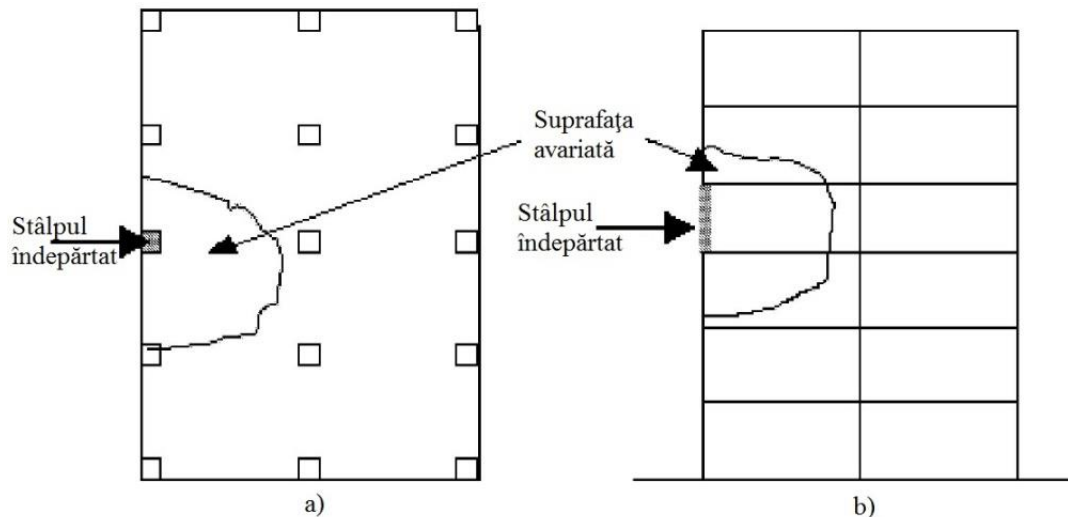


Figura 2.2 Limita admisă a avariei: a) în plan și b) în elevație [5]

c) Strategii bazate pe utilizarea claselor de importanță:

- Pentru clădirile din clasa CC1: se verifică respectarea prevederilor privind robustețea și stabilitatea structurală a clădirilor cuprinse în standardele europene de proiectare, nefiind necesare luarea în considerare a unor reguli suplimentare specifice acțiunilor accidentale;
- Pentru clădirile din clasa CC2: se poate adopta o analiză simplificată cu ajutorul unor modele de acțiune statică echivalentă sau se pot aplica reguli prescriptive de proiectare/detalieri;
- Pentru clădirile din clasa CC2a: suplimentar pentru construcțiile în cadre și cele cu pereți de rezistență, se vor prevedea legături (tiranți) orizontale perimetrare și la interior. La structurile în cadre fiecare tirant continuu trebuie să reziste la o forță de întindere de proiectare  $T_i$  – în cazul legăturilor interioare sau  $T_p$  – în cazul legăturilor perimetrare, date de relațiile:

$$T_i = \max\{0.8(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}\} \quad (2.7)$$

$$T_p = \max\{0.4(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}\} \quad (2.8)$$

Unde:  $g_k$ ,  $q_k$  – valorile caracteristice ale încărcărilor permanente, respectiv variabile;

$\Psi$  – coeficientul încărcărilor variabile;

$s$  – distanța dintre tiranți;

$L$  – deschiderea tirantului;

- Pentru clădirile din clasa CC2b: suplimentar față de strategiile recomandate pentru clădirile din clasa CC1:
  - Se vor prevedea tiranți orizontali și verticali în toți stâlpii și pereții de rezistență sau alternativ;
  - Se verifică dacă prin înlăturarea unui stâlp, a unei grinzi sau a unui perete (câte unul pe rând de la fiecare nivel), structura își păstrează rezistența și că orice avarie locală nu depășește o anumită limită;

- Pentru clădirile din clasa CC3: este necesară efectuarea unei analize de risc și utilizarea unor metode mai rafinate, precum analiza dinamică neliniară.

În perioada 2007-2012, Prof. Dr. Ing. Dan Crețu de la Universitatea Tehnică de Construcții din București, a contribuit la elaborarea anexei naționale de aplicare a standardului european EN 1991-1-7 în țara noastră [137].

### **2.1.6. Codurile de proiectare românești**

Codul CR 0-2012 [6] prevede proiectarea unor structuri rezistente la acțiuni produse de incendii, explozii, impact sau consecințele erorilor umane, fără a se produce colapsul parțial sau total. Avarierea potențială a unei structuri trebuie evitată sau limitată prin:

- eliminarea sau reducerea hazardurilor la care poate fi expusă structura;
- alegerea unui tip de structură mai puțin vulnerabil la acțiuni accidentale;
- evitarea unor sisteme structurale care pot ceda fără avertisment;
- utilizarea unor sisteme structurale în care elementele conlucrează în preluarea acțiunilor.

Combinarea efectelor acțiunilor în gruparea accidentală este identică cu cea prevăzută în standardul european SR EN 1990:2004 [136], conform relației 2.6.

Actualul cod de proiectare seismic din țara noastră P100-1/2013 [120] conține prevederi indirecte referitoare la proiectarea structurilor rezistente la colaps progresiv. Astfel, în faza de proiectare a structurii se urmărește să se îndeplinească următoarele aspecte conceptuale de bază:

- Realizarea unei structuri simple, compacte și pe cât posibil simetrice;
- Structura trebuie să prezinte și uniformitate pe verticală, urmărindu-se să se elimine apariția unor zone sensibile, în care concentrarea unor eforturi sau deformații plastice excesive ar putea produce ruperi premature;
- Simplitate structurală, care presupune existența unui sistem structural continuu și suficient de puternic care să asigure un traseu clar, cât mai direct și neîntrerupt al forțelor până la terenul de fundare;
- Redundanță structurală, prin intermediul căreia se asigură că:
  - ruperea unui singur element sau a unei singure legături structurale nu conduce la pierderea stabilității structurii;
  - se realizează un mecanism de plastificare cu suficiente zone plastice, care să permită exploatarea rezervelor de rezistență ale structurii și o disipare avantajoasă a energiei.

## ***2.2. Metodologii de evaluare și reducere a riscului de colaps progresiv***

Statele Unite ale Americii acordă o importanță majoră evaluării riscului de colaps progresiv al structurilor, elaborând ghiduri specifice în acest sens, prin intermediul organizațiilor: Interagency Security Committee (ISC) în anul 2001, General Services Administration (GSA) în anul 2003, îmbunătățit ulterior în 2013 și Department of Defense (DoD) în anul 2005, cu modificări în 2009, 2010 și 2013. În continuare sunt prezentate metodologiile de evaluare a potențialului de colaps progresiv al structurilor existente și proiectare a clădirilor noi astfel încât să reziste la colaps progresiv, prevăzute în aceste ghiduri.

### 2.2.1. Ghidul ISC (2001)

În urma atacului cu bombă din Oklahoma asupra clădirii Federale Alfred P. Murrah (1995), s-a elaborat ghidul ISC (2001) [138]. Acest ghid recomandă doar metodele de proiectare directe: *Metoda Căii Alternative* și *Metoda Rezistenței Locale Specifice*. Clădirile noi trebuie proiectate să reziste în urma pierderii unui stâlp perimetral de la primul nivel al structurii fără a cauza colapsul acesteia (căi alternative). Proiectantul trebuie să asigure că structura nu va ceda prin colaps progresiv în urma pierderii unui stâlp sau varianta de proiectare propusă se va opune unei astfel de cedări (rezistența locală). Prin intermediul acestui ghid de proiectare sunt oferite următoarele recomandări practice ingineresti:

- Proiectarea împotriva acțiunilor extreme de tipul exploziei sau proiectarea în domeniul post-elastic;
- Utilizarea barelor de armătură dispuse simetric – datorită exploziei, componentele structurale pot acționa după diferite direcții pentru care nu au fost proiectate;
- Ductilitatea trebuie prevăzută la toate nodurile, în special la îmbinarea elementului structural primar;
- Proiectare elementelor astfel încât să permită înregistrarea unor deformații mari, o comportare în domeniul post-elastic;
- Limitarea spațiilor între stâlpi, la maxim 9 m;
- Limitarea înălțimii de nivel, la maxim 5 m;
- Detalierea seismică prin asigurarea ductilității structurii și a căilor alternative de transfer a încărcării, care ajută la protecția structurii împotriva sarcinilor extreme de tipul exploziei.

### 2.2.2. Ghidul GSA (2003)

Ghidul GSA (2003) [1] prevede o metodologie independentă de reducere a potențialului de colaps progresiv la proiectarea clădirilor noi și evaluarea riscului de colaps progresiv al clădirilor existente, care are la bază *Metoda Căii Alternative*. Toate clădirile noi trebuie proiectate cu intenția de a reduce potențialul de colaps progresiv care apare ca rezultat al acțiunii încărcărilor accidentale. Metoda prezentată în acest ghid are rolul de a spori probabilitatea ca, o dată localizată avaria apărută ca urmare a acțiunii încărcărilor accidentale, structura să nu cedeze prin colaps progresiv sau avaria să se extindă disproporționat cu cauza inițială.

În faza inițială de proiectare a structurilor se recomandă ca următoarele caracteristici structurale să fie luate în considerare: redundanță, continuitate și ductilitate, capacitatea de a rezista încărcărilor reversibile, precum și capacitatea structurii de a rezista cedării la forță tăietoare.

Pentru verificarea unei structuri la colaps progresiv ghidul recomandă următoarele tipuri de analize:

- Analiza liniară statică sau dinamică – pentru structurile până la 10 niveluri;
- Analiza neliniară statică sau dinamică – pentru structurile care au peste 10 niveluri și care au configurații structurale tipice sau atipice.

Pentru a determina potențialul de colaps progresiv al unei structuri din beton armat următorul procedeu de analiză statică liniară trebuie urmat:

### 1. Structura este supusă unor scenarii de tip “stâlpi lipsă”

Structura este analizată în ipoteza pierderii instantanee a unui suport vertical. Următoarele scenarii de tip “stâlpi lipsă” pot fi luate în considerare în analiză (Fig. 2.3):

- Pierderea instantanee a unui stâlp de la primul nivel situat aproape de mijlocul laturii scurte a clădirii (cazul C<sub>1</sub>);
- Pierderea instantanee a unui stâlp de la primul nivel situat aproape de mijlocul laturii lungi a clădirii (cazul C<sub>2</sub>);
- Pierderea instantanee a unui stâlp de colț de la primul nivel al clădirii (cazul C<sub>3</sub>);
- Pierderea instantanee a unui stâlp interior de la primul nivel al clădirii (cazul C<sub>4</sub>).

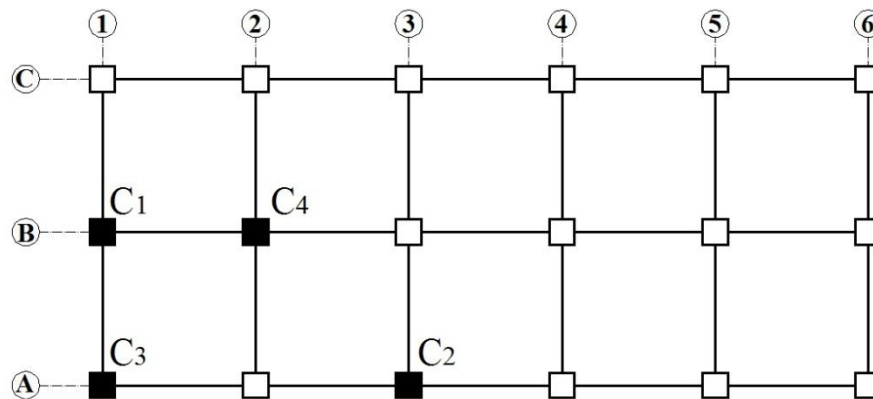


Figura 2.3 Cazurile de avarie conform ghidului GSA (2003) [1]

### 2. Încărcarea structurii avariate cu sarcini gravitaționale

În funcție de tipul analizei efectuate următoarele combinații de încărcări gravitaționale trebuie să se aplice asupra întregii structuri:

- Pentru analizele statice:

$$Load = 2(DL + 0.25LL) \quad (2.9)$$

- Pentru analizele dinamice:

$$Load = DL + 0.25LL \quad (2.10)$$

Unde: DL – încărcarea permanentă, LL – încărcarea utilă.

Conform acestui ghid, încărcarea utilă se reduce la 25% din valoarea totală de proiectare, admitând că întreaga încărcare utilă în momentul producerii unui hazard este puțin probabilă. Factorul 2.00 de multiplicare a combinației de încărcări în cazul analizelor statice, ia în considerare, într-o manieră simplificată, efectul dinamic care apare atunci când un suport vertical este îndepărtat brusc din structură.

### 3. Limitarea suprafeței avariate

Colapsul structural rezultat în urma îndepărtării instantanee a unui suport vertical trebuie să fie limitat, iar aria de colaps admisă pentru o construcție este în funcție de mărimea deschiderilor:

a) în cazul îndepărtării unui stâlp exterior din clădire – aria admisă de colaps este dată de cea mai mică valoare dintre aria determinată de deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat (Fig. 2.4a) și  $1800 \text{ ft}^2 \approx 167 \text{ m}^2$ ;

b) în cazul îndepărtării unui stâlp interior din clădire – aria admisă de colaps este dată de cea mai mică valoare dintre aria determinată de deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat (Fig. 2.4b) și  $3600 \text{ ft}^2 \approx 334 \text{ m}^2$ .

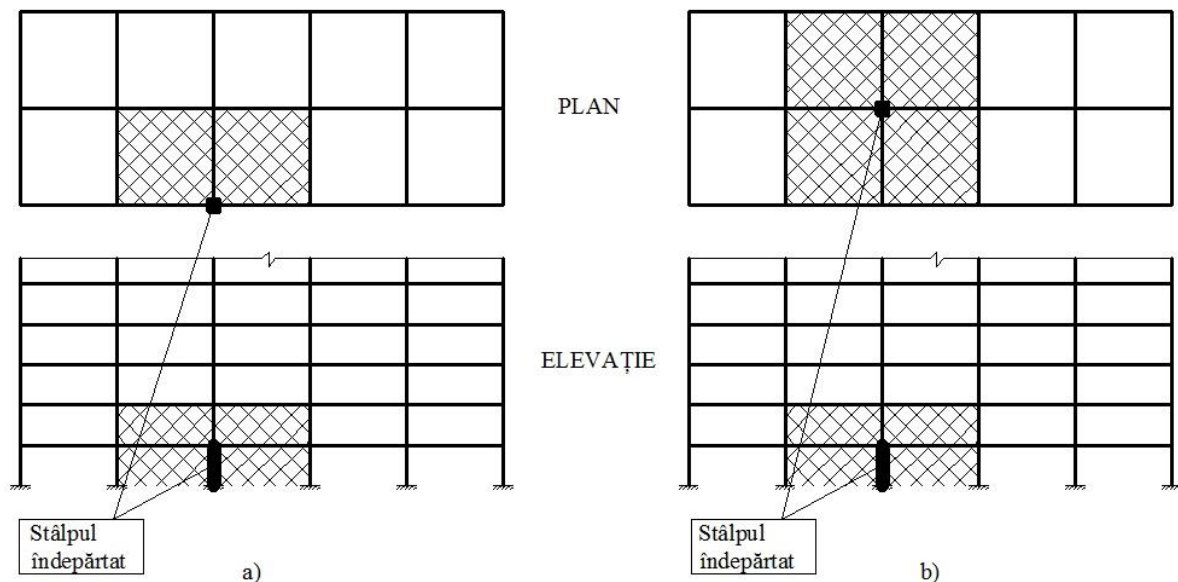


Figura 2.4 Ariile determinate de deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat: a) cazul unui stâlp exterior și b) cazul unui stâlp interior

#### 4. Criteriile de acceptare

În urma rezultatelor analizei statice liniare se identifică magnitudinea și distribuția solicitărilor în elementele structurale, în vederea cuantificării ariilor potențiale de colaps. Mărimea și distribuția acestor solicitări vor fi indicate de valorile raportului DCR (*engl. Demand-Capacity Ratios*). Raportul DCR se calculează cu relația:

$$DCR = Q_{UD}/Q_{CE} \quad (2.11)$$

În care:  $Q_{UD}$  – efortul (moment încovoietor, forță axială, forță tăietoare sau alte posibile combinații de forțe) în elementul structurii avariate, obținut în urma analizei structurii sub combinația de încărcări gravitaționale, dată de relația 2.9;

$Q_{CE}$  – capacitatea de rezistență ultimă „așteptată” (*engl. expected ultimate un-factored capacity*) a elementului în termeni de moment încovoietor, forță axială, forță tăietoare sau alte posibile combinații de forțe, fără factori de reducere. În evaluarea capacității de rezistență „așteptate” a elementelor se lucrează cu rezistențele caracteristice ale materialelor multiplicare cu un factor de creștere. Pentru structurile din beton armat factorul de multiplicare a rezistenței la compresiune a betonului și a limitei de curgere a oțelului pentru armături are valoarea 1.25.



Utilizând criteriul DCR în analiza liniar elastică, elementele structurale pentru care aceste valori depășesc valorile maxime admise sunt considerate a fi grav avariate sau în colaps. Valorile maxime admise ale raportului DCR pentru elementele structurale sunt:

- $DCR \leq 2.0$  pentru configurații structurale tipice;
- $DCR \leq 1.5$  pentru configurații structurale atipice.

Analizele neliniare statice sau dinamice implică utilizarea unor programe de calcul bazate pe Metoda Elementelor Finite, care pot surprinde atât neliniaritatea geometrică, cât și cea de material. În vederea limitării colapsului, ghidul GSA (2003) [1] prevede ca și criteriile de acceptare pentru astfel de analize mai avansate valori maxime admise ale ductilității și/sau ale rotirii limită pentru diferite componente structurale (grinzi, stâlpi, plăci, pereți etc.) sau pentru diferite tipuri de structuri. De exemplu, rotirea admisă pentru structuri în cadre din beton armat este de  $0.035 \text{ rad}$  ( $2^\circ$ ), iar pentru elemente de tip grindă din beton armat este de  $0.105 \text{ rad}$  ( $6^\circ$ ).

Elementul suport vertical (stâlpul, peretele de rezistență etc.) care este îndepărtat din structură trebuie eliminat instantaneu. În analizele dinamice timpul de îndepărtare al stâlpului are un impact semnificativ asupra răspunsului structurii. Din acest motiv, ghidul GSA (2003) [1] recomandă ca în cazul analizelor dinamice, elementul vertical să fie îndepărtat într-o perioadă de timp care să nu depășească  $1/10$  din perioada asociată modului de răspuns pe verticală al structurii avariate. De asemenea, îndepărtarea elementului vertical trebuie să conțină doar acel element, fără să afecteze nodul sau elementele orizontale cu care intră în contact la nivelul planșeului. În figura 2.5 este prezentat un exemplu care ilustrează modul corect și incorect de îndepărtare a unui stâlp din structură.

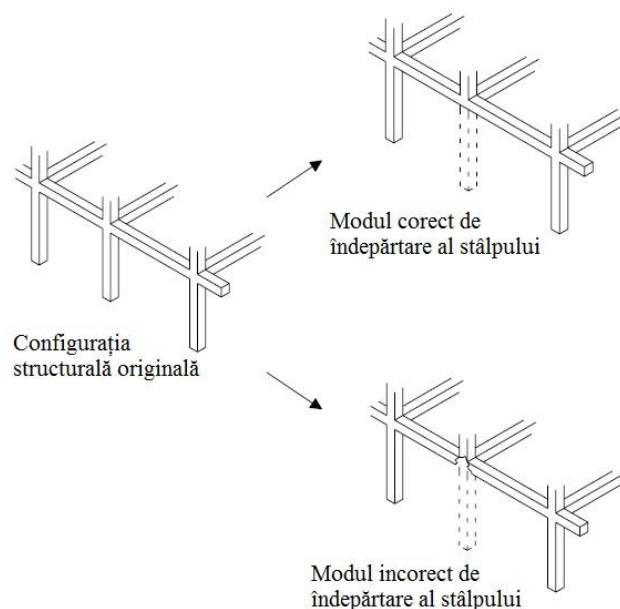


Figura 2.5 Modul corect și incorect de îndepărtare a unui stâlp din structură [1]

Recent, în octombrie 2013, a fost elaborat ghidul GSA (2013) [139], care înlocuiește versiunea anterioară GSA (2003) [1]. Această variantă nouă a ghidului cuprinde doar *Metoda Căii Alternative* identic cum este prezentată în varianta modificată a ghidului DoD (2009).

### 2.2.3. Ghidul DoD (2009)

Departamentul de Apărare american (engl. *U.S. Department of Defense*) elaborează o primă variantă a ghidului UFC 4-023-03 în anul 2005, îmbunătățită ulterior în 2009. Acesta conține prevederi de proiectare în vederea reducerii potențialului de colaps progresiv pentru clădirile noi și în scopul evaluării riscului de colaps progresiv al structurilor existente. Ghidul prevede trei metode de analiză: *Metoda Forțelor de Legătură*, *Metoda Căii Alternative* și *Metoda Rezistenței Locale Sporite*.

Ghidul DoD (2009) [15] face trimitere la codul ASCE 7-05 [2], care definește cele două abordări generale de reducere a potențialului de colaps progresiv: directă și indirectă. Procedeul de proiectare direct include: *Metoda Căii Alternative*, prin care se prevede ca structura să fie capabilă să reziste pierderii unui element structural prin redistribuirea încărcărilor și *Metoda Rezistenței Locale Sporite*, prin care se prevede ca structura sau părți importante din clădire să dețină rezistență suficientă pentru a suporta încărcările accidentale. Procedeul indirect constă în aplicarea *Metodei Forțelor de Legătură*, care prevede asigurarea unui nivel adecvat de continuitate, ductilitate și redundanță structurii, pentru ca aceasta să reziste la colaps progresiv.

Atât pentru clădirile noi, cât și pentru cele existente, verificarea la colaps progresiv se efectuează în funcție de categoria de ocupare a structurii (engl. *Occupancy Category – OC*). Categoria de ocupare a unei clădiri este definită în ghidul UFC 3-301-01 [140], iar în DoD (2009) [15] sunt prevăzute metodele de analiză pentru fiecare categorie în parte. În continuare sunt prezentate detaliat cele trei metode de analiză.

#### 1. Metoda Forțelor de Legătură

Metoda Forțelor de Legătură prevede asigurarea unei capacități sistemului de planșeu sau acoperiș, care să permită transferul încărcărilor de pe porțiunea avariata a structurii pe cea neavariată. Conform acestei abordări, clădirea este mecanic legată împreună, sporind astfel continuitatea, ductilitatea și dezvoltând căi alternative de transfer a încărcării. Forțele de legătură pot fi furnizate de elementele structurale existente, care au fost proiectate utilizând metode de proiectare convenționale pentru a susține încărcările standard care acționează pe structură. Există trei tipuri de legături orizontale care trebuie să fie prevăzute în structură: longitudinale, transversale și periferice. În figura 2.6 sunt prezentate legăturile orizontale și verticale pentru o structură în cadre. Aceste legături trebuie să fie proiectate pentru a rezista la o valoare a forței de întindere recomandată de ghid. De exemplu, în cazul legăturilor orizontale, longitudinale sau transversale, valoarea acestei forțe de întindere necesară se determină cu relația:

$$F_i = 3 \cdot w_F \cdot L_l \quad (2.12)$$

În care:  $w_F$  – încărcarea de pe placă;

$L_l$  – distanța maximă dintre centrele stâlpilor, pereților sau cadrelor care susțin două ochiuri de placă adiacente în direcția de calcul.

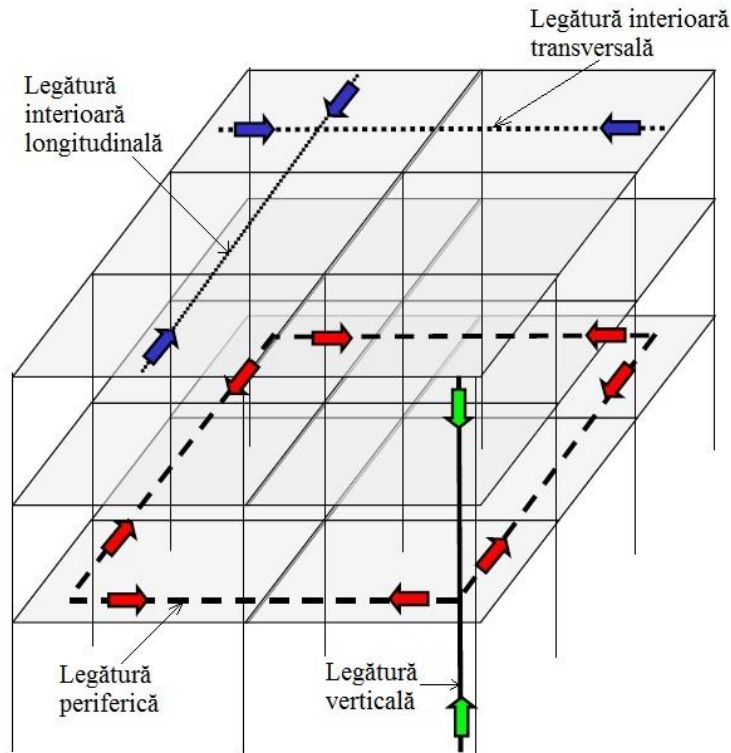


Figura 2.6 Forțele de legătură pe o structură în cadre conform DoD (2009) [15]

Conform principiului LRFD (engl. *Load and Resistance Factor Design*), rezistența de proiectare a legăturilor se calculează ca produsul dintre factorul de reducere a rezistenței ( $\phi$ ) și rezistența nominală a legăturii ( $R_n$ ), calculată în conformitate cu cerințele și ipotezele codurilor specifice de proiectare. Conform principiului LRFD trebuie îndeplinită condiția:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (2.13)$$

În care:  $\phi R_n$  – rezistența de proiectare a legăturii;

$\phi$  – factor de reducere a rezistenței, a cărui valoare pentru structurile din beton armat este definită în codul ACI 318-11 [133];

$R_n$  – rezistența nominală a legăturii, calculată conform codului de proiectare specific, luând în considerare factorii de supra-rezistență ( $\Omega$ ) definiți în codul ASCE 41-06 [141];

$\sum \gamma_i Q_i$  – rezistența necesară a legăturii;

$\gamma_i$  – factor de amplificare a încărcării;

$Q_i$  – efectul încărcării (solicitarea).

## 2. Metoda Căii Alternative

Abordarea urmează de asemenea principiul LRFD, prin care rezistența de proiectare a elementului structural, în termeni de moment încovoietor, forță axială, forță tăietoare sau moment de torsiune, trebuie să fie cel puțin egală cu rezistența necesară (relația 2.13). Metoda presupune trei procedee de analiză: static liniar (LSP), static neliniar (NSP) și dinamic neliniar (NDP). Aceste procedee urmează abordarea generală prezentată în codul ASCE 41-06 [141] cu modificările aferente acțiunii de colaps progresiv.

Conform codului ASCE 41-06 [141] solicitările pot fi de tip deformații-controlate sau forțe-controlate. În tabelul 2.1 sunt prezentate exemple de astfel de solicitări pentru structurile în cadre din beton armat.

Tabel 2.1 Exemple de solicitări de tip forțe-controlate și deformații-controlate [141]

Element	Solicitare de tip deformație-controlată	Solicitare de tip forță-controlată
Grindă	M	V
Stâlp	M	P, V

Unde: M – moment încovoietor, V – forța tăietoare și P – forța axială.

*Metoda Căii Alternative* presupune îndepărtarea din structură a unui stâlp sau perete de rezistență. În cazul avarierii unui stâlp, acesta poate fi situat la exteriorul clădirii: aproape de mijlocul laturii scurte, aproape de mijlocul laturii lungi sau la colțul acesteia, după cum se poate vedea în figura 2.7a. Pentru construcțiile cu parcuri subterane sau alte suprafețe de acces public necontrolat, se poate îndepărta un stâlp interior din structură situat aproape de mijlocul laturii scurte, aproape de mijlocul laturii lungi sau la colțul spațiului public de acces, după cum se poate observa în figura 2.7b.

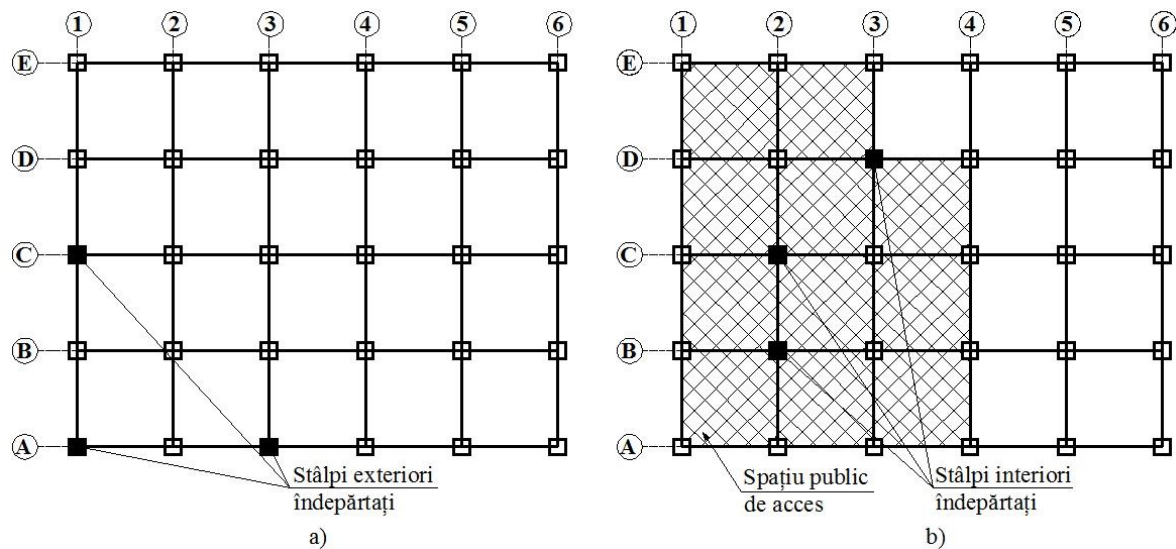


Figura 2.7 Cazuri de avarie prin îndepărtarea din structură a unui stâlp: a) exterior sau b) interior, conform ghidului DoD (2009) [15]

Pentru fiecare caz de avarie prezentat anterior, ghidul DoD (2009) [15] permite efectuarea analizelor prin Metoda Căii Alternative pentru:

- Îndepărtarea elementului de la primul nivel;
- Îndepărtarea elementului de la nivelul de sub acoperișul clădirii;
- Îndepărtarea elementului de la nivelul situat la mijlocul înălțimii structurii;
- Îndepărtarea elementului de la nivelul superior secțiunii în care acesta își modifică dimensiunea.

De exemplu, dacă se analizează cazul avarierii stâlpului de colț într-o structură de șase niveluri cu o modificare a dimensiunii stâlpului la etajul trei, atunci se va efectua: o analiză pentru îndepărtarea stâlpului de colț de la primul nivel, o altă analiză pentru îndepărtarea stâlpului de la nivelul șase (nivelul de sub acoperișul clădirii), o altă analiză pentru îndepărtarea stâlpului de la etajul trei (nivelul situat la mijlocul înălțimi structurii) și o altă analiză pentru îndepărtarea stâlpului de la etajul patru (nivelul de deasupra modificării dimensiunii stâlpului).

Atât în cazul îndepărtării din structură a unui stâlp exterior, cât și în cazul îndepărtării unui stâlp interior, continuitatea grindă-grindă se presupune a fi menținută deasupra stâlpul eliminat, după cum s-a prezentat în figura 2.5. Pentru toate cele trei tipuri de analize (LSP, NSP, NDP) ghidul DoD (2009) [15] prevede criterii de acceptare. Dacă un element (primar sau secundar) sau o îmbinare din structură nu îndeplinește criteriile de acceptare, clădirea nu este proiectată pentru a satisface cerințele de prevenire a colapsului progresiv, fiind necesară reproiectarea sau consolidarea acesteia. În continuare sunt prezentate pe scurt cazurile de încărcare și criteriile de acceptare pentru cele trei tipuri de analize.

#### 1. Procedeul de analiză static liniar – LSP

Procedeul de analiză static liniar constă în crearea unui model de calcul alcătuit din toate elementele structurale primare, cu excepția stâlpului îndepărtat din structură (considerat cedat). Analiza modelului structural se va face pentru două cazuri separate de încărcare: pentru calculul solicitărilor de tip deformații-controlate ( $Q_{UD}$ ) și pentru calculul solicitărilor de tip forțe-controlate ( $Q_{UF}$ ). Pentru ambele cazuri de solicitări se aplică pe structură simultan următoarele încărcări:

- Gravaționale sporite aplicate pe deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat din structură și la toate nivelurile de deasupra acestuia;
- Gravaționale aplicate pe restul deschiderilor;
- Laterale aplicate pe structură – se aplică câte o încărcare laterală pe fiecare față a clădirii, astfel se vor efectua patru analize separate, pentru fiecare direcție principală a clădirii, în combinație cu cele două tipuri de încărcări gravaționale.

În tabelul 2.2 sunt prezentate combinațiile de încărcări gravaționale și laterale pentru cele două tipuri de solicitări: deformații-controlate și forțe-controlate.

Tabel 2.2 Cazurile de încărcare pentru analiza statică liniară, conform DoD (2009) [15]

Cazul de încărcare	Solicitări de tip deformații-controlate	Solicitări de tip forțe-controlate
Încărcările gravaționale sporite aplicate pe deschiderile adiacente elementului îndepărtat și la toate nivelurile de deasupra acestuia	$G_{LD} = \Omega_{LD} [(0.9 \text{ sau } 1.2)D + (0.5L \text{ sau } 0.2S)]$	$G_{LF} = \Omega_{LF} [(0.9 \text{ sau } 1.2)D + (0.5L \text{ sau } 0.2S)]$
Încărcările gravaționale aplicate pe restul deschiderilor	$G = (0.9 \text{ sau } 1.2)D + (0.5L \text{ sau } 0.2S)$	
Încărcările laterale aplicate pe structură	$L_{LAT} = 0.002 \sum P$	



Unde:  $G_{LD}$  – încărcările gravitaționale sporite în cazul solicitărilor de tip deformații-controlate;

$G_{LF}$  – încărcările gravitaționale sporite în cazul solicitărilor de tip forțe-controlate;

$D$  – încărcarea permanentă;

$L$  – încărcarea utilă;

$S$  – încărcarea din zăpadă;

$\Omega_{LD}$  – factor de creștere a încărcării pentru solicitările de tip deformații-controlate;

$\Omega_{LF}$  – factor de creștere a încărcării pentru solicitările de tip forțe-controlate;

$G$  – încărcările gravitaționale;

$L_{LAT}$  – încărcarea laterală;

$\Sigma P$  – suma încărcărilor gravitaționale (permanente și utile) care acționează doar pe acel nivel, iar factorii de creștere a încărcării nu sunt luați în considerare în calcul.

În figura 2.8 este prezentat modul de aplicare al celor trei tipuri de încărcări ( $G_{LD}$  sau  $G_{LF}$ ,  $G$  și  $L_{LAT}$ ) pe o structură în cadre din beton armat de șase niveluri, pentru cazurile de avarie:

1. Îndepărtarea unui stâlp exterior de la nivelul trei al clădirii;
2. Îndepărtarea unui stâlp interior de la primul nivel, situat aproape de mijlocul laturii lungi a clădirii.

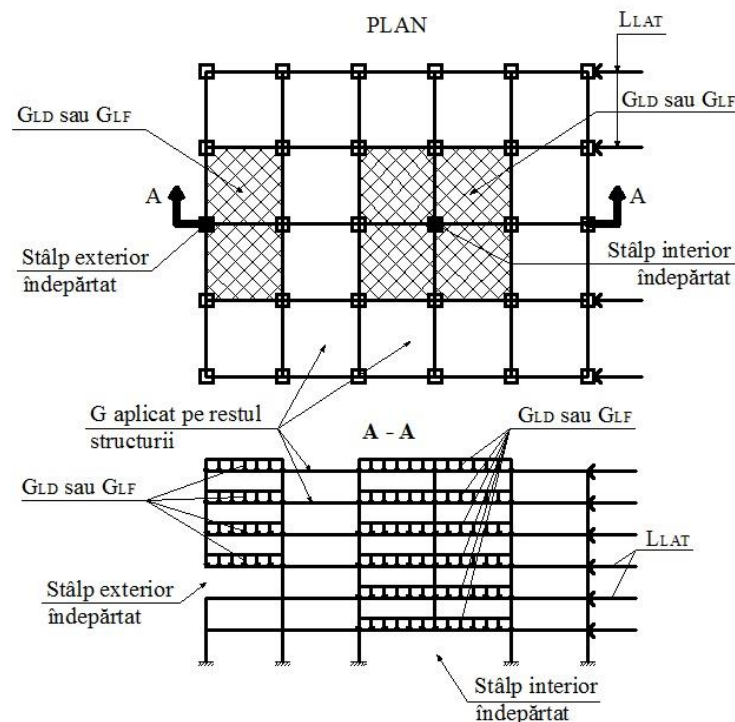


Figura 2.8 Modul de aplicare a încărcărilor în cazul îndepărtării unui stâlp interior sau exterior, conform ghidului DoD (2009) [15]

Pentru structurile în cadre din beton armat valoarea factorului de creștere a încărcării gravitaționale în cazul solicitărilor de tip forțe-controlate  $\Omega_{LF} = 2.00$ . În cazul solicitărilor de tip deformații-controlate factorul de creștere a încărcării gravitaționale ( $\Omega_{LD}$ ) se determină cu relația:

$$\Omega_{LD} = 1.2m_{LIF} + 0.8 \quad (2.14)$$

În care,  $m_{LIF}$  – cel mai mic „factor m” al elementelor de tip grindă care intră în contact direct cu stâlpii de deasupra celui considerat cedat. Ghidul DoD (2009) [15] conține un tabel (tabelul 4-2) cu valori ale factorului „m” pentru modelele liniare ale grinzilor din beton armat.

Criteriul de acceptare corespunzător procedurii de analiză LSP

În funcție de tipul solicitării, în urma analizei statice liniare a modelului avariat, se vor efectua următoarele verificări în toate elementele primare și secundare ale structurii:

- Pentru solicitările de tip deformații-controlate:

$$\phi \cdot m \cdot Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (2.15)$$

Unde:  $\phi$  – factor de reducere a rezistenței, a cărui valoare pentru structurile din beton armat este definită în codul ACI 318-11 [133];

$m$  – factorul de modificare a efortului în element (engl. *element demand modifier factor*) pentru a lua în considerare ductilitatea acestuia;

$Q_{CE}$  – capacitatea de rezistență ultimă („așteptată”) a elementului pentru solicitări de tip deformații-controlate;

$Q_{UD}$  – solicitarea de tip deformație-controlată, rezultată în urma analizei statice liniare a modelului structural avariat.

- Pentru solicitările de tip forțe-controlate:

$$\phi \cdot Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (2.16)$$

$Q_{CL}$  – capacitatea de rezistență a elementului pentru solicitări de tip forțe-controlate;

$Q_{UF}$  – solicitarea de tip forță-controlată, rezultată în urma analizei statice liniare a modelului structural avariat.

În analiza la colaps progresiv, pentru determinarea capacității de rezistență a elementului se lucrează cu rezistențele caracteristice ale materialelor, multiplicare cu un factor de creștere. Conform codului ASCE 41-06 [141] factorul de creștere are valoarea 1.50 în cazul rezistenței la compresiune a betonului și 1.25 în cazul limitei de curgere a oțelului pentru armături.

## 2. Procedeul de analiză static neliniar - NSP

Pentru a evalua potențialul de colaps progresiv al unei structuri prin intermediul procedurii static neliniar se va alcătui un model tridimensional al clădirii, în care includerea elementelor structurale secundare este opțională. Asemănător cazurilor de încărcare descrise la procedeul static liniar, pe structură se aplică simultan combinația de încărcări gravitaționale și laterale, prezentată în tabelul 2.3, atât pentru calculul solicitărilor de tip deformații-controlate, cât și pentru calculul solicitărilor de tip forțe-controlate.

Tabel 2.3 Cazurile de încărcare pentru analiza statică neliniară, conform DoD (2009) [15]

Cazul de încărcare	Solicitări de tip deformații-controlate și forțe-controlate
Încărcările gravitaționale sporite aplicate pe deschiderile adiacente elementului îndepărtat și la toate nivelurile de deasupra acestuia	$G_N = \Omega_N [(0.9 \text{ sau } 1.2)D + (0.5L \text{ sau } 0.2S)]$
Încărcările gravitaționale aplicate pe restul deschiderilor	$G = (0.9 \text{ sau } 1.2)D + (0.5L \text{ sau } 0.2S)$
Încărcările laterale aplicate pe structură	$L_{LAT} = 0.002 \sum P$

Unde:  $G_N$  – încărcările gravitaționale sporite corespunzătoare analizei statice neliniare;

$D$  – încărcarea permanentă;

$L$  – încărcarea utilă;

$S$  – încărcarea din zăpadă;

$\Omega_N$  – factorul dinamic de creștere a încărcării pentru calculul solicitărilor de tip deformații-controlate și forțe-controlate utilizând analiza statică neliniară;

$G$  – încărcările gravitaționale;

$L_{LAT}$  – încărcarea laterală;

$\sum P$  – suma încărcărilor gravitaționale (permanente și utile) care acționează doar pe acel nivel, iar factorii de creștere a încărcării nu sunt luați în considerare în calcul.

Pentru analizele statice neliniare, în tabelul 3-5 din ghidul DoD (2009) [15] sunt date valori pentru factorul dinamic de creștere a încărcării (DIF), în funcție de tipul structurii și de material. Pentru structurile în cadre din beton armat, valoarea factorului DIF se calculează cu relația:

$$1.04 + 0.45/(\theta_{pra}/\theta_y + 0.48) \quad (2.17)$$

În care:  $\theta_{pra}$  – unghi de rotire plastică (engl. *plastic rotation angle*), a cărei valoare se găsește în tabelul 4-1 din ghidul DOD (2009) [15], în care sunt definiți parametrii modelării neliniare și criteriul de acceptare pentru grinzile din beton armat;

$\theta_y$  – rotirea corespunzătoare curgerii (engl. *yield rotation*), care pentru elementele din beton armat se determină cu valorile efective (reduse) ale rigidităților, conform tabelului 6-5 din codul ASCE 41-06 [141].

Pe structură sarcinile se aplică utilizând o încărcare de tip “load history”, care începe de la valoarea zero și crește până la valoarea finală. Pentru a se atinge încărcarea totală sunt prevăzuți cel puțin 10 pași de încărcare. Programul de calcul utilizat trebuie să fie capabil să crească incremental încărcarea și să atingă iterativ convergența înainte de a trece la următorul increment al încărcării.

Criteriul de acceptare corespunzător procedurii de analiză NSP:

- Pentru solicitările de tip deformații-controlate: elementele primare și secundare trebuie să înregistreze capacități de deformare (engl. *expected deformation capacities*) mai mari decât deformația necesară maximă calculată (engl. *the maximum calculated deformation demands*);

- Pentru solicitările de tip forțe-controlate: în toate elementele primare și secundare se verifică aceeași relație 2.16, definită în cadrul LSP, cu diferența că  $Q_{UF}$  este solicitarea de tip forță-controlată, rezultată în urma analizei statice neliniare a modelului structural avariata.

Pentru structurile din beton armat, în tabelul 4-1 din ghidul DoD (2009) [15] este prezentat criteriul de acceptare referitor la valoarea rotirilor plastice în elementele de tip grindă.

### 3. Procedeul de analiză dinamic neliniar - NDP

Similar cu NSP se alcătuiește un model tridimensional al structurii analizate. Încărcările care se aplică pe structură în cazul procedurii de analiză NDP sunt detaliate în tabelul 2.4:

Tabel 2.4 Cazurile de încărcare pentru analiza dinamică neliniară, conform DoD (2009) [15]

Cazul de încărcare	Solicitări de tip deformații-controlate și forțe-controlate
Încărcările gravitaționale aplicate pe întreaga structură	$G_{ND} = (0.9 \text{ sau } 1.2)D + (0.5L \text{ sau } 0.2S)$
Încărcările laterale aplicate pe structură	$L_{LAT} = 0.002\sum P$

Unde:  $G_{ND}$  – încărcările gravitaționale corespunzătoare analizei dinamice neliniare;

D – încărcarea permanentă;

L – încărcarea utilă;

S – încărcarea din zăpadă;

$L_{LAT}$  – încărcarea laterală;

$\sum P$  – suma încărcărilor gravitaționale (permanente și utile) care acționează doar pe acel nivel, iar factorii de creștere a încărcării nu sunt luați în considerare în calcul.

Procedeul de încărcare constă în: pornind de la o sarcină nulă, încărcările gravitaționale și laterale cresc monoton și proporțional pe întregul model (stâlpul sau peretele nu a fost încă îndepărtat din structură) până când se atinge echilibrul. După ce s-a atins echilibrul pentru structurile în cadre, se îndepărtează stâlpul din structură. Deși se preferă ca stâlpul să se îndepărteze instantaneu, durata de eliminare trebuie să fie mai mică decât o zecime din perioada asociată cu modul de răspuns al structurii pentru mișcarea pe verticală a deschiderilor de deasupra stâlpului îndepărtat, care se determină pe modelul analitic cu stâlpul îndepărtat. Analiza trebuie continuată până când se atinge deplasarea maximă a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat.

Pentru definirea parametrilor corespunzători modelării neliniare a structurilor din beton armat se utilizează tabelul 4-1 din ghidul DoD (2009) [15]. Iar criteriul de acceptare este același ca și în cazul procedurii de analiză NSP, cu singura diferență că termenul  $Q_{UF}$  este solicitarea de tip forță-controlată, rezultată în urma analizei dinamice neliniare a modelului structural.

În anul 2013 a apărut o variantă nouă (îmbunătățită) a ghidului DoD (2009) [15], care conține două modificări la *Metoda Căii Alternative*, privind cazurile de încărcare pentru toate cele trei procedee de analiză (LSP, NSP și NDP), și anume:

- în combinațiile de încărcări gravitaționale  $G_{LD}$ ,  $G_{LF}$ , G,  $G_N$  și  $G_{ND}$ , sarcina permanentă este multiplicată cu factorul 1.2 (nu se mai poate alege între 0.9 sau 1.2);
- se renunță la încărcarea laterală ( $L_{LAT} = 0.002\sum P$ ) aplicată pe structură.

### **3. Metoda Rezistenței Locale Sporite**

Metoda constă în creșterea capacității de rezistență la încovoiere și forfecare a stâlpilor și pereților perimetrali ai clădirii pentru a oferi o protecție suplimentară structurii prin reducerea probabilității de apariție a avariei inițiale sau de extindere a acesteia.

### **2.3. Concluzii**

Evenimentele dezastruoase din ultimii ani (colapsul clădirii Ronan Point, a clădirii Federale Alfred P. Murrah, a turnurilor gemene World Trade Center, etc.), soldate cu pierderi umane și materiale semnificative, au condus la introducerea unor prevederi în codurile de proiectare referitoare la realizarea structurilor rezistente la acțiuni accidentale. Astfel, în prezent majoritatea codurilor de proiectare conțin prevederi, metode și procedee de analiză a structurilor la colaps progresiv.

În standardele britanice de proiectare s-a pus accentul pe realizarea legăturilor între elementele structurale pentru a asigura continuitate și redundanță întregii structuri. Codul suedez de proiectare recomandă o abordare directă prin *Metoda Căii Alternative* și una indirectă prin *Metoda Forțelor de Legătură*. Alte coduri, cum sunt cele canadiene, conțin prevederi referitoare la integritatea structurală, care poate fi asigurată indirect prin prevederea unor legături orizontale, verticale și perimetrare. Acestea contribuie la realizarea unui sistem structural rezistent la cedări locale, capabil să împiedice producerea colapsului progresiv.

Codul american ASCE 7-05 [2] prevede două modalități de a obține o structură rezistentă la colaps progresiv: printr-o proiectare directă – aplicând *Metoda Căii Alternative* sau *Metoda Rezistenței Locale Specifice* și printr-o proiectare indirectă – prin prevederea unui nivel minim de rezistență, continuitate și ductilitate structurii în faza de proiectare a acesteia. Standardul american de proiectare a construcțiilor din beton ACI 318-11 [133] oferă un alt exemplu de proiectare indirectă, care conține prevederi privind asigurarea integrității structurale. Codul din New York, varianta modificată în urma cedării turnurilor gemene World Trade Center, prevede toate cele trei metode de proiectare a structurilor rezistente la colaps progresiv: proiectarea indirectă prin legarea împreună a elementelor structurale, proiectarea directă prin *Metoda Căii Alternative* și prin *Metoda Rezistenței Locale Specifice*.

Standardul european privind acțiunile accidentale SR EN 1991-1-7:2007 [5], prevede strategii bazate pe identificarea acțiunilor accidentale, strategii bazate pe limitarea extinderii cedării locale și strategii pentru fiecare clasă de importanță, în care sunt încadrate structurile, în funcție de consecințele cedării lor. Normativele românești de proiectare nu conțin prevederi explicite de alcătuire a structurilor rezistente la colaps progresiv. Însă, prin intermediul unei proiectări seismice, conform actualului cod P100-1/2013 [120], se asigură un nivel adecvat de continuitate, ductilitate și redundanță, care contribuie la rezistența structurilor la colaps progresiv.

Statele Unite ale Americii au elaborat ghiduri specifice, care conțin metodologii independente de evaluare a riscului de colaps progresiv al clădirilor existente și de reducere a acestuia la structurile noi. În urma atacului cu bombă asupra clădirii Federale Alfred P. Murrah (1995), s-a elaborat ghidul ISC (2001) [138], care prevede o abordare directă de evaluare a colapsului progresiv prin *Metoda Căii Alternative* și prin *Metoda Rezistenței Locale Specifice*. Ulterior, s-a introdus ghidul GSA (2003) [1], care are la bază doar *Metoda Căii Alternative*. Ghidul recomandă



un procedeu de analiză liniar, care constă în evaluarea potențialului de colaps progresiv al unei structuri pentru patru cazuri diferite de avarie. Acestea rezultă prin îndepărtarea instantanee a unui stâlp de la primul nivel al structurii, situat la exterior: aproape de mijlocul laturii lungi a clădirii (cazul C<sub>1</sub>), aproape de mijlocul laturii scurte (cazul C<sub>2</sub>), la colțul clădirii (cazul C<sub>3</sub>) și la interiorul acesteia (cazul C<sub>4</sub>). Structura avariata este încărcată cu o combinație de sarcini gravitaționale în funcție de tipul analizei (statice sau dinamice). În urma analizei, se calculează valori ale raportului DCR, care se compară cu valorile maxime (admise) și se stabilește potențialul de colaps progresiv al structurii. GSA (2003) [1] prevede și efectuarea unor analize neliniare statice sau dinamice, în urma cărora se verifică rotirile în articulațiile plastice, care să nu depășească valorile maxime prevăzute de ghid pentru diferite tipuri de elemente.

Ghidul DoD (2009) [15] prevede o abordare de proiectare indirectă prin *Metoda Forțelor de Legătură* și două abordări de proiectare directe: prin *Metoda Căii Alternative* și prin *Metoda Rezistenței Locale Sporite*. *Metoda Forțelor de Legătură* constă în prevederea unor legături verticale, orizontale și periferice, care conduc la creșterea nivelului de continuitate, ductilitate și redundanță al structurii. Prin *Metoda Căii Alternative* se recomandă evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurii prin intermediul a trei procedee de analiză: static liniar, static neliniar și dinamic neliniar, pentru două tipuri de solicitări: deformații-controlate și forțe-controlate. Cazurile de avarie sunt similare cu cele prevăzute de ghidul GSA (2003) [1]. În plus, ghidul DoD (2009) [15] recomandă îndepărtarea stâlpului sau a peretelui portant și de la alte niveluri ale structurii: nivelul situat la mijlocul înălțimii clădirii, cel de sub acoperișul clădirii sau de la nivelul de deasupra secțiunii în care stâlpul sau peretele își modifică dimensiunea. Pentru fiecare procedeu de analiză, sunt prevăzute cazurile de încărcare și criteriile de acceptare care trebuie verificate. *Metoda Rezistenței Locale Sporite* constă în creșterea capacității la încovoiere și forfecare a stâlpilor și pereților portanți perimetrali, pentru a asigura o protecție suplimentară structurii prin reducerea probabilității de apariție a avariei inițiale sau a extinderii acesteia.

## CAPITOLUL 3

# ALCĂTUIREA MODELELOR STRUCTURALE ȘI PROIECTAREA SEISMICĂ A ACESTORA

### 3.1. Evoluția normelor de proiectare seismică din țara noastră (1963-2013)

În urma primului mare cutremur care a avut loc pe teritoriul României, la data de 10 noiembrie 1940, Asociația Generală a Inginerilor din România a întreprins un studiu amplu referitor la efectele devastatoare ale acestuia asupra clădirilor. Principala concluzie a fost că în acea vreme structurile nu erau proiectate la acțiunea seismică. Astfel, în decembrie 1941 apare o reglementare inspirată din norma italiană conform căreia forța seismică se consideră egală cu 5% din rezultanta încărcărilor gravitaționale uniform distribuite la planșeele clădirii. De asemenea, s-a realizat o împărțire a teritoriului țării noastre în două zone: una seismică și una neseismică. Primul normativ de proiectare seismic datează din anul 1963 și a fost inspirat în mare măsură din normativul sovietic. [142]

În continuare sunt prezentate principalele modificări întreprinse în codul seismic de proiectare din țara noastră, din 1963 și până în prezent, privind evoluția forței seismice de bază și a termenilor care intervin în relația de calcul a acesteia.

#### 3.1.1. Evaluarea forței seismice de bază după principalele norme seismice de proiectare

- Conform normativelor seismice P13-63 [117] și P13-70 [118]

Primele normative condiționate pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice P13-63 [117] și P13-70 [118] furnizează aceeași relație de calcul pentru sarcina seismică orizontală totală care acționează asupra unei construcții:

$$S = k_s \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot \Psi \cdot Q \quad (3.1)$$

Unde:  $k_s$  – coeficientul care introduce influența gradului de seismicitate de calcul al construcției. Conform STAS 2923-54 [143] teritoriul României este împărțit în trei zone de intensitate seismică (Tab. 3.1), iar conform STAS 2923-63 [144] în patru zone seismice (Tab. 3.3).

$\beta$  – coeficientul dinamic;

$\varepsilon$  – coeficientul de echivalență, prin care se va face trecerea de la sistemul convențional cu un grad de libertate la sistemul real cu mai multe grade de libertate;

$\Psi$  – coeficientul care ține seama de influența materialului și a structurii construcției asupra amortizării prin frecare interioară a vibrațiilor produse de sarcinile seismice;

$Q$  – rezultanta sarcinilor gravitaționale pentru toate nivelurile construcției.

Cercetările efectuate în urma cutremurului puternic care a avut loc pe teritoriul țării noastre în 4 martie 1977 cu magnitudinea pe scara Richter  $M = 7.4$ , au condus la elaborarea normativelor pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale P100-78 [145] și P100-81 [146]. Alte seisme importante au avut loc în 30 august 1986 ( $M = 7.1$ ) și 30, 31 mai 1990 ( $M = 6.9$  și  $M = 6.4$ ), iar efectele acestora asupra structurilor au condus la modificarea normativului pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor, rezultând alte

două variante ale acestuia P100-91 [147] și P100-92 [21]. Aceste normative au în vedere răspunsul structurilor la acțiunea cutremurelor cu incursiuni în domeniul post-elastic de deformare.

- Conform normativului de seism P100-92 [21]

Teritoriul României este împărțit în șase zone seismice: A, B, C, D, E, și F (Tab. 3.4). Apare și o zonare din punct de vedere al perioadelor de colț:  $T_C = 0.7$  s,  $T_C = 1.0$  s și  $T_C = 1.5$  s, iar pentru fiecare perioadă de colț este definit un spectru seismic. Forța seismică orizontală pentru structura de rezistență se determină cu relația:

$$S_r = \alpha \cdot k_s \cdot \beta_r \cdot \Psi \cdot \varepsilon_r \cdot G \quad (3.2)$$

În relația de calcul a forței seismice apare un termen nou:  $\alpha$  – coeficientul de importanță al construcției în funcție de clasa de importanță a acesteia. În plus față de vechile normative,  $\Psi$  este un coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice care ține seama de ductilitatea structurii, de capacitatea de redistribuire a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul, precum și de efectele de amortizare a vibrațiilor, altele decât cele asociate structurii de rezistență. Valoarea acestui coeficient după vechile normative P13-63 [117] și P13-70 [118] era subunitară, iar după noile reglementări din codul P100-78 [145] valoarea coeficientului  $\Psi$  este supraunitară.

- Conform codurilor seismice P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120]

Zonarea teritoriului României se face în funcție de valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare ( $a_g$ ), pentru cutremure având intervalul mediu de recurență  $IMR = 100$  ani conform codului P100-1/2006 [24] și  $IMR = 225$  ani și 20% probabilitate de depășire în 50 de ani conform noului codului P100-1/2013 [120]. Spre deosebire de vechiul normativ seismic P100-92 [21], în noile coduri apar modificări cu privire la forma spectrelor seismice și împărțirea teritoriului țării noastre corespunzător perioadelor de colț:  $T_C = 0.7$  s,  $T_C = 1.0$  s și  $T_C = 1.6$  s.

Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină cu relația:

$$F_b = \gamma_I \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.3)$$

Unde:  $\gamma_I$  – factor de importanță-expunere al construcției (vechiul coeficient „ $\alpha$ ” de importanță al clădirii din relația 3.2);

$T_1$  – perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul ce conține direcția orizontală considerată;

$S_d(T_1)$  – ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale;

$m$  – masa totală a clădirii;

$\lambda$  – factor de corecție, care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia.

- Conform standardului european SR EN 1998-1:2004 (EC-8) [119]

În scopul eliminării barierelor tehnice privind proiectarea seismică a clădirilor în cadrul țărilor europene, standardul european SR EN 1998-1:2004 (EC-8) [119] a fost adoptat și în România. Acesta se utilizează împreună cu Anexa Națională SR EN 1998-1:2004/NA:2008 [148],

care conține recomandări și valori ale parametrilor pentru teritoriul țării noastre. Conform acestui cod de proiectare seismică teritoriul României este împărțit în trei zone de teren/amplasament:  $Z_1$ ,  $Z_2$  și  $Z_3$ , pe baza înregistrărilor seismice disponibile de la cutremurele vrâncene din 1977, 1986 și 1990. Aceste zone sunt caracterizate în funcție de perioada de control  $T_C$ :  $Z_1 \rightarrow T_C = 0.7$  s,  $Z_2 \rightarrow T_C = 1.0$  s,  $Z_3 \rightarrow T_C = 1.6$  s. De asemenea, codul furnizează o zonare a teritoriului țării noastre și în funcție de valoarea de vârf de referință a accelerației terenului ( $a_{gR}$ ) pentru un IMR = 100 de ani.

Forța tăietoare de bază pentru fiecare direcție orizontală considerată în calculul clădirii se determină cu relația 3.4, iar semnificația termenilor este aceeași ca și în cazul forței seismice calculate conform codurilor P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120].

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.4)$$

### 3.1.2. Evoluția coeficienților $k_s$ , $\varepsilon_r$ și $\psi$

#### 3.1.2.1. Evoluția coeficientului $k_s \rightarrow a_g$

Accelerația seismică de calcul pe baza căreia se determină încărcările seismice, se ia în considerare prin intermediul coeficientului  $k_s$ . Acest coeficient exprimă raportul dintre accelerația convențională a terenului și accelerația gravitațională. Conform normativului P13-63 [117] valorile coeficientului  $k_s$  sunt în funcție de gradul de seismicitate de calcul al construcției. Acesta se stabilește pe baza gradului de seismicitate al zonei în care este amplasată clădirea (conform STAS 2923 [143]) și a clasei de importanță a construcției. În tabelul 3.1 sunt prezentate valorile gradelor de seismicitate de calcul pentru cele cinci clase de importanță în care sunt încadrate clădirile. În tabelul 3.2 sunt date valorile coeficientului  $k_s$  pentru cele trei grade de seismicitate de calcul (7, 8 și 9).

Normativul P13-70 [118] prezintă patru clase de importanță pentru clădiri și introduce un nou grad de seismicitate de calcul pentru construcții (gradul 6). Conform acestui normativ valorile coeficientului  $k_s$  variază între 0.02 și 0.12, după cum se poate vedea în tabelul 3.3.

În normativul P100-92 [21] coeficientul  $k_s$  este definit ca fiind raportul dintre accelerația maximă a mișcării seismice a terenului (considerată cu o perioadă medie de revenire de cca. 50 de ani) corespunzătoare zonei seismice de calcul și accelerația gravitațională. Valorile acestuia sunt prezentate în tabelul 3.4, în funcție de zonele seismice de calcul în care este împărțit teritoriul României: A, B, C, D, E și F. În comparație cu normativele anterioare valorile coeficientului  $k_s$  cresc semnificativ, acestea variază între 0.08 și 0.32. În calculul acțiunii seismice clasa de importanță a clădirii este introdusă separat prin coeficientul  $\alpha$ . Valorile acestui coeficient pentru cele patru clase de importanță sunt date în tabelul 3.5.

Conform codului P100-1/2006 [24] hazardul seismic pentru proiectare pe teritoriul României este descris de valoarea de vârf a accelerației terenului  $a_g$ , determinată pentru un interval mediu de recurență de 100 de ani. Teritoriul țării noastre este împărțit în șapte zone de intensitate seismică față de cele șase prevăzute în vechiul normativ seismic P100-92 [21]. Aceste zone sunt descrise de valoarea accelerației terenului pentru proiectare ( $a_g$ ) care poate avea următoarele valori: 0.08g, 0.12g, 0.16g, 0.20g, 0.24g, 0.28g și 0.32g. Relația între coeficientul  $k_s$  și accelerația terenului  $a_g$  este prezentată în ecuația 3.5. O altă diferență față de vechiul normativ seismic P100-92 [21] o

reprezintă simbolul utilizat pentru factorul de importanță,  $\gamma_I$ , înainte acesta fiind notat cu  $\alpha$ . Valorile acestui factor corespunzător claselor de importanță și de expunere la cutremur ale clădirilor sunt prezentate în tabelul 3.6 .

$$k_s = a_g/g \quad (3.5)$$

Conform standardului european SR EN 1998-1:2004 [119] și respectiv Anexei Naționale SR EN 1998-1:2004/NA:2008 [148] zonarea teritoriului României se face în termeni de valori de vârf de referință ale accelerației terenului ( $a_{gR}$ ) pentru evenimente seismice având perioada de revenire pentru cerința de siguranță a vieții de 100 de ani. Împărțirea în zone seismice a teritoriului țării noastre și valorile accelerației terenului  $a_{gR}$  sunt aceleași ca și în cazul codului seismic P100-1/2006 [24]. Clădirile sunt clasificate în aceleași patru clase de importanță în funcție de consecințele în cazul prăbușirii asupra vieții omenești și de importanța lor pentru siguranța publică. Valorile factorului de importanță  $\gamma_I$  sunt date în tabelul 3.7.

Pentru proiectarea construcțiilor noi la acțiunea seismică conform actualului cod P100-1/2013 [120] teritoriul României este împărțit tot în șapte zone de hazard seismic. Acestea sunt definite de accelerația terenului pentru proiectare ( $a_g$ ) pentru un interval mediu de recurență de 225 de ani (probabilitate de depășire de 20% în 50 de ani). Nivelul de hazard seismic față de versiunea anterioară a codului de proiectare este mărit, accelerația terenului având următoarele valori: 0.10g, 0.15g, 0.20g, 0.25g, 0.30g, 0.35g și 0.40g. S-a recurs la această mărire în scopul reducerii pierderilor seismice așteptate pe durata de viață proiectată a clădirilor, sporirii nivelului de siguranță al utilizatorilor clădirilor, precum și în scopul alinierii la nivelul hazardului seismic recomandat de standardul european SR EN 1998-1:2004 [119]. Valorile factorului de importanță pentru acțiunea seismică  $\gamma_{I,e}$ , precum și definirea claselor de importanță-expunere la cutremur sunt aceleași ca și în cazul vechiului cod de proiectare P100-1/2006 [24], prezentate în tabelul 3.6 .



Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton arma

---

Tabel 3.1 Grade de seismicitate de calcul conform normativului P13-63 [117]

Clasa de importanță	Caracterizare	Gradul de seismicitate de calcul pentru construcții în funcție de gradul de seismicitate al zonei		
		7	8	9
I	Construcții monumentale și construcții deosebit de importante, de importanță republicană.	8	9	9
II	Toate construcțiile, cu excepția celor din clasele I, III, IV și V.	7	8	9
III	Clădiri industriale parter care nu conțin utilaje costisitoare, construcțiile unităților energetice de interes local cu cel mult 50 lucrători, construcții pentru adăpostirea animalelor de rase prețioase.	7	7	8
IV	Clădiri parter pentru locuințe, administrative, comerciale și comunale.	7	7	8
V	Construcții a căror prăbușire nu conduce la pierderea de vieți omenești, sau la deteriorarea de utilaje costisitoare, construcții zootehnice (cu excepția celor din clasa III), construcții cu caracter provizoriu (barăci etc.).	Nu este necesară o verificare la sarcini seismice		

Tabel 3.2 Valorile coeficientului  $k_s$  conform normativului P13-63 [117]

Gradul de seismicitate de calcul al construcției	$k_s$
7	0.025
8	0.050
9	0.100

Tabel 3.3 Valorile coeficientului  $k_s$  conform normativului P13-70 [118]

Clasa de importanță	Caracterizare	Gradul de seismicitate de calcul pentru construcții în funcție de gradul de seismicitate al zonei			
		6	7	8	9
I	Construcții de importanță deosebită: clădiri monumentale, clădiri care adăpostesc bunuri cultural-artistice de mare valoare, construcții de primă necesitate în caz de cutremur precum și construcții a căror ieșire din funcțiune are o influență deosebită asupra economiei naționale.	0.03	0.05	0.08	0.12
II	Toate construcțiile, cu excepția celor din clasele I, III și IV.	-	0.03	0.05	0.08
III	Clădiri cu un nivel ca: locuințe, clădiri administrative și comerciale, a căror funcțiune ne duce la aglomerări de oameni. Construcții industriale cu un nivel, care nu adăpostesc utilaje greu de înlocuit. Construcții pentru adăpostirea animalelor de rasă prețioasă pentru reproducere; construcțiile complexelor industriale agrozootehnice.	-	0.02	0.03	0.05
IV	Clădiri puțin importante, destinate a adăposti bunuri de mică valoare și un personal restrâns de deservire, cu acces nepermanent; construcții agrozootehnice (cu excepția celor din clasa de importanță III); construcții cu caracter provizoriu (barăci, etc.).	-	-	-	0.03

Tabel 3.4 Valorile coeficientului  $k_s$  conform normativului P100-92 [21]

Zona seismică de calcul	$k_s$
A	0.32
B	0.25
C	0.20
D	0.16
E	0.12
F	0.08

Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat

Tabel 3.5 Valorile coeficientului  $\alpha$  conform P100-92 [21]

Clasa de importanță	Caracterizare	$\alpha$
I	Construcții de importanță vitală pentru societate, a căror funcționalitate în timpul cutremurului și imediat după cutremur trebuie să se asigure integral: spitale, stații de salvare, stații de pompieri, clădiri pentru unități administrative, centrale și județene, cu rol de decizie în organizarea măsurilor de urgență după cutremure, clădiri pentru comunicații de interes național și județean, unități de producere a energiei electrice din sistemul național, clădiri care adăpostesc muzee de importanță națională.	1.4
II	Construcții de importanță deosebită la care se impune limitarea avariilor avându-se în vedere consecințele acestora: celelalte clădiri din domeniul ocrotirii sănătății, școli, creșe, grădinițe, cămine pentru copii, handicapați, bătrâni, clădiri care adăpostesc aglomerații de persoane (săli de spectacole artistice și sportive, biserici, centre comerciale importante), clădiri care adăpostesc valori artistice, istorice, științifice deosebite, clădiri și instalații industriale care adăpostesc echipamente de mare valoare economică, depozite cu produse de strictă necesitate pentru aprovizionarea de urgență a populației.	1.2
III	Clădiri de importanță normală (construcții care nu fac parte din clasele I, II sau IV): clădiri de locuit, hoteluri, cămine (cu excepția celor din clasa II), clădiri industriale și agrozootehnice curente.	1.0
IV	Construcții de importanță redusă: construcții agrozootehnice de importanță redusă ( de ex. sere, construcții parter diverse pentru creșterea animalelor și păsărilor etc.), construcții de locuit parter sau parter și etaj, alte construcții civile și industriale care adăpostesc bunuri de mică valoare și în care lucrează un personal restrâns.	0.8

Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton arma

Tabel 3.6 Valorile coeficientului  $\gamma_1$  conform P100-1/2006 [24], P100-1/2013 [120]

Clasa de importanță	Tipuri de clădiri	$\gamma_1$
I	Clădiri cu funcțiuni esențiale, a căror integritate pe durata cutremurelor este vitală pentru protecția civilă: stațiile de pompieri și sediile poliției; spitale și alte construcții aferente serviciilor sanitare care sunt dotate cu secții de chirurgie și de urgență; clădirile instituțiilor cu responsabilitate în gestionarea spațiilor de urgență, în apărarea și securitatea națională; stații de producere și distribuție a energiei și/sau care asigură servicii esențiale pentru celelalte categorii de clădiri menționate aici; garajele de vehicule ale serviciilor de urgență diferite categorii; rezervoare de apă și stații de pompare esențiale pentru situații de urgență; clădiri care conțin gaze toxice, explozivi și alte substanțe periculoase.	1.4
II	Clădiri a căror rezistență seismică este importantă sub aspectul consecințelor asociate cu prăbușirea sau avarierea gravă: clădiri de locuit și publice având peste 400 persoane în aria totală expusă; spitale, altele decât cele din clasa I, instituții medicale cu o capacitate de peste 150 persoane în aria totală expusă; penitenciare; aziluri de bătrâni, creșe; școli cu diferite grade, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă; auditorii, săli de conferințe, de spectacole cu capacitate de peste 200 de persoane; clădirile din patrimoniul național, muzee etc.	1.2
III	Clădiri de tip curent, care nu aparțin celorlalte categorii.	1.0
IV	Construcții de mică importanță pentru siguranța publică, cu grad redus de ocupare și/sau de mică importanță economică, construcții agricole, locuințe unifamiliale.	0.8

Tabel 3.7 Valorile coeficientului  $\gamma_1$  conform SR EN 1998-1:2004/NA:2008 [148]

Clasa de importanță	Clădiri	$\gamma_1$
I	Clădiri de importanță minoră pentru siguranța publică, de exemplu clădiri agricole etc.	0.8
II	Clădiri obișnuite care nu aparțin altor categorii.	1.0
III	Clădiri a căror rezistență la seism este importantă având în vedere consecințele asociate cu colapsul, de exemplu școli, săli, instituții culturale etc.	1.2
IV	Clădiri a căror integritate pe durata cutremurului este de importanță vitală pentru protecția civilă, de exemplu spitale, stații de pompieri, uzine electrice etc.	1.4

### 3.1.2.2. Evoluția coeficientului $\varepsilon_r \rightarrow \lambda$

Coeficientul de echivalență  $\varepsilon_r$  apare în expresia de calcul a forței seismice conform normativelor: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], iar valoarea acestuia este dată de relația:

$$\varepsilon_r = \frac{[\sum_1^n G_k \cdot u_{kr}]^2}{[\sum_1^n G_k][\sum_1^n G_k \cdot u_{kr}^2]} \quad (3.6)$$

Unde:  $u_{kr}$  – componenta după gradul de libertate “k” a formei proprii corespunzătoare modului de vibrație “r”;

$G_k$  – rezultanta încărcărilor gravitaționale ale nivelului “k”.

Conform codurilor de seism: P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [148] și P100-1/2013 [120] coeficientul de echivalență  $\varepsilon_r$  este înlocuit cu factorul de corecție  $\lambda$ , care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia. Valorile acestui factor conform P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] sunt:

- $\lambda = 0.85$  dacă  $T_1 \leq T_C$  și clădirea are mai mult de două niveluri;
- $\lambda = 1.00$  în celelalte situații.

Iar conform standardului european SR EN 1998-1:2004 [148]:

- $\lambda = 0.85$  dacă  $T_1 \leq 2T_C$  și clădirea are minim trei etaje;
- $\lambda = 1.00$  în celelalte situații.

### 3.1.2.3. Evoluția coeficientului $\psi \rightarrow q$

În vechile normative P13-63 [117] și P13-70 [118] coeficientului  $\psi$  se determină în funcție de capacitatea de amortizare a vibrațiilor și de ductilitatea structurii, iar valorile acestuia sunt supraunitare. Iar conform P100-92 [21] coeficientul  $\psi$  este un coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de mai mulți factori, cum sunt: ductilitatea structurii, capacitatea de redistribuire a eforturilor, ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul și efectele de amortizare a vibrațiilor. Astfel, valorile acestui coeficient pentru toate tipurile de structuri (de beton armat, metalice, din zidărie) sunt subunitare.

După codurile mai noi: P100-1/2006 [24], SR EN 1991-8:2004 [119] și P100-1/2013 [120] coeficientul de reducere al efectelor acțiunii seismice ține seama de capacitatea de deformare post-elastică a structurilor și este inversul factorului de comportare  $q$  ( $\psi = 1/q$ ). Valorile factorului de comportare diferă în funcție de tipul structurii și capacitatea acesteia de disipare a energiei (clasa de ductilitate).

Pentru prima dată, codul P100-1/2006 [24] încadrează structurile în două clase de ductilitate: înaltă (H) și medie (M), în funcție de capacitatea de disipare a energiei. Pentru construcțiile amplasate în zone seismice caracterizate de valori ale accelerației terenului pentru proiectare  $a_g \leq 0.16g$ , se poate adopta o proiectare care să înzestreze structurile cu capacitate de ductilitate mai mică, încadrându-se astfel în clasa de ductilitate M. Construcțiile de beton care pot asigura o capacitate substanțială de deformare în domeniul post-elastic se încadrează în clasa de ductilitate H. Valorile factorului de comportare sunt în funcție de raportul  $\alpha_{11}/\alpha_1$ , care introduce influența unora dintre factorii cărora li se datorează suprazistența structurii, în special a redundanței construcției. Valori aproximative ale acestui raport pentru construcții obișnuite sunt furnizate în



Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat

cod. Codurile P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] prevăd aceleași valori ale factorului  $q$  pentru cele două clase de ductilitate H și M. Valorile coeficientului  $\psi$  pentru structurile în cadre din beton armat sunt detaliate în tabelul 3.8

Tabel 3.8 Valorile coeficientului  $\psi$  pentru structuri în cadre din beton armat

Normativ	Tipul de structură			$\psi$	
P13-63	Pentru construcții cu schelet în cadre de beton armat și construcțiile cu acoperiș articulată pe stâlpi de beton armat			1.20	
P13-70	Construcții cu structura în cadre			1.00	
P100-92	Structuri în cadre etajate: Pereții de umplură sunt tratați ca elemente structurale asigurându-se conlucrarea cu elementele cadrului			0.25	
	Pereții de umplură nu sunt tratați ca elemente structurale			0.20	
P100-1/2006 și P100-1/2013	Pentru cadre sau structuri duale cu cadre preponderente din beton armat:		$\alpha_{11}/\alpha_1$	$q$	$\Psi = 1/q$
	Clasa de ductilitate înaltă H $q = 5.0\alpha_{11}/\alpha_1$	Clădire cu un nivel	1.15	5.75	0.17
		Clădire cu mai multe niveluri și o singură deschidere	1.25	6.25	0.16
		Clădire cu mai multe niveluri și mai multe deschideri	1.35	6.75	0.15
	Clasa de ductilitate medie M $q = 3.5\alpha_{11}/\alpha_1$	Clădire cu un nivel	1.15	4.025	0.25
		Clădire cu mai multe niveluri și o singură deschidere	1.25	4.375	0.23
		Clădire cu mai multe niveluri și mai multe deschideri	1.35	4.725	0.21
	*Clasa de ductilitate joasă L	Dacă $v_d \leq 0.75$ în toți stâlpii		2.0	0.50
Dacă $v_d > 0.75$ în toți stâlpii		1.5	0.67		
SR EN 1998-1:2004	Pentru cadre sau sisteme echivalente cu cadre din beton armat:		$\alpha_{11}/\alpha_1$	$q$	$\Psi = 1/q$
	Clasa de ductilitate înaltă H $q = 4.5\alpha_{11}/\alpha_1$	Clădiri cu un nivel	1.10	4.95	0.20
		Clădiri multietajate cu o deschidere	1.20	5.4	0.185
		Clădiri multietajate sau structuri duale echivalente cu cadre	1.30	5.85	0.17
	Clasa de ductilitate înaltă M $q = 3.0\alpha_{11}/\alpha_1$	Clădiri cu un nivel	1.10	3.30	0.30
		Clădiri multietajate cu o deschidere	1.20	3.60	0.28
Clădiri multietajate sau structuri duale echivalente cu cadre		1.30	3.90	0.26	

\*Valori ale factorului  $q$  corespunzătoare structurilor proiectate pentru clasa de ductilitate joasă (L) apar doar în actualul cod de proiectare seismic P100-1/2013 [120].

Standardul european SR EN 1991-8:2004 [119] prevede posibilitatea proiectării clădirilor de beton cu o capacitate de disipare redusă, care aparțin unei clase de ductilitate joasă (L). Iar actualul cod seismic P100-1/2013 [120] introduce valori pentru factorul de comportare în cazul structurilor proiectate pentru clasa de ductilitate joasă (L). Acestea sunt în funcție de valoarea efortului normalizat mediu ( $v_d$ ) din stâlpi. În general structurile din zonele cu seismicitate înaltă ( $a_g \geq 0.30g$ ) se proiectează pentru clasa de ductilitate H, iar cele din zonele cu seismicitate redusă ( $a_g \leq 0.10g$ ) pentru clasa de ductilitate L.

### 3.1.3. Evaluarea rezultantei încărcărilor gravitaționale după principalele coduri

Rezultanta încărcărilor gravitaționale care acționează asupra structurii intervine în relația de calcul a forței seismice de bază. Acțiunea seismică reprezintă o încărcare accidentală și face parte din gruparea extraordinară (specială) de încărcări. Rezultanta încărcărilor gravitaționale este dată de sarcinile permanente cu valoare normată (caracteristică) și sarcinile variabile (temporare de scurtă durată și zăpada), multiplicare cu un coeficient de reducere. Notația și valoarea acestui coeficient de reducere s-a modificat în timp ( $n \rightarrow n^d \rightarrow \psi_{2i}$ ). În relația 3.7 este descrisă combinația de încărcări gravitaționale pentru calculul rezultantei acestora. Iar evoluția coeficientului de reducere ( $n$ ), a intensității încărcărilor variabile pentru clădirile de locuit, după principalele norme de proiectare din țara noastră este prezentată în tabelul 3.9.

$$\sum P_i + \sum nV_i \quad (3.7)$$

În care:  $P_i$  – efectul pe structură al încărcărilor permanente „i”, cu valoare caracteristică;  
 $V_i$  – efectul pe structură al încărcărilor variabile „i”, cu valoare caracteristică;  
 $n$  – coeficient de reducere al acțiunii variabile.

Tabel 3.9 Valorile coeficientului de reducere al încărcărilor variabile în gruparea specială

Normativ	Tipul încărcării variabile	Coeficient de reducere
P13-63 și P13-70	Sarcina din zăpadă	0.8
	Sarcini temporare - pentru clădiri de locuit și social-culturale	0.8
STAS 10101/0A-77	Încărcările distribuite pe acoperișuri și terase, în locuințe, în încăperi ale instituțiilor administrative, științifice, de proiectare, de învățământ, în săli de mese, pe balcoane și logii, spălătorii, anexe sociale, în poduri necirculabile	0.4
	Încărcări datorate zăpezii	0.4
CR0-2005	Acțiuni datorate exploataării	0.4
	Acțiuni din zăpadă	0.4
SR EN 1990:2004/NA:2006 și CR0-2012	Încărcări din exploatarea normală pentru clădiri din categoria A (clădiri rezidențiale) sau B (clădiri de birouri)	0.3
	Încărcări date de zăpadă pentru toate amplasamentele	0.4

### 3.1.4. Evoluția spectrelor seismice de răspuns elastic

Conform normativelor P13-63 [117] și P13-70 [118] coeficientul dinamic  $\beta$  se determină în funcție de: perioada proprie de vibrație ( $T$ ) corespunzătoare modului de vibrație pentru care se face calculul și de natura terenului de fundare. Relația de calcul a coeficientului  $\beta$  în funcție de natura terenului de fundare este prezentată în tabelul 3.10 după normativul P13-63 [117] și în tabelul 3.11 conform P13-70 [118]. Curba care descrie valoarea coeficientului dinamic  $\beta$  în funcție de perioada proprie de vibrație  $T$  este ilustrată în figura 3.1 conform P13-63 [117], respectiv în figura 3.2 conform P13-70 [118].

Tabel 3.10 Valorile coeficientului dinamic  $\beta$  conform P13-63 [117]

Natura terenului de fundare	$\beta$
Pentru terenuri cu presiunea admisibilă la încărcări fundamentale $\sigma \geq 2\text{kg/cm}^2$	$0.6 \leq \beta = 0.9/T \leq 3$ (3.8)
Pentru terenuri cu presiunea admisibilă la încărcări fundamentale $\sigma < 2\text{kg/cm}^2$	Valorile lui $\beta$ determinate cu formula 3.8 se sporesc cu 25%, respectându-se condiția $\beta \leq 3$
Pentru terenuri mârloase, terenuri moi îmbibate cu apă până la nivelul fundațiilor	Valorile lui $\beta$ determinate cu formula 3.8 se sporesc cu 50%, respectându-se condiția $\beta \leq 3$

Tabel 3.11 Valorile coeficientului dinamic  $\beta$  conform P13-70 [118]

Tipul terenului	$\beta$
Pentru terenuri normale de fundare	$0.6 \leq \beta = 0.8/T \leq 2$ (3.9)
Pentru terenuri de fundare stâncoase, straturi de pietriș consolidat, straturi terțiare sau mai vechi, etc.	Valorile lui $\beta$ determinate cu formula 3.9 se reduc cu 20%, cu excepția construcțiilor din zidărie, sau din prefabricate de beton armat.
Pentru terenuri de fundare constituite din pământuri argiloase, argile prăfoase, etc. de consistență redusă, nisipuri în stare afânată, loessuri cu umiditate ridicată sau în cazul terenurilor cu nivelul apei subterane ridicat	Valorile lui $\beta$ determinate cu formula 3.9 se sporesc cu 50%, fără a se depăși valoarea limită $\beta = 2.5$

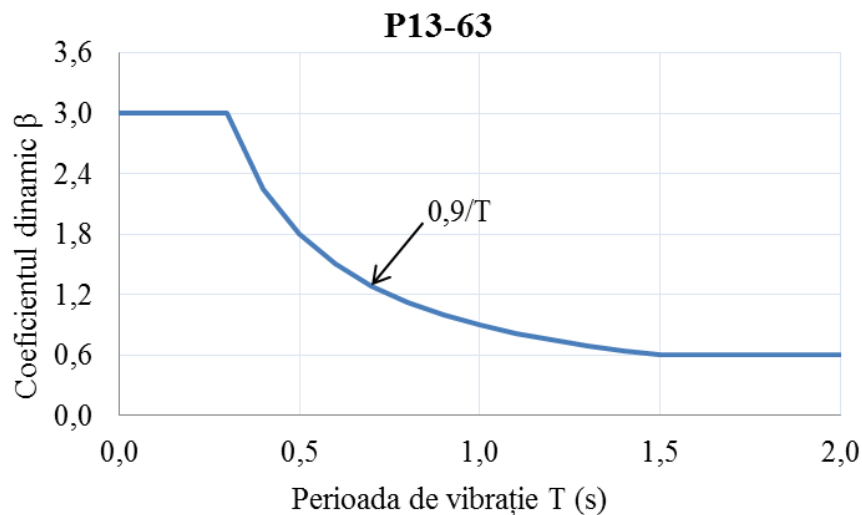


Figura 3.1 Curba  $\beta - T$  conform P13-63 [117]

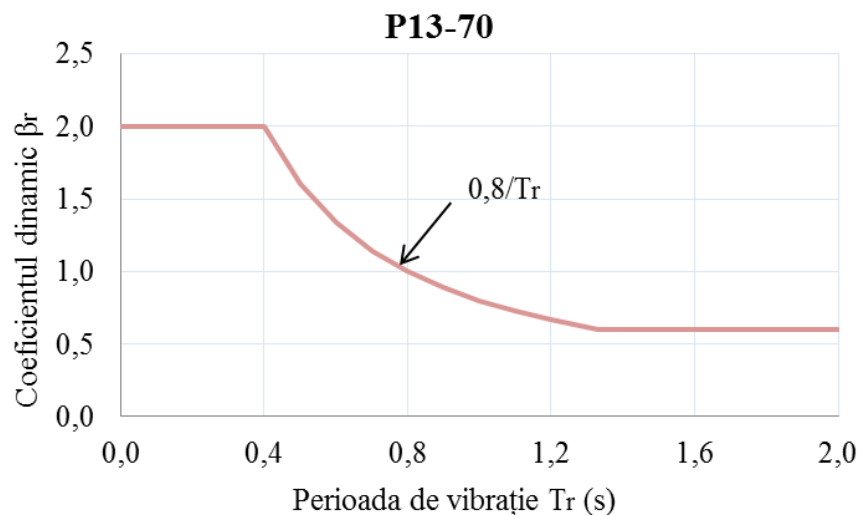


Figura 3.2 Curba  $\beta_r - T_r$  conform P13-70 [118]

Conform normativului P100-92 [21] zonarea teritoriului României se face și în funcție de perioada de colț  $T_C$ . Astfel, sunt definite trei zone corespunzătoare perioadelor de colț:  $T_C = 0.7$  s,  $T_C = 1.0$  s și  $T_C = 1.5$  s, iar spectrele de răspuns seismic pentru fiecare zonă sunt ilustrate în figura 3.3. Coeficientul de amplificare  $\beta_r$  se determină în funcție de perioadele oscilațiilor proprii  $T_r$  ale construcțiilor și de condițiile seismice ale zonei caracterizate prin perioadele de colț  $T_C$ , cu relațiile (3.10) și (3.11).

$$\beta_r = 2.5, \text{ pentru } T_r \leq T_C \quad (3.10)$$

$$\beta_r = 2.5 - (T_r - T_C) \geq 1, \text{ pentru } T_r > T_C \quad (3.11)$$

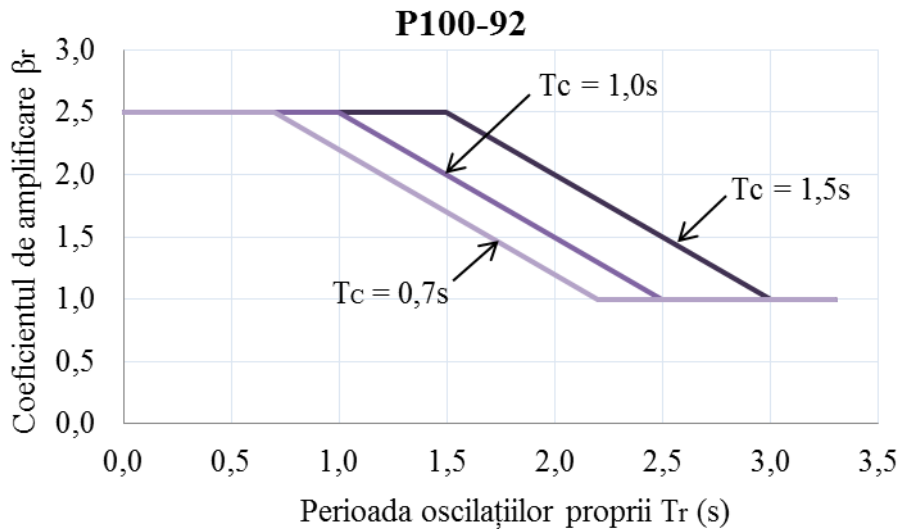


Figura 3.3 Diagramele  $\beta_r - T_r$  conform P100-92 [21]

Codul P100-1/2006 [24] introduce perioadele de control (colț)  $T_B$  și  $T_D$  ale căror valori sunt date în tabelul 3.12. Formele normalizate ale spectrelor de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului  $\beta(T)$ , pentru fracțiunea din amortizarea critică  $\xi = 0.05$  și în funcție de perioadele de control  $T_B$ ,  $T_C$  și  $T_D$  sunt date de relațiile:

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow \beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \quad (3.12)$$

$$T_B < T \leq T_C \rightarrow \beta(T) = \beta_0 \quad (3.13)$$

$$T_C < T \leq T_D \rightarrow \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \quad (3.14)$$

$$T > T_D \rightarrow \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (3.15)$$

Unde:  $\beta(T)$  – spectrul normalizat de răspuns elastic;

$\beta_0$  – factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură ( $\beta_0 = 2.75$ );

$T$  – perioada de vibrație a unei structuri cu un grad de libertate dinamică și cu răspuns elastic.

Spectrul de proiectare pentru accelerații  $S_d(T)$  este un spectru de răspuns inelastic, care se determină cu relațiile:

$$0 < T \leq T_B \rightarrow S_d(T) = a_g \left[ 1 + \frac{\beta_0 - 1}{T_B} T \right] \quad (3.16)$$

$$T > T_B \rightarrow S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \quad (3.17)$$

În care, accelerația terenului pentru proiectare ( $a_g$ ) s-a definit anterior la punctul 3.1.2.1, iar factorul de comportare al structurii ( $q$ ) la punctul 3.1.2.3. Spectrele normalizate de răspuns elastic



pentru accelerație, pentru condițiile seismice și de teren din România, sunt reprezentate în figura 3.4. Pentru prima dată codul P100-1/2006 [24] introduce un spectru diferit pentru cutremurele bănățene, care nu este ilustrat aici.

Tabel 3.12 Perioadele de colț ale spectrului de răspuns seismic conform P100-1/2006 [24]

$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
0.07	0.70	3.00
0.10	1.00	3.00
0.16	1.60	2.00

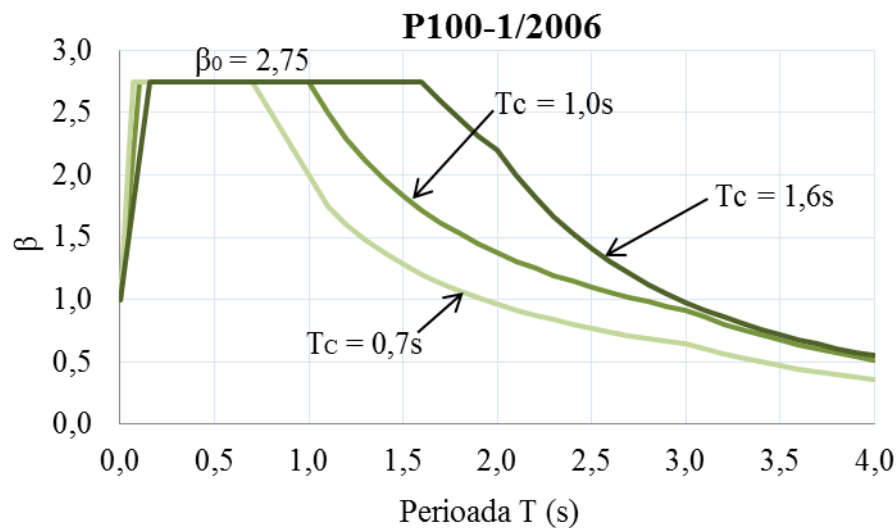


Figura 3.4 Spectre normalizate de răspuns elastic pentru accelerații, în zonele caracterizate de perioadele de control:  $T_C = 0.7$  s,  $T_C = 1.0$  s și  $T_C = 1.6$  s, conform codului P100-1/2006 [24]

Conform standardului european de proiectare seismic SR EN 1998-1:2004/NA:2008 (EC-8) [148] teritoriul României este împărțit în trei zone de teren/amplasament:  $Z_1$ ,  $Z_2$  și  $Z_3$ , pe baza înregistrărilor seismice disponibile de la cutremurele vrâncene din 1977, 1986 și 1990. Aceste zone de teren sunt caracterizate de perioada de control  $T_C$ . În România se utilizează spectrul seismic de răspuns elastic de tip 1 pe întreg teritoriul, cu excepția zonei Banatului, unde se utilizează spectrul de tip 2. Valorile recomandate ale parametrilor  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  și  $S$  pentru spectrul de tip 1 sunt prezentate în tabelul 3.13. Pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice spectrul de calcul  $S_d(T)$  este definit de expresiile:

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.75}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.18)$$

$$T_B < T \leq T_C \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.75}{q} \quad (3.19)$$

$$T_C < T \leq T_D \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.75}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad (3.20)$$

$$T_D < T \leq 4 \text{ s} \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.75}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad (3.21)$$

În care:  $S$  – factorul de teren, iar conform Anexei Naționale SR EN 1998-1:2004/NA:2008 [148] acesta are valoarea 1.00 pe tot teritoriul României;

$\beta$  – coeficientul corespunzător limitei inferioare a spectrului orizontal de calcul. Valoarea lui este 0.2.

Accelerația de calcul a terenului ( $a_g$ ) se determină prin multiplicarea valorii de vârf a accelerației maxime de referință ( $a_{gR}$ ) cu factorul de importanță ( $\gamma_I$ ), conform relației:

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (3.22)$$

Tabel 3.13 Valorile parametrilor care descriu spectrul de răspuns elastic tip 1 conform EC-8 [148]

Zona de teren	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
$Z_1$	1	0.07	0.7	3.0
$Z_2$	1	0.10	1.0	3.0
$Z_3$	1	0.16	1.6	2.0

Actualul cod de proiectare seismic P100-1/2013 [120] prevede aceleași relații pentru spectrele de proiectare pentru accelerații  $S_d(T)$  și spectrele normalizate de răspuns elastic  $\beta(T)$  ca și vechiul cod P100-1/2006 [24], descrise de relațiile 3.12 – 3.17. Ceea ce se modifică față de versiunea anterioară a codului este valoarea factorului de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către un sistem cu un grad de libertate dinamică,  $\beta_0 = 2.5$  (față de 2.75) și valoarea perioadei de control  $T_B = 0.2T_C$  (față de  $T_B = 0.1T_C$ ). Iar spectrele normalizate de răspuns elastic ale accelerațiilor absolute pentru fracțiunea din amortizarea critică  $\xi = 5\%$  în condițiile seismice și de teren din România,  $\beta(T)$  sunt reprezentate în figura 3.5.

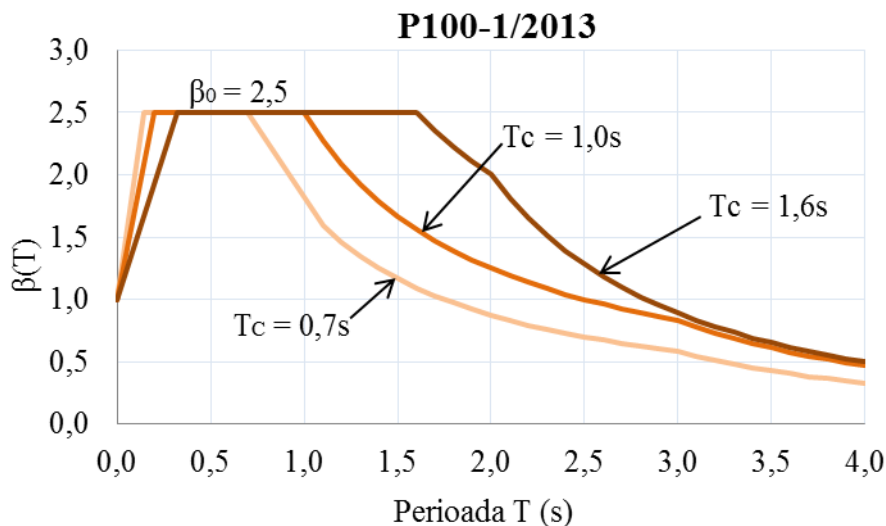


Figura 3.5 Spectre normalizate de răspuns elastic pentru zonele caracterizate de perioadele de control:  $T_C = 0.7$  s,  $T_C = 1.0$  s și  $T_C = 1.6$  s, conform codului P100-1/2013 [120]

În concluzie, figura 3.6 prezintă evoluția spectrelor seismice de răspuns elastic, de la primul normativ seismic din țara noastră P13-63 [117] și până în prezent, conform actualului cod de seism P100-1/2013 [120].

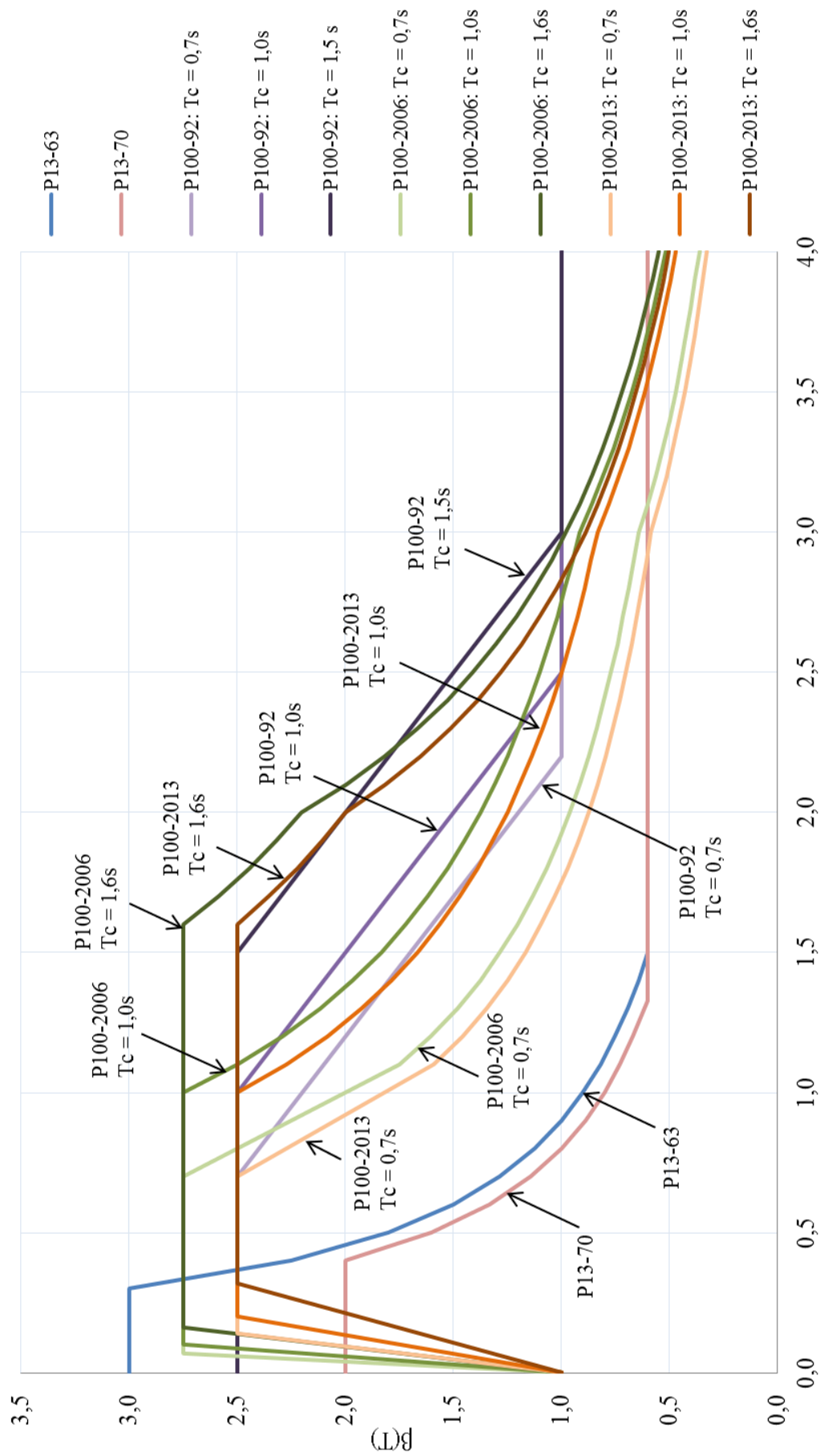


Figura 3.6 Evoluția formelor normalizate ale spectrelor seismice de răspuns elastic  $\beta(T)$

### 3.2. Evoluția prevederilor specifice construcțiilor în cadre din beton armat

Asemănător normativelor de proiectare seismică, și standardele privind calculul și alcătuirea construcțiilor de beton armat din țara noastră au suferit modificări în timp. În cele ce urmează sunt prezentate principalele prevederi referitoare la proiectarea construcțiilor din beton armat din codurile: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10107/0-90 [123], standardul european SR EN 1992-1-1:2004 (EC-2) [124] împreună cu anexa națională SR EN 1992-1-1:2004/NB:2008 [149].

#### 3.2.1. Prevederi referitoare la calitatea materialelor

Conform principalelor normative de proiectare, calitățile pe care trebuie să le îndeplinească materialele (betonul și oțelul pentru armături) în vederea proiectării seismice a structurilor în cadre din beton armat sunt detaliate în tabelul 3.14.

Tabel 3.14 Prevederi referitoare la calitatea materialelor: beton și oțel pentru armături

Normativ de proiectare	Calitatea betonului	Calitatea oțelului pentru armături
P8-62	cel puțin marca B200	mărcile: OL 38, PC 52 sau PC 60
P13-70	cel puțin marca B200	oțeluri cu proprietăți de rezistență și ductilitate echivalente cu cele ale oțelurilor: PC52 (pentru armătura longitudinală) și OB 38 (pentru armătura transversală)
P100-92	clasa minimă B <sub>c</sub> 15	Oțelurile utilizate pentru armarea zonelor plastice potențiale vor îndeplini condițiile: - alungirea minimă la rupere 12%; - raportul dintre efortul unitar de rupere și cel corespunzător curgerii nu va depăși valoarea 1.55; - variabilitatea valorilor eforturilor unitare de curgere nu va fi mai mare decât cea corespunzătoare coeficientului de variație 10%. Cu excepția etrierilor închiși, armarea zonelor plastice potențiale se va realiza numai cu armături cu profil periodic. Utilizarea plaselor și carcaselor sudate din STNB nu este permisă la armarea zonelor plastice potențiale.
P100-1/2006, EC-8 și P100-1/2013	Pentru proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă H: cel puțin clasa C20/25, iar pentru cele din clasa de ductilitate medie M cel puțin C16/20.	Elementele structurale se armează numai cu bare din oțel profilat, excepție fac etrierii închiși și agrafele. În zonele critice ale elementelor principale se vor utiliza oțeluri cu alungiri specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puțin 7.5% pentru clasa de ductilitate H și 5% pentru clasa de ductilitate M.

#### 3.2.2. Cerințe privind dimensiunile elementelor structurale (grinzi, stâlpi)

Prevederile privind dimensiunile grinzilor și stâlpilor corespunzător structurilor în cadre din beton armat, conform principalelor normative de proiectare seismică sunt date în tabelul 3.15.

Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat

Tabel 3.15 Cerințe referitoare la dimensiunile elementelor structurale din beton armat

Normativ de proiectare	Grinzi	Stâlpi
P13-63 și P8-62	Elementele de beton armat cu secțiune dreptunghiulară, solicitate la încovoiere cu torsiune trebuie să aibă lățimea egală cu cel puțin jumătate din înălțimea secțiunii ( $h/b \leq 2$ ). [121]	Dimensiunile minime ale stâlpilor de secțiune dreptunghiulară să fie astfel încât raportul $l_f/b < 30$ , iar raportul $l_f/h < 25$ . [121]
P13-70 și STAS 8000-67	Raportul dintre dimensiunile secțiunilor transversale ale grinzilor principale nu va fi mai mare decât 3. [118] Elementele de beton armat cu secțiune dreptunghiulară, solicitate la încovoiere cu torsiune trebuie să aibă lățimea egală cu cel puțin jumătate din înălțimea secțiunii ( $h/b \leq 2$ ). [122]	Dimensiunile minime ale stâlpilor de secțiune dreptunghiulară să fie astfel alese încât raportul $l_f/b$ să nu fie mai mare decât 30 la elementele comprimate centric, respectiv raportul $l_f/h$ să nu fie mai mare decât 20 la elementele comprimate excentric. [122]
P100-92 și STAS 10107/0-90	La grinzile solicitate la încovoiere cu torsiune, la care raportul între momentul de torsiune și momentul încovoiător este mai mare decât $1/3$ , se recomandă ca raportul între laturile secțiunii să fie $b/h \geq 0.5$ . La grinzile monolite, dimensiunile secțiunilor transversale se stabilesc multiplu de 50 mm pentru $h \leq 800$ mm și de 100 mm pentru $h > 800$ mm. [123]	Dimensiunile laturilor stâlpilor de secțiune dreptunghiulară, trebuie să fie multiplu de 50 mm. Dimensiunile minime la stâlpii monoliți: 250 mm (la cei cu secțiune circulară $D \geq 250$ mm). Raportul între dimensiunile maxime ale laturilor secțiunilor $h/b \leq 2.5$ la stâlpii cu secțiuni în formă de L, T, cruce etc. [123]
P100-1/2006, P100-1/2013 și EC-2	Lățimea grinzii va fi cel puțin 200 mm. Raportul între lățimea ( $b_w$ ) și înălțimea secțiunii ( $h_w$ ) nu va fi mai mic decât $1/4$ . În cazul elementelor proiectate pentru clasa de ductilitate H, excentricitatea axului grinzii, în raport cu axul stâlpului la noduri va fi cel mult $1/3$ din lățimea $b_c$ a stâlpului, normală la axa grinzii. [24], [120]	Dimensiunea minimă a secțiunii stâlpului nu va fi mai mică de 300 mm. [24], [120]
EC-8 și EC-2	Distanța dintre axele centrelor de greutate a două elemente se limitează la mai puțin de $b_c/4$ , unde $b_c$ este cea mai mare dimensiune a secțiunii transversale a stâlpului perpendicular pe axa longitudinală a grinzii. Lățimea $b_w$ a grinzii principale trebuie să satisfacă relația: $b_w \leq \min\{b_c+h_w; 2b_c\}$ , unde $h_w$ este înălțimea grinzii. În cazul elementelor proiectate pentru clasa de ductilitate H, lățimea grinzilor seismice principale nu trebuie să fie mai mică de 200 mm. [119]	În cazul elementelor proiectate pentru clasa de ductilitate H, dimensiunea minimă a secțiunii transversale a stâlpului seismic principal nu trebuie să fie mai mică de 250 mm. [119]



### 3.2.3. Stabilirea eforturilor de proiectare în grinzi și stâlpi

Valorile de proiectare ale eforturilor (momente încovoietoare, forțe tăietoare) în grinzi și stâlpi după vechile coduri P13-63 [117] și P13-70 [118] sunt cele rezultate direct din calculul structural în combinația seismică de proiectare. Codul de proiectare P100-92 [21] și indicativul NP 007-97 [150] introduc relații noi pentru calculul eforturilor de proiectare: forța tăietoare în grinzi, momentele încovoietoare și forța tăietoare în stâlpi.

Astfel, stabilirea diagramelor de forță tăietoare înfășurătoare pe rigle are în vedere evitarea ruperilor casante, prin cedări în secțiuni înclinate, în cazul unor cutremure de mare intensitate care conduc la solicitări peste limita de comportare elastică a materialelor. Valorile forței tăietoare asociate momentelor capabile (pentru ambele sensuri ale acțiunii seismice) se determină conform relației:

$$Q_{as} = (|M_{cap,gr}^{st}| + |M_{cap,gr}^{dr}|) / l_1 + (g^n + 1.2p^{ld}) l_1 / 2 \quad (3.23)$$

Unde:  $M_{cap,gr}^{st}$ ,  $M_{cap,gr}^{dr}$  – valorile momentelor capabile de la cele două extremități ale grinzii, care se determină în funcție de armăturile efective din riglă și de armătura din placă considerând rezistențele de calcul ale armăturii ( $R_a$ ) majorate cu 25%;

$l_1$  – distanța între secțiunile în care se formează articulațiile plastice pentru sensul de acțiune seismică considerat;

$g^n$  – încărcarea permanentă pe riglă cu valoare normată;

$p^{ld}$  – încărcarea temporară de lungă durată.

Momentele încovoietoare în secțiunile extreme ale stâlpilor, corespunzător grupării speciale de încărcări, se determină cu relația:

$$M = k_M \cdot M_s \sum |M_{cap,gr}| / \sum M_{gr} \quad (3.24)$$

Unde:  $k_M$  – coeficient, care are valoarea: 1.4 pentru construcțiile amplasate în zonele seismice A, B și C; 1.2 pentru cele amplasate în zonele D, E, F și 1.0 pentru secțiunile de încastrare și de la ultimul nivel al stâlpului;

$M_s$  – valoarea momentului încovoietor în stâlp în gruparea specială de încărcări, considerând acțiunea seismică pe direcțiile principale ale secțiunii stâlpului;

$\sum |M_{cap,gr}|$  – suma momentelor capabile în secțiunile în care apar articulațiile plastice la nivelul considerat, determinate pentru același sens de rotire, fără majorarea rezistenței armăturilor din rigle;

$\sum M_{gr}$  – suma algebrică a valorilor momentelor încovoietoare corespunzătoare, obținute în gruparea specială de încărcări.

Forța tăietoare de dimensionare ( $Q$ ) din stâlpi se determină cu relația 3.25 și trebuie să respecte condițiile 3.26 și 3.27:

$$Q = 1.2 Q_s \sum |M_{cap,gr}| / \sum M_{gr} \quad (3.25)$$

$$Q \leq (\sum |M_{cap,st}^s| + \sum |M_{cap,st}^l|) / H_{0E} \quad (3.26)$$

$$Q \leq Q_s / \psi \quad (3.27)$$

Unde:  $Q_s$  – valoarea forței tăietoare în stâlpi din gruparea specială de încărcări;

$M_{cap,st}^s, M_{cap,st}^i$  – valorile momentelor capabile în secțiunile de la extremitatea superioară, respectiv inferioară a stâlpului;

$H_{0E}$  – înălțimea liberă a stâlpului;

$\Psi$  – coeficientul de reducere a forței seismice, definit la punctul 3.1.2.3.

Codurile de proiectare mai recente P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120] presupun determinarea forțelor tăietoare de proiectare în grinzi din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din gruparea seismică și momentele de la extremitățile grinzii. Pentru fiecare secțiune de capăt se calculează două valori ale forțelor tăietoare de proiectare: maximă ( $V_{Ed,max}$ ) și minimă ( $V_{Ed,min}$ ). Acestea corespund valorilor maxime și minime ale momentelor pozitive și negative  $M_{db,i}$ , ce se dezvoltă la cele două extremități ( $i = 1$  și  $i = 2$ ) ale grinzii și care se determină cu relația:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min(1, \sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}) \quad (3.28)$$

În care:  $M_{Rb,i}$  – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea „i”, în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;

$\gamma_{Rd}$  – factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului ( $\gamma_{Rd} = 1.2$  pentru clasa de ductilitate înaltă și  $\gamma_{Rd} = 1.0$  pentru clasa de ductilitate medie);

$\sum M_{Rc}, \sum M_{Rb}$  – sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nod.

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare din stâlpi se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub momentele de la extremități, corespunzând pentru fiecare sens al acțiunii seismice, formării articulației plastice ce apare în grinzile sau stâlpii conectați în nod. Momentele de la extremități se determină cu relația 3.29:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min(1, \sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}) \quad (3.29)$$

În care:  $\gamma_{Rd}$  – factor care introduce efectul consolidării oțelului și a fretării betonului în zonele comprimate. Pentru clasa de ductilitate înaltă  $\gamma_{Rd} = 1.3$  pentru nivelul de la baza construcției și  $\gamma_{Rd} = 1.2$  pentru restul nivelurilor, iar pentru clasa de ductilitate medie  $\gamma_{Rd} = 1.0$  (SR EN 1998-1:2004 [119] prevede  $\gamma_{Rd} = 1.2$  pentru clasa de ductilitate înaltă și  $\gamma_{Rd} = 1.1$  pentru cea medie);

$M_{Rc,i}$  – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea „i” corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.

### 3.2.4. Condiții privind asigurarea ductilității locale la grinzi și stâlpi

În vederea impunerii unor mecanisme favorabile de disipare a energiei și înzestrarea structurii cu suficientă capacitate de deformare în domeniul post-elastic, trebuie respectate prevederile privind armarea longitudinală și transversală a elementelor structurale (grinzi și stâlpi).

### 3.2.4.1. Prevederi privind armarea longitudinală a elementelor structurale

- Conform normativelor P13-63 [117] și P8-62 [121]:

**Procentul minim de armare** pentru betoane marca B100 → B200 este 0.10%, pentru betoane B250 → B400 este 0.15%, iar pentru betoane B500 → B600 este 0.20%. [121]

Procentele de armare ale stâlpilor vor fi de cel puțin 1% pentru stâlpii de colț și cel puțin 0.8% pentru restul stâlpilor. [117]

Se va asigura continuitatea armăturilor longitudinale și a etrierilor stâlpilor pe înălțimea intersecțiilor cu grinzile. [117]

În cazul în care rezultă necesar, se vor prevedea la partea inferioară a grinzilor, pe reazeme, armături pentru preluarea momentelor încovoietoare pozitive din acțiunea sarcinilor seismice, care se vor ancora corespunzător. [117]

**Diametrele minime** ale armăturilor longitudinale ( $d_{\min}$ ):

- la stâlpi cu latura cea mai mică  $b < 25$  cm →  $d_{\min} = 12$  mm;
- la stâlpi cu latura cea mai mică  $b \geq 25$  cm →  $d_{\min} = 14$  mm;
- la grinzile planșeelor obișnuite →  $d_{\min} = 10$  mm;
- la grinzile planșeelor cu nervuri dese →  $d_{\min} = 8$  mm;
- la armăturile de montaj din grinzi →  $d_{\min} = 8$  mm. [121]

Se recomandă ca, la elementele solicitate la compresiune centrică sau excentrică, secțiunea întregii armături să nu depășească 3% din secțiunea betonului necesar din calcul. [121]

Pe fiecare latură a elementelor solicitate la compresiune centrică sau excentrică se vor așeza cel puțin câte două bare de armătură; distanța maximă între barele de armătură va fi de 40 cm. [121]

Se recomandă ca barele prelungite peste reazem să reprezinte cel puțin 1/3 din secțiunea armăturii longitudinale de rezistență, din dreptul momentului încovoietor maxim. În grinzile cu lățimea de minim 15 cm, numărul barelor care se prelungesc peste reazem va fi de cel puțin două. [121]

În grinzile cu înălțimea mai mare de 70 cm se vor așeza pe fețele laterale bare longitudinale constructive, astfel încât distanța maximă dintre bare să fie de 40 cm, aria secțiunii acestor bare va fi de cel puțin 0.1% din aria secțiunii transversale a grinzii ( $bh_0$ ). [121]

- Conform normativului P13-70 [118] și STAS 8000-67 [122]:

Procentele minime de armare și diametrele minime ale armăturilor longitudinale conform STAS 8000-67 [122] coincid cu cele prevăzute în normativul P8-62 [121], amintite anterior.

Armătura din grinzi prevăzută pentru preluarea momentelor negative în secțiunile adiacente stâlpilor se va încadra între limitele următoarelor procente de armare: 0.5% → 2% în cazul utilizării oțelului OB 38, 0.4% → 1.5% în cazul utilizării oțelului PC 52. [118]

Pentru preluarea momentelor pozitive în aceleași secțiuni, se va prevedea o armătură cel puțin egală cu 30% din armătura corespunzătoare pentru preluarea momentelor negative. [118]

Procentele minime de armare ale stâlpilor:

- pentru stâlpi de colț: 1% pentru oțel OB 38 și 0.8% pentru oțel PC 52;
- pentru ceilalți stâlpi: 0.8% pentru oțel OB 38 și 0.6% pentru oțel PC 52. [118]

În cazul în care secțiunea stâlpilor este mărită din motive constructive astfel încât nu rezultă armătură necesară din calcul, procentul minim de armare raportat la întreaga secțiune de beton se va lua egal cu 0.5% pentru oțel OB 38 și 0.4% pentru oțel PC 52. [118]

Se va asigura continuitatea armăturilor longitudinale și a etrierilor stâlpilor pe înălțimea intersecțiilor cu grinzile. [118]

Pe fiecare latură a elementelor solicitate la compresiune centrică sau excentrică se vor așeza cel puțin câte două vergele de armătură. Distanța maximă dintre armături pe fiecare latură a secțiunii elementelor solicitate la compresiune centrică și pe laturile scurte ale elementelor solicitate la compresiune excentrică va fi de 40 cm, iar pe laturile lungi ale elementelor solicitate la compresiune excentrică va fi de 50 cm. [122]

Se recomandă ca armăturile prelungite peste reazem să reprezinte cel puțin 1/3 din aria secțiunii armăturii longitudinale de rezistență în dreptul momentului încovoietor maxim și cel puțin 2 vergele. [122]

În grinzile cu înălțimea mai mare de 70 cm se vor așeza constructiv pe fețele laterale, armături longitudinale, astfel încât distanța maximă dintre vergele să fie de 40 cm; aria secțiunii acestor bare va fi de cel puțin 0.1% din aria secțiunii transversale a grinzii ( $bh_0$ ). [122]

- Conform STAS 10107/0-90 [123]:

➤ Prevederi pentru grinzi:

**Diametrul minim** pentru armăturile de rezistență este de 10 mm;

Distanța liberă între bare trebuie să fie cel mult egală cu diametrul barelor și cel puțin egală cu 30 mm pentru armăturile de la partea superioară și 25 mm pentru armăturile de la partea inferioară. Unul din spațiile dintre barele de la partea superioară (de preferință axul grinzii) se majorează la cel puțin 50 mm, pentru a permite introducerea pervibratorului. Se recomandă ca armăturile să fie dispuse pe cel mult două rânduri.

Distanța între axele barelor, în zonele întinse, de regulă, trebuie să fie de maxim 200 mm. [123]

**Procentul minim de armare** ( $p_{\min}$ ) în zonele întinse, pentru rigle de cadru participante la structuri antiseismice în zonele seismice de calcul A → E:

– pentru armăturile de preluare a momentelor negative pe reazeme  $p_{\min} = 0.45 \%$ ;

– pentru celelalte armături întinse  $p_{\min} = 0.15 \%$ . [123]

În secțiunile de reazem ale riglelor cadrelor participante la structuri antiseismice, raportul dintre cantitatea de armătură de la partea inferioară și cea de la partea superioară trebuie să fie cel puțin: 0.3 la construcțiile din zonele seismice de calcul D, E și 0.4 pentru cele din zonele A, B și C.

La grinzile cu înălțimea peste 700 mm, pe fețele laterale ale acestora se prevăd armături de montaj intermediare, la distanțe de cel mult 400 mm pe înălțimea grinzii, legate între ele prin agrafe transversale, dispuse din 2 în 2 etrieri. Diametrele minime admise ale armăturilor longitudinale de montaj sunt 6 mm (PC 60, PC 52) și 8 mm (OB 37). [123]

➤ Prevederi pentru stâlpi:

**Diametrele minime** ale armăturilor sunt: 12 mm pentru bare din oțel PC 60 și PC 52, 14 mm pentru bare din oțel OB 37, iar diametrele maxime recomandate sunt 28 mm pentru stâlpii din beton obișnuit și 22 mm pentru cei din beton cu agregate ușoare.

Distanța liberă minimă între bare este de 50 mm, iar distanța maximă din ax în ax este de 250 mm. [123]

**Procentul total de armare** longitudinală trebuie să nu fie, de regulă, mai mare de 2.5%, iar procentele totale de armare minime variază între 0.4% și 1% în funcție de tipul stâlpului (interior, marginal, de colț), marca oțelului (PC 60, PC 52, OB 37) și grupa de stâlp (A, B, C). Conform

STAS 10107/0-90 [123] stâlpii sunt împărțiți în trei grupe în funcție de clasa de încadrare a, b sau c, după cum urmează:

- Stâlpii din grupa A – sunt stâlpi participanți la structuri antiseismice încadrați în clasa a (elemente care prezintă deformații post-elastice semnificative și care, în consecință, necesită asigurarea unei ductilități corespunzătoare cerințelor de proiectare antiseismică) în zonele seismice de calcul A → E;

- Stâlpii din grupa B – sunt stâlpi participanți la structuri antiseismice încadrați în clasele b (elemente pentru care se pune condiția ca sub acțiunea seismică să rămână în stadiul elastic pentru a avea rigiditate necesară ca legături între diferite componente ale structurii sau pe considerente de etanșitate) și c (elemente care sub acțiuni seismice rămân în domeniul elastic datorită faptului că din aceste acțiuni le revin solicitări reduse) în zonele seismice de calcul A → E și în clasele a și b în zona seismică de calcul F;

- Stâlpii din grupa C - sunt stâlpi neparticipanți la structuri antiseismice. [123]

- Conform codurilor P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120]:

➤ Asigurarea ductilității locale la grinzi:

Zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea  $l_{cr} = 1.5h_w$  (unde  $h_w$  este înălțimea grinzii) pentru grinzile din clasa de ductilitate H și  $l_{cr} = h_w$  pentru grinzile din clasa de ductilitate M, măsurate de la fața stâlpilor, precum și zonele cu această lungime situate de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare, se consideră zone critice (disipative). Cerințele de ductilitate în zonele critice ale grinzilor în ceea ce privește armarea longitudinală a acestora se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite următoarele condiții de armare:

- Cel puțin jumătate din secțiunea de armătură întinsă se prevede și în zona comprimată. [24], [120]

- Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă ( $\rho = A_s/bd$ ), trebuie să satisfacă condiția  $\rho \geq 0.5f_{ctm}/f_{yk}$ , în care  $f_{ctm}$  – valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului,  $f_{yk}$  – valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului. Valoarea minimă a coeficientului de armare trebuie respectată pe toată deschiderea grinzii. [24], [120]

Armăturile longitudinale se vor dimensiona astfel încât înălțimea zonei comprimate  $x_u$  să nu se depășească valoarea de  $0.25d$ , unde  $d$  este înălțimea utilă a grinzii. La calculul înălțimii zonei  $x_u$  se va ține seama și de contribuția armăturilor din zona comprimată. [24], [120]

- Se prevede armare continuă pe toată deschiderea grinzii, astfel:

a) La partea superioară și inferioară a grinzii se prevăd cel puțin câte două bare cu suprafața profilată cu diametrul  $\geq 14$  mm;

b) Cel puțin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzii se prevede continuă pe toată lungimea grinzii. [24], [120]

➤ Asigurarea ductilității locale la stâlpi:

Forța axială normalizată ( $v_d$ ) nu va depăși de regulă valoarea 0.4 în cazul stâlpilor proiectați pentru clasa de ductilitate H și 0.55 pentru clasa de ductilitate M. [24]

Noul cod de proiectare seismic P100-1/2013 [120] prevede alte valori maxime pentru forța axială normalizată: 0.45 pentru clasa de ductilitate H și 0.5 pentru clasa de ductilitate M.

Coeficientul de armare longitudinală totală  $\rho$  va fi cel puțin 0.01 pentru clasa de ductilitate H, respectiv 0.008 pentru clasa de ductilitate M și maxim 0.04.

Între armăturile din colțuri se va prevedea, pe fiecare latură, cel puțin câte o bară intermediară. [24], [120]

Zonele de la extremitățile stâlpilor se consideră zone critice pe o distanță:

$l_{cr} \geq \max \{1.5h_c; l_{cl}/6; 600 \text{ mm}\}$  – pentru clasa de ductilitate H. Actualul cod de proiectare P100-1/2013 [120] prevede această relație doar pentru zonele critice de la baza stâlpilor de la fiecare etaj, iar pentru restul zonelor critice ale stâlpilor:  $l_{cr} \geq \max \{h_c; l_{cl}/6; 600 \text{ mm}\}$ ;

$l_{cr} \geq \max \{h_c; l_{cl}/6; 450 \text{ mm}\}$  – pentru clasa de ductilitate M. [24], [120]

Unde:  $h_c$  este cea mai mare dimensiune a secțiunii stâlpului, iar  $l_{cl}$  este înălțimea liberă. Dacă  $l_{cl}/h_c < 3$ , întreaga lungime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință. [24], [120]

Distanța în secțiune dintre barele consecutive aflate la colțul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 200 mm pentru clasa de ductilitate H și 250 mm pentru clasa de ductilitate M. [24], [120]

- Conform standardului european SR EN 1998-1:2004 [119]:

- Asigurarea ductilității locale la grinzi:

Regiunile unei grinzi seismice principale de la secțiunea normală de capăt sau de la oricare secțiune expusă la plastifiere în situația seismică de calcul, pe o distanță  $l_{cr}$  ( $l_{cr} = 1.5h_w$  pentru clasa de ductilitate H și  $l_{cr} = h_w$  pentru M) trebuie considerate regiuni critice. [119]

La grinzile seismice principale care susțin elemente verticale discontinue, regiunile pe o distanță  $2h_w$  de fiecare parte a elementului vertical se consideră regiuni critice. [119]

Pentru a satisface cerința de ductilitate în regiunile critice ale grinzilor seismice principale, valoarea factorului ductilității de curbură trebuie să fie egală cu:  $\mu_\phi = 2q_0 - 1$ , dacă  $T_1 \geq T_C$  și  $\mu_\phi = 2(q_0 - 1)T_C/T_1$ , dacă  $T_1 < T_C$ , unde  $q_0$  este valoarea de bază a factorului de comportare. Această cerință se consideră satisfăcută dacă următoarele condiții sunt îndeplinite pentru fiecare talpă a grinzii:

a) armătura din zona comprimată a grinzii trebuie să fie cel puțin egală cu jumătate din armătura din zona întinsă;

b) coeficientul de armare al zonei întinse ( $\rho$ ) nu trebuie să depășească valoarea:  $\rho_{max} = \rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot f_{yd})$ , unde:  $\rho$ ,  $\rho'$  sunt rapoartele de armare din zona întinsă, respectiv comprimată,  $f_{cd}$  – valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a betonului,  $\mu_\phi$  – factorul de ductilitate,  $\epsilon_{sy,d}$  – valoarea de calcul a limitei de curgere a oțelului,  $f_{yd}$  – valoarea de calcul a limitei de curgere a oțelului. [119]

Următoarele condiții trebuie să fie îndeplinite pe toată lungimea grinzii principale la seism:

a) pe întreaga lungime a grinzii seismice principale, coeficientul de armare al zonei întinse ( $\rho$ ) nu trebuie să fie mai mic decât  $\rho_{min} = 0.5(f_{ctm}/f_{yk})$ ;

b) trebuie prevăzute cel puțin două bare, puternic ancorate, având diametrul de 14 mm la partea superioară și inferioară a grinzii, pe toată lungimea sa (pentru clasa de ductilitate H);

c) un sfert din armătura maximă de pe reazem se continuă pe toată lungimea grinzii (pentru clasa de ductilitate H). [119]



➤ Asigurarea ductilității locale la stâlpi:

În stâlpii seismici principali valoarea forței axiale normalizate ( $v_d$ ) să nu depășească valoarea 0.65 pentru clasa de ductilitate M și 0.55 pentru clasa de ductilitate H. [119]

Coeficientul de armare total ( $\rho_l$ ) nu trebuie să fie mai mic de 0.01 și nici mai mare de 0.04. La secțiunile transversale simetrice se prevede armătură simetrică ( $\rho = \rho'$ ). [119]

De-a lungul fiecărei laturi a secțiunii transversale, între barele de la colțuri trebuie prevăzută cel puțin o bară, pentru a asigura integritatea legăturii în nodurile grindă-stâlp. [119]

Regiunile de la capetele stâlpului pe o distanță  $l_{cr}$  trebuie considerate regiuni critice. În absența unor informații mai exacte, lungimea regiunii critice poate fi calculată cu relația:

$$l_{cr} = \max\{1.5h_c; l_{cl}/6; 0.6 \text{ m}\} - \text{pentru clasa de ductilitate H;}$$

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0.45 \text{ m}\} - \text{pentru clasa de ductilitate M. [119]}$$

Dacă,  $l_c/h_c < 3$  întreaga înălțime a stâlpului seismic principal trebuie considerată regiune critică și armată în consecință. [119]

Distanța dintre barele longitudinale consecutive, cuprinse de etrieri sau agrafe să nu depășească: 200 mm pentru clasa de ductilitate M și 150 mm pentru H. [119]

### 3.2.4.2. Prevederi privind armarea transversală a elementelor structurale

- Conform normativelor P13-63 [117], P8-62 [121], P13-70 [118], STAS 8000-67 [122]:

**Diametrul minim** al etrierilor:

- la stâlpi portanți cu latura cea mai mică  $b < 40 \text{ cm} \rightarrow d_{\min} = 6 \text{ mm}$ ;
- la stâlpi portanți cu latura cea mai mică  $b \geq 40 \text{ cm} \rightarrow d_{\min} = 7 \text{ mm}$ ;
- la grinzi cu înălțimea secțiunii  $h \leq 80 \text{ cm} \rightarrow d_{\min} = 6 \text{ mm}$ ;
- la grinzi cu înălțimea secțiunii  $h > 80 \text{ cm} \rightarrow d_{\min} = 8 \text{ mm}$ . [121], [122]

**Distanța maximă** dintre etrieri, în cazul în care în secțiune există bare comprimate rezultate ca fiind necesare din calcul, va fi de 15d pentru carcasa legate cu sârmă, dar nu mai mult de 50 cm (d fiind diametrul minim al barelor comprimate). Pentru stâlpi cu procente de armare mai mari ca 3%, etrierii se vor așeza la distanțe maxime de 10d și vor fi sudați de armătura longitudinală. [121], [122]

Pentru elementele turnate monolit la care există bare comprimate necesare din calcul, executate în carcase legate cu sârmă, diametrul etrierilor, pe lângă satisfacerea condițiilor referitoare la diametru minim, trebuie să fie cel puțin  $\frac{1}{4}$  din diametrul maxim al barelor longitudinale. [121], [122]

La grinzile care nu au bare înclinate, distanțele dintre etrieri sau barele transversale sudate vor fi, pe porțiunile dinspre reazeme, maxim 15 cm pentru grinzi având înălțimea  $h \leq 45 \text{ cm}$  și maxim  $h/3$  dar cel mult 30 cm pentru grinzi având înălțimea  $h > 45 \text{ cm}$ . Porțiunea dinspre reazem la care se referă această condiție este de  $\frac{1}{4}$  din deschiderea elementului în cazul încărcărilor uniform distribuite și distanța dintre reazem și încărcarea cea mai apropiată de el, în cazul încărcărilor concentrate. Pe restul deschiderii, precum și în zonele de amplasare a barelor înclinate, distanțele dintre etrieri sau barele transversale vor fi de cel mult 50 cm și cel mult  $\frac{3}{4} h$ ; [121], [122]

În zonele de reazem ale grinzilor se vor prevedea etrieri închiși pe o lungime cel puțin egală cu  $\frac{1}{4}$  din deschiderea elementului. [118]

Armătura transversală a grinzilor și stâlpilor va fi dimensionată și dispusă astfel încât să nu se producă ruperea datorită forței tăietoare înainte de atingerea capacității portante la încovoiere. [118]

La extremitățile stâlpilor se va reduce distanța între etrieri la cel mult 10 cm pe o lungime egală cu cel puțin 60 cm sau  $H/6$ , în care  $H$  este înălțimea nivelului. [117], [118]

- Conform STAS 10107/0-90 [151]:

➤ Prevederi pentru grinzi:

**Diametrele minime** ale etrierilor la carcasele legate cu sârmă:

- $1/4$  din diametrul maxim al armăturilor longitudinale;
- 6 mm pentru grinzi cu  $h \leq 800$  mm;
- 8 mm pentru grinzi cu  $h > 800$  mm. [123]

**Distanțele maxime** ( $a_e$ ) admise între etrieri și între barele transversale ale carcaselor sudate:

- pe porțiunile în care există armătură comprimată rezultată din calcul:  $a_e \leq 15d$  la grinzile din beton obișnuit și  $a_e \leq 10d$  la cele din beton ușor (în care  $d$  este diametrul minim al armăturilor longitudinale din zona comprimată);
- în zonele plastice potențiale, de regulă, de la extremitățile riglelor cadrelor participante la structuri antiseismice pe lungimea  $l_p = 2h$  ( $h$  – înălțimea secțiunii grinzii):  $a_e \leq 200$  mm și  $a_e \leq h/4$ ;
- în restul cazurilor:  $a_e \leq 300$  mm și  $a_e \leq 3/4h$ . [123]

La grinzile participante la structuri antiseismice, proiectate pentru zonele seismice de calcul A → E procentul de armare transversală ( $p_e$ ) în zonele plastice potențiale trebuie să fie  $p_e \geq 0.20$  %. [123]

➤ Prevederi pentru stâlpi:

**Distanța maximă** între etrieri pe înălțimea stâlpului trebuie să fie de 15  $d$  ( $d$  fiind diametrul minim al armăturilor longitudinale), dar cel mult 200 mm la stâlpii din grupa A și cel mult 300 mm la cei din grupele C și D. [123]

La stâlpii din grupa A, pe lungimea zonelor plastice potențiale:  $l_p = H_s/6$ , unde  $H_s$  este înălțimea liberă a stâlpului, pe cel puțin  $h$  ( $h$  – dimensiunea maximă a secțiunii stâlpului) și cel puțin 600 mm, distanța între etrieri ( $a_e$ ) trebuie să respecte condițiile:

- $a_e \leq 8d$  ( $d$  – diametrul minim al armăturii longitudinale);
- $a_e \leq h/5$  ( $h$  – dimensiunea laturii mari a secțiunii stâlpului);
- $a_e \geq 100$  mm. [123]

De asemenea, tot la stâlpii din categoria A la care raportul între înălțimea liberă și latura cea mai mare a secțiunii transversale este  $H_s/h \leq 3$  (stâlpi scurți), etrierii se îndesesc după regulile anterioare pe toată înălțimea nivelului respectiv. [123]

**Diametrul minim** al etrierilor trebuie să fie  $1/4$  din diametrul maxim al armăturilor longitudinale, dar cel puțin 6 mm, cu excepția diametrului etrierilor perimetrali ai stâlpilor din grupa A care trebuie să fie de cel puțin 8 mm. [123]

Pe direcția fiecărei laturi, procentul de armare transversală trebuie să fie:

- la stâlpi din grupa B și C:  $p_e \geq 0.10\%$ ;
- la stâlpii din categoria A:  $p_e \geq 0.15\%$  (în afara zonelor plastice potențiale). [123]

- Conform codurilor P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120]:

➤ Asigurarea ductilității locale la grinzi:

Etrierii prevăzuți în zona critică trebuie să respecte condițiile:

- **Diametrul etrierilor**  $d_{bw} \geq 6$  mm;

- **Distanța dintre etrieri** ( $s$ ) va fi astfel încât:

$$s \leq \min\{h_w/4; 150 \text{ mm}; 7d_{bL}\} \text{ pentru DCH;}$$

$s \leq \min\{h_w/4; 200 \text{ mm}; 8d_{bL}\}$  pentru DCM, în care  $d_{bL}$  este diametrul minim al armăturilor longitudinale. [24], [120]

➤ Asigurarea ductilității locale la stâlpi:

În interiorul zonelor critice se vor prevedea etrieri și agrafe, care să asigure ductilitatea necesară și împiedicarea flambajului local al barelor longitudinale. Modul de dispunere a armăturii transversale va fi astfel încât să se realizeze o stare de solicitare triaxială eficientă. [24], [120]

**Coeficientul minim de armare** transversală cu etrieri trebuie să respecte condițiile:

- În zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel:

$$\rho_{w,\min} = 0.005 \text{ pentru clasa de ductilitate H;}$$

$$\rho_{w,\min} = 0.0035 \text{ pentru clasa de ductilitate M;}$$

- În restul zonelor critice:

$$\rho_{w,\min} = 0.0035 \text{ pentru clasa de ductilitate H;}$$

$$\rho_{w,\min} = 0.0025 \text{ pentru clasa de ductilitate M. [24], [120]}$$

În plus, noul cod seismic P100-1/2013 [120] prevede și coeficientul mecanic de armare ( $\omega_{wd} = \text{volumul etrierilor de confinare } f_{yd}/\text{volumul miezului de beton confinat } f_{cd}$ ), care trebuie să fie:

- În zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel:

$$\omega_{wd,\min} = 0.12 \text{ pentru clasa de ductilitate H și } \omega_{wd,\min} = 0.08 \text{ pentru clasa de ductilitate M;}$$

- În restul zonelor critice:

$$\omega_{wd,\min} = 0.08 \text{ pentru clasa de ductilitate H și } \omega_{wd,\min} = 0.06 \text{ pentru clasa de ductilitate M.}$$

**Distanța dintre etrieri** nu va depăși:

$$s = \min\{b_0/3; 125; 7d_{bL}\} \text{ pentru clasa de ductilitate H;}$$

$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{bL}\}$  pentru clasa de ductilitate M, în care  $b_0$  este latura minimă a secțiunii utile (situată la interiorul etrierului perimetral), iar  $d_{bL}$  este diametrul minim al barelor longitudinale. [24], [120]

Ultima condiție se înlocuiește la baza stâlpului (în secțiunea teoretică de încastrare) cu condiția  $s \leq 6d_{bL}$ . [24], [120]

La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri și la primul nivel în cazul clădirilor mai joase, se vor prevedea la bază etrieri îndesiți și dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumătate din lungimea acesteia. [24], [120]

Actualul cod de proiectare P100-1/2013 [120] dispune și câteva prevederi referitoare la proiectare elementelor pentru clasa de ductilitate joasă (L), pentru care face trimitere la standardul european pentru construcții din beton SR EN 1992-1-1 [124], cu următoarele completări:

- pe stâlpii structurilor în cadre, la baza construcției armătura transversală va reprezenta un coeficient de armare de cel puțin 0.003 pe fiecare direcție pe o lungime egală cu dimensiunea maximă a secțiunii stâlpului  $h$ ;

- la celelalte niveluri coeficientul minim de armare transversală la baza stâlpilor este 0.0025. [120]

- Conform standardului european SR EN 1998-1:2004 [119]:

- Asigurarea ductilității locale la grinzi:

În regiunile critice ale unei grinzi seismice principale trebuie prevăzuți etrieri care să satisfacă următoarele condiții:

a) **diametrul barelor etrierilor** ( $d_{bw}$ ) nu trebuie să fie mai mic decât 6 mm;

b) **distanța între etrieri** să nu depășească:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \text{ pentru clasa de ductilitate M;}$$

$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175 \text{ mm}; 6d_{bL}\}$  pentru clasa de ductilitate H, unde  $d_{bL}$  - diametrul minim al barelor longitudinale;

c) Primul etrier se va plasa la mai puțin de 50 mm de secțiunea de capăt a grinzii. [119]

- Asigurarea ductilității locale la stâlpi:

- În regiunea critică de la baza stâlpului seismic principal pentru clasa de ductilitate M se prevede o valoare minimă pentru coeficientul de armare mecanic  $\omega_{wd,min} = 0.08$ , iar pentru clasa de ductilitate H:  $\omega_{wd,min} = 0.12$  în regiunea critică a bazei stâlpului și  $\omega_{wd,min} = 0.08$  în toate regiunile critice de deasupra bazei. [119]

- În regiunile critice ale stâlpilor seismici principali trebuie prevăzuți etrieri și agrafe de cel puțin 6 mm diametru, la o distanță care să asigure ductilitatea minimă și să fie prevenit flambajul barelor longitudinale. Cerințele minime care trebuie îndeplinite sunt:

a) **diametrul etrierilor** trebuie să fie egal cu cel puțin:

$$d_{bw} \geq 0.4d_{bL,max} \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}} \text{ - pentru clasa de ductilitate H;}$$

unde:  $d_{bL,max}$  este diametrul maxim al barelor longitudinale,  $f_{ydL}$  este valoarea de calcul a limitei de curgere a armăturii longitudinale și  $f_{ydw}$  este valoarea de calcul a limitei de curgere a armăturii transversale;

b) **Distanța între etrieri** nu trebuie să depășească:

$$s = \min\{b_o/2; 175 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \text{ pentru clasa de ductilitate M;}$$

$s = \min\{b_o/3; 125 \text{ mm}; 6d_{bL}\}$  pentru clasa de ductilitate H, unde  $b_o$  este dimensiunea minimă a nucleului de beton (între axele barelor etrierilor),  $d_{bL}$  este diametrul minim al barelor longitudinale. [119]

La primele două niveluri ale clădirii se vor dispune etrieri îndesiți deasupra regiunilor critice pe o lungime suplimentară egală cu jumătatea lungimii acestor regiuni. [119]

### 3.2.5. Verificarea structurii la starea limită de serviciu și la starea limită ultimă

Codurile de proiectare mai vechi (P13-63 [117], P13-70 [118]) nu conțin prevederi privind verificarea deplasărilor laterale din acțiunea forței seismice. Iar codurile de proiectare mai recente, P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120] limitează valorile acestor deplasări. Conform normativului P100-92 [21] este limitat raportul  $\Delta_r/H_e$  (unde  $\Delta_r$  este deplasarea relativă de nivel calculată fără luarea în considerare a aportului pereților de umplutură și  $H_e$  este înălțimea nivelului construcției) după cum urmează:

- a)  $\Delta_r/H_e \leq 0.0035$  – în cazul structurilor cu pereți de umplutură din zidărie de blocuri ceramice, de beton cu agregate ușoare sau de beton celular autoclavizat;
- b)  $\Delta_r/H_e \leq 0.007$  – în cazul structurilor cu panouri de pereți de umplutură din materiale deformabile care pot urmări deformațiile structurii sau cu panouri a căror legătură cu

structura este de așa natură încât deformațiile structurii nu sunt împiedicate, precum și în cazul construcțiilor fără pereți de umplutură (parcaje etajate deschise, tribune etc.);

- c)  $\Delta r/H_e \leq 0.01$  – în cazul construcțiilor parter la care panourile de perete respectă condițiile de la punctul b).

Pentru alte cazuri deplasările se limitează după necesități, în funcție de specificul funcțional și constructiv al clădirii.

Codurile seismice de proiectare P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] presupun verificarea deplasărilor laterale la două stări limită: starea limită de serviciu (SLS) și starea limită ultimă (ULS):

- Verificarea la starea limită de serviciu (SLS) se face pe baza relației:

$$d_r^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS} \quad (3.30)$$

În care:  $d_r^{SLS}$  – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

$v$  – factor de reducere care ține seama de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului este: 0.4 pentru clădiri încadrate în clasele I și II de importanță și 0.5 pentru clădiri încadrate în clasele III și IV de importanță. Noul cod de proiectare P100-1/2013 [120] prevede o singură valoare  $v = 0.5$ .

$q$  – factor de comportare specific tipului de structură (definit la secțiunea 3.1.2.3.);

$d_{re}$  – deplasarea relativă a aceluiași nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare. Pentru calculul valorii acestei deplasări, rigiditatea la încovoiere a elementelor din beton armat pentru structuri de tip cadre se consideră:  $E_b I_b$  atunci când componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii și  $0.5 E_b I_b$  atunci când componentele nestructurale nu interacționează cu structura;

$d_{r,a}^{SLS}$  – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale utilizate, determinate experimental, deplasarea admisă are următoarele valori:

$d_{r,a}^{SLS} = 0.005 h$  – componentele nestructurale sunt din materiale fragile atașate structurii;

$d_{r,a}^{SLS} = 0.008 h$  – atunci când componentele nestructurale nu interacționează cu structura;

$h$  – înălțimea de nivel.

Conform noului cod de proiectare P100-1/2013 [120], valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel în cazul în care componentele nestructurale nu interacționează cu structura sau nu există componente nestructurale este de  $0.01 h$ . De asemenea, codul introduce o nouă categorie de componente structurale, care sunt din materiale cu capacitate mare de deformare, pentru care deplasarea admisibilă este de  $0.0075 h$ . Aceste valori sunt conforme cu cele prevăzute în standardul european SR EN 1998-1:2004/NA:2008 [119].

- Verificarea la starea limită ultimă (ULS) se face conform relației:

$$d_r^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (3.31)$$

Unde:  $d_r^{ULS}$  – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată ULS;

$c$  – coeficientul de amplificare al deplasărilor, care ține seama că pentru  $T < T_C$  ( $T_C$  este perioada de control a spectrului de răspuns) deplasările seismice calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic;

$d_{r,a}^{ULS}$  – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu  $0.025 h$ .

În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă a deplasării  $d_r$ , în calcul static se consideră rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate, adică  $0.5E_bI_b$ .

Actualul cod de proiectare P100-1/2013 [120] introduce și verificarea ductilității elementelor de beton armat la starea limită ultimă, care se face cu relația:

$$\theta^{ULS} = c \cdot q \cdot \theta_e \leq \theta_u^{ULS} \quad (3.32)$$

În care:  $\theta^{ULS}$  – rotirea de bară (rotirea corzii), respectiv unghiul între tangentă și axul barei la extremitatea unde intervine curgerea produsă de acțiunea seismică asociată ULS;

$\theta_e$  – rotirea corzii determinată prin calcul elastic sub acțiunile seismice de proiectare, iar în cazul elementelor structurilor de beton armat rigiditatea la încovoiere se va considera  $0.5E_cI_c$ ;

$\theta_u^{ULS}$  – valorile ultime ale rotirilor, care pentru grinzile de cadru sunt: 3.5% pentru clasa de ductilitate înaltă și 3% pentru clasa de ductilitate medie.

Rotirea corzii se determină cu relația:

$$\theta_e = d_v/L_v \sim d_r/h \quad (3.33)$$

Unde:  $d_v$  – deplasarea la nivelul punctului de inflexiune în raport cu capătul elementului;

$L_v$  – distanța de la capătul elementului la punctul de inflexiune al deformatiei.

În cazul grinzilor structurilor de tip cadru și al grinzilor de cuplare a pereților, mărimile  $\theta_e$  se pot exprima prin raportul între deplasarea relativă de nivel ( $d_r$ ) și înălțimea nivelului ( $h$ ).

### 3.3. Proiectarea seismică și detalierea modelelor structurale

#### 3.3.1. Descrierea structurii analizate – Modelul original Brăila P13-70

Pentru atingerea obiectivului propus în teză se utilizează ca model o structură reală în cadre din beton armat de 13 niveluri (P+M+11E), prezentată în figura 1.9. Clădirea din centrul orașului Brăila, având destinația bloc de locuințe a fost proiectată în anul 1972 și construită în perioada 1974-1975. Primele date despre clădire au fost extrase din lucrarea [125], iar ulterior s-au solicitat mai multe informații despre această structură care a fost investigată de către INCERC [126].

**Descrierea structurii:** sistemul structural constă în cadre de beton armat dispuse pe două direcții formând două deschideri de 6.00 m și cinci travei de 6.00 m. Înălțimea totală a clădirii este de 37.45 m, din care parterul și mezaninul au 3.60 m înălțime, iar celelalte etaje 2.75 m. Planșeele sunt alcătuite din plăci monolite din beton armat cu grosimea de 15 cm. Dimensiunile secțiunilor transversale ale grinzilor și stâlpilor sunt variabile pe înălțimea structurii, acestea fiind detaliate în tabelul 3.16.



Tabel 3.16 Dimensiunile elementelor structurale [125]

Nivel	Stâlpi [mm]	Grinzi longitudinale [mm]	Grinzi transversale [mm]
1, 2	700 x 900	350 x 650	350 x 700
3, 4, 5	700 x 750	350 x 650	350 x 700
6, 7, 8, 9	600 x 750	300 x 650	300 x 700
10, 11, 12, 13	600 x 600	300 x 550	300 x 600

**Caracteristicile materialelor** utilizate sunt detaliate în tabelul 3.17. Marca betonului este B250, iar tipurile de oțel sunt: PC52 pentru armăturile longitudinale și OB38 pentru armăturile transversale.

Tabel 3.17 Caracteristicile materialelor pentru modelul original Brăila P13-70 [122]

Material	Caracteristică	Valoare
Beton marca B250	Modulul de elasticitate longitudinal $E_b$ [GPa]	29
	Modulul de elasticitate transversal $G_b$ [GPa]	11.6
	Coeficientul de deformație transversală $\mu$	0.15
	Rezistența normată a betonului la compresiune din încovoiere $R_i^n$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22
	Rezistența de calcul a betonului la compresiune din încovoiere $R_i$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12
	Rezistența normată a betonului la întindere $R_t^n$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.90
	Rezistența de calcul a betonului la întindere $R_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.75
Oțel PC52	Modulul de elasticitate $E_a$ [GPa]	210
	Rezistența normată $R_a^n$ [N/mm <sup>2</sup> ] egală cu limita de curgere a oțelului $\sigma_c$	340
	Rezistența de calcul a armăturii longitudinale pentru calculul în secțiuni înclinate la moment încovoietor $R_a$ [N/mm <sup>2</sup> ]	290
Oțel OB38	Modulul de elasticitate $E_a$ [GPa]	210
	Rezistența normată $R_a^n$ [N/mm <sup>2</sup> ] egală cu limita de curgere a oțelului $\sigma_c$	260
	Rezistența de calcul a armăturii transversale pentru calculul în secțiuni înclinate la forță tăietoare $R_{at}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	170

Pe baza datelor existente se alcătuieste primul model structural: modelul original Brăila P13-70, reprezentând structura reală din Brăila proiectată conform prevederilor normativului seismic P13-70 [118]. Deoarece nu există date exacte privind detaliile de armare ale elementelor structurale, se reprojetează structura conform prevederilor vechiului normativ seismic P13-70 [118] și a standardului pentru construcții de beton armat STAS 8000-67 [122].

**Evaluarea încărcărilor:** conform normativului P7-62 [152], valorile normate ale încărcărilor gravitaționale sunt:

- încărcarea permanentă pe planșeul curent din greutatea pardoselii: 1.20 kN/m<sup>2</sup>;
- încărcarea permanentă din greutatea pereților interiori (despărțitori): 1.00 kN/m<sup>2</sup>;
- încărcarea permanentă din greutatea betonului de pantă și a termo-hidroizolației la nivelul terasei: 2.00 kN/m<sup>2</sup>;
- încărcarea permanentă din greutatea pereților de închidere (BCA de 25 cm): 6.50 kN/m pe grinzile nivelului I și 5.00 kN/m pe grinzile de la nivelurile II - XII;

- încărcarea utilă la nivelul planșeului curent:  $2.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- încărcarea utilă la nivelul terasei:  $2.50 \text{ kN/m}^2$ ;
- încărcarea din acțiunea zăpezii:  $1.00 \text{ kN/m}^2$ . La acoperișurile terasă nu se adaugă efectul încărcării din zăpadă la efectul încărcării utile, luându-se în considerare încărcarea a cărei efect este cel mai defavorabil [152]. Astfel, în modelul structural nu s-a mai introdus încărcarea din zăpadă, doar încărcarea utilă de la nivelul terasei, a cărei valoare este mai mare.

Încărcările laterale din acțiunea vântului se determină conform normativului P7-62 [152] pentru zona Brăila, în care valoarea presiunii dinamice de bază este  $70 \text{ kgf/m}^2$ . Relația de calcul a forței seismice de bază este dată de ecuația 3.1, iar valoarea fiecărui coeficient care intervine în aceasta este:

- $k_s = 0.05$ , pentru zona Brăila unde gradul de intensitate seismică este 8 și pentru clasa de importanță II (clădire de locuințe);
- $\beta = 0.8/T$ , unde  $T$  este perioada proprie de vibrație. În mod simplificat  $T = 0.1n$ , unde  $n$  reprezintă numărul de niveluri ale clădirii  $\rightarrow T = 1.30 \text{ s} \rightarrow \beta = 0.615$ . În zona Brăila terenul de fundare este unul nisipos în stare afânată pentru care normativul P13-70 recomandă majorarea cu 50% a valorii coeficientului  $\beta \rightarrow 1.5\beta = 0.923$ ;
- $\psi = 1.00$ , pentru construcții cu structura în cadre;
- $\varepsilon = 0.8$ .

Astfel, pentru structura din Brăila proiectată seismic conform normativului P13-70 [118] valoarea forței seismice de bază în funcție de greutatea structurii este:

$$F_b^{P13-70} = 0.037G \quad (3.34)$$

**Grupările de încărcări** care se consideră în proiectarea modelului structural Brăila P13-70 sunt definite în STAS 8433-69 [153]. Astfel, valorile normate ale încărcărilor permanente ( $P_i$ ), temporare ( $T_i$ ) și accidentale ( $A_i$ ) sunt multiplicare cu coeficienții de supraîncărcare ( $n_i$ ) și simultanitate ( $n_s$ ), prevăzuți în STAS 8000-67 [122], rezultând următoarele grupări de încărcări:

- *Grupările fundamentale*, alcătuite din încărcările permanente, încărcările temporare cu acțiune îndelungată și una din încărcările temporare de scurtă durată:  $\sum n_i \cdot P_i + \sum n_i \cdot T_i$ ;
- *Grupările suplimentare*, alcătuite din încărcările permanente, încărcările temporare de acțiune îndelungată și două sau mai multe încărcări temporare de scurtă durată:  $\sum n_i \cdot P_i + n_s \sum n_i \cdot T_i$ ;
- *Grupările extraordinare*, alcătuite din încărcările permanente, încărcările temporare cu acțiune îndelungată, câteva încărcări temporare de scurtă durată și încărcări accidentale:  $\sum P_i + \sum n_i^d \cdot T_i + \sum A_i$ ;
- Conform prevederilor normativului P13-70 [118] în cazul construcțiilor cu structura în cadre spațiale se consideră și combinația obținută prin suprapunerea încărcărilor seismice orizontale acționând concomitent după direcțiile axelor principale ale construcției; valorile încărcărilor seismice pe cele două direcții se vor multiplica cu coeficientul  $1/\sqrt{2}$  (coeficient care ține seama de concomitența acțiunii celor două componente). [118]  $\rightarrow \sum P_i + \sum n_i^d \cdot T_i + 0.707A_{ix} + 0.707A_{iy}$ .

Valorile coeficienților de supraîncărcare sunt date în tabelul 3.18. În grupările suplimentare, încărcările temporare de scurtă durată se vor înmulți cu un coeficient egal cu 0.9. Iar în grupările extraordinare, încărcările temporare de scurtă durată se vor înmulți cu un coeficient egal cu 0.8.

Tabel 3.18 Valorile coeficienților de supraîncărcare ( $n_i$ ) conform STAS 8000-67 [122]

Tipul încărcării		$n_i$
Greutatea proprie a construcțiilor de beton și beton armat		1.1
Greutate proprie a construcțiilor de beton ușor (zidărie din BCA)		1.2
Greutate plăcilor termoizolante (tencuieli, șape, pardoseli etc.)		1.3
Încărcări temporare uniform distribuite pe planșee sau acoperișuri ale construcțiilor civile și industriale:	- pentru încărcări normate până la 2 000 N/m <sup>2</sup> (inclusiv);	1.4
	- pentru încărcări peste 2 000 N/m <sup>2</sup> dar până la 4 000 N/m <sup>2</sup> (inclusiv)	1.3
Încărcarea din vânt pentru construcții obișnuite		1.2

Pentru a determina eforturile de proiectare în elementele structurale (grinzi și stâlpi), în programul de calcul SAP2000 s-a alcătuit un model spațial reprezentând suprastructura clădirii. Grinzile și stâlpii s-au definit utilizând elemente de tip bară. În vederea analizei statice liniare a modelului structural s-au efectuat următoarele ipoteze de calcul:

- Grinzile se consideră de secțiune T și L pentru a lua în considerare zona activă de placă, care conlucrează cu grinda la preluarea momentelor încovoietoare;
- În stadiul de exploatare (domeniul fisurat de comportare) se lucrează cu rigidități reduse la încovoiere a elementelor structurale.

Conform STAS 8000-67 [122] lățimea activă a plăcii ( $b_p$ ) în cazul grinzilor cu secțiunea în formă de T, reprezentată în figura 3.7, se determină cu relația:

$$b_p = b + 2\Delta b = b + 2(l_c/6) = b + 2(0.5l/6) \quad (3.35)$$

În care:  $b$  – lățimea inimii grinzii;

$l_c$  – distanța între două secțiuni consecutive de moment încovoietor nul (care pentru grinzile încastrate la ambele capete este egală cu  $0.5l$ );

$l$  – deschiderea de calcul a elementului.

Astfel în modelul de calcul s-a considerat lățimea activă a plăcii de 50 cm de o parte și de alta a grinzii. Valoarea este similară cu cea prevăzută în exemplele de calcul P100-1/2006 [154], în care s-a considerat simplificat lățimea activă de placă ca fiind de trei ori grosimea plăcii ( $3 \cdot 15 = 45$  cm) de o parte și de alta a grinzii.

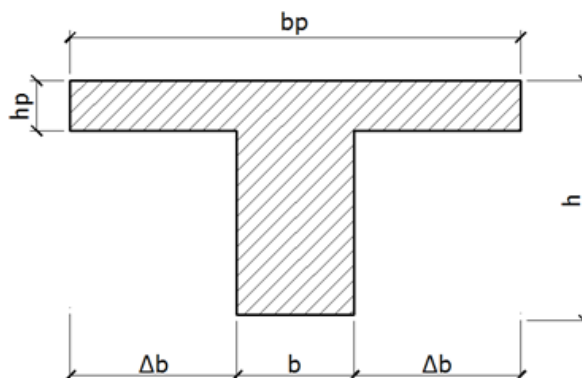


Figura 3.7 Lățimea activă de placă la grinzile de secțiune T, conform STAS 8000-67 [122]

STAS 8000-67 [122] prevede ca pentru determinarea solicitărilor în elementele structurilor static nedeterminate, modulul de rigiditate să se introducă în calcul cu valoarea  $K = 0.6K_{el}$ , unde  $K_{el}$  este modulul de rigiditate al secțiunii de beton considerată ca un material elastic și omogen, având modulul de elasticitate  $E_b$ . Astfel, în modelul de calcul se reduc rigiditățile elementelor structurale (grinzi și stâlpi) la  $0.6E_bI_b$ . În figura 3.8 este prezentat modelul structural, care se consideră încastrat la baza primului nivel.

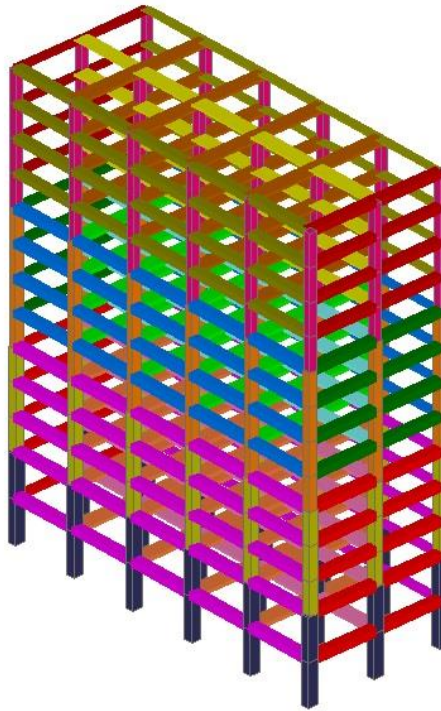


Figura 3.8 Modelul structural al Blocului Turn din Brăila

**Dimensionarea armăturilor** în grinzi, stâlpi și placă se face conform prevederilor din STAS 8000-67 [122] și respectând condițiile suplimentare prevăzute în normativul de seism P13-70 [118], prezentate detaliat la punctul 3.2.4. În tabelul 3.19 se pot vedea detaliile de armare ale stâlpilor (barele de armătură și procente de armare), care sunt similare cu cele prevăzute în lucrarea [125], pentru structura reală din Brăila. Deoarece în cadrul analizei la colaps progresiv a structurii se va urmări doar modul de cedare al grinzilor, s-a insistat mai mult pe dimensionarea armăturilor longitudinale și transversale din aceste elemente. Rezultatele privind barele de armătură necesare și procente de armare pentru grinzile cadrelor longitudinale și transversale sunt prezentate în tabelul 3.20. Având în vedere că grinzile se consideră de secțiune T și L, se vor lua în considerare și barele de armătură din placă, care contribuie la capacitatea de rezistență a grinzii. În urma unui calcul static al plăcilor în domeniul elastic a rezultat: pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme armături  $\phi 10/150$  mm pe ambele direcții și pentru preluarea momentelor pozitive din câmp armături  $\phi 8/150$  mm pe ambele direcții, din oțel PC52.

Tabel 3.19 Detaliile privind armarea stâlpilor [125] pentru modelul original Brăila P13-70

Nivel	Stâlpi		
	Dimensiuni $b_s \times h_s$ [mm]	Armătura longitudinală totală	Armătura transversală
1, 2	700 x 900	18 $\phi$ 28 (1.75%)	$\phi$ 8/150 mm (0.192%)
3, 4, 5	700 x 750	18 $\phi$ 25 (1.70%)	$\phi$ 8/200 mm (0.144%)
6, 7, 8, 9	600 x 750	16 $\phi$ 22 (1.40%)	$\phi$ 8/200 mm (0.167%)
10, 11, 12, 13	600 x 600	12 $\phi$ 20 (1.00%)	$\phi$ 8/200 mm (0.126%)

Tabel 3.20 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul original Brăila P13-70

Poziția grinzilor	Dimensiuni $b_g \times h_g$ [mm]	Armătura superioară	Armătura inferioară	Armătura transversală
Grinzi cadre longitudinale marginale	350 x 650	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (0.820%)	3 $\phi$ 20 (0.444%)	$\phi$ 8/200 (0.144%)
	300 x 650	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 20 (0.763%)	3 $\phi$ 18 (0.419%)	$\phi$ 6/200 (0.094%)
	300 x 550	2 $\phi$ 20 + 2 $\phi$ 18 (0.748%)	3 $\phi$ 16 (0.397%)	$\phi$ 6/150 (0.126%)
Grinzi cadre longitudinale centrale	350 x 650	4 $\phi$ 25 (0.924%)	2 $\phi$ 20 + 1 $\phi$ 22 (0.475%)	$\phi$ 8/200 (0.144%)
	300 x 650	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (0.957%)	3 $\phi$ 18 (0.419%)	$\phi$ 8/200 (0.168%)
	300 x 550	4 $\phi$ 22 (1.00%)	3 $\phi$ 16 (0.397%)	$\phi$ 6/150 (0.126%)
Grinzi cadre transversale marginale	350 x 700	4 $\phi$ 22 (0.661%)	3 $\phi$ 20 (0.410%)	$\phi$ 6/200 (0.081%)
	300 x 700	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 20 (0.705%)	3 $\phi$ 18 (0.387%)	$\phi$ 6/200 (0.094%)
	300 x 600	4 $\phi$ 20 (0.752%)	3 $\phi$ 16 (0.361%)	$\phi$ 6/200 (0.094%)
Grinzi cadre transversale centrale	350 x 700	4 $\phi$ 25 (0.854%)	2 $\phi$ 22 + 1 $\phi$ 20 (0.467%)	$\phi$ 8/200 (0.144%)
	300 x 700	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (0.884%)	2 $\phi$ 20 + 1 $\phi$ 18 (0.448%)	$\phi$ 8/200 (0.168%)
	300 x 600	4 $\phi$ 22 (0.910%)	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 18 (0.393%)	$\phi$ 6/200 (0.094%)

### 3.3.2. Modelul derivat Brăila P13-63

Pornind de la structura existentă, Blocul Turn de 13 niveluri din Brăila, se alcătuieste un alt model de calcul în care se consideră că structura este proiectată conform primului normativ seismic din țara noastră P13-63 [117]. Astfel, s-au păstrat constante: geometria structurii, încărcările gravitaționale (permanent, utile) și încărcările laterale din acțiunea vântului. Relația de calcul a forței seismice conform codului P13-63 [117] este dată de ecuația 3.1. Apar diferențe privind valorile coeficientului dinamic  $\beta = 0.9/T = 0.692$  și a coeficientului  $\psi = 1.2$  (pentru construcții cu schelet în cadre de beton armat). Astfel, pentru modelul structural reprezentând

clădirea din Brăila proiectată conform prevederilor normativului P13-63 [117] forța seismică de bază în funcție de greutatea structurii este:

$$F_b^{P13-63} = 0.05G \quad (3.36)$$

Se observă că valoarea forței seismice de bază determinată conform normativului seismic P13-63 [117] este mai mare cu aproximativ 35% decât cea calculată conform codului seismic P13-70 [118]. Normativul P7-62 [152] prevede aceleași grupări de încărcări (fundamentală, suplimentară și extraordinară) ca și STAS 8433-69 [153] detaliate la modelul Brăila P13-70.

Materialele utilizate în modelul structural Brăila P13-63 sunt aceleași ca și în cazul modelului Brăila P13-70: beton marca B250, oțel de tip PC52 pentru armăturile longitudinale și OL38 pentru etrieri. Proprietățile materialelor sunt descrise anterior, în cadrul modelului Brăila P13-70 în tabelul 3.17. Ceea ce diferă este rezistența normată a oțelului OL38 care conform normativului P8-62 [121] este  $R_a^n = 240 \text{ N/mm}^2$ .

Grinzile se consideră de secțiune T și L cu lungimea activă de placă dată de ecuația 3.35, care este și conform normativul P8-62 [121]. În codurile vechi P13-63 [117] și P8-62 [121] nu sunt prevederi referitoare la reducerea rigidităților secționale ale elementelor de beton armat în vederea determinării eforturilor de proiectare. Însă, pentru a putea compara rezultatele privind comportarea la colaps progresiv a celor două modele structurale, proiectate după normativele de seism P13-63 [117] și P13-70 [118], se consideră aceeași reducere a rigidității secționale în elementele structurale de  $0.6E_bI_b$ , conform STAS 8000-67 [122].

Detaliile de armare din stâlpi și plăci sunt identice cu cele calculate la modelul Brăila P13-70 (prezentate la punctul 3.3.1). În tabelul 3.21 sunt prezentate detaliile de armare ale grinzilor, barele de armătură și procente de armare rezultate din calculul efectuat conform normativelor P8-62 [121] și P13-63 [117].



Tabel 3.21 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P13-63

Poziția grinzilor	Dimensiuni $b_g \times h_g$ [mm]	Armătura superioară	Armătura inferioară	Armătura transversală
Grinzi cadre longitudinale marginale	350 x 650	4 $\phi$ 25 (0.924%)	3 $\phi$ 22 (0.537%)	$\phi$ 8/200 (0.144%)
	300 x 650	4 $\phi$ 22 (0.835%)	2 $\phi$ 20 + 1 $\phi$ 18 (0.485%)	$\phi$ 6/200 (0.094%)
	300 x 550	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 20 (0.913%)	3 $\phi$ 16 (0.397%)	$\phi$ 6/150 (0.126%)
Grinzi cadre longitudinale centrale	350 x 650	3 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (1.051%)	2 $\phi$ 25 + 1 $\phi$ 20 (0.610%)	$\phi$ 8/200 (0.144%)
	300 x 650	4 $\phi$ 25 (1.078%)	2 $\phi$ 20 + 1 $\phi$ 18 (0.485%)	$\phi$ 8/200 (0.168%)
	300 x 550	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (1.145%)	2 $\phi$ 18 + 1 $\phi$ 16 (0.467%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
Grinzi cadre transversale marginale	350 x 700	4 $\phi$ 25 (0.854%)	2 $\phi$ 22 + 1 $\phi$ 25 (0.544%)	$\phi$ 8/200 (0.144%)
	300 x 700	4 $\phi$ 22 (0.771%)	3 $\phi$ 20 (0.478%)	$\phi$ 6/200 (0.094%)
	300 x 600	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 20 (0.831%)	3 $\phi$ 16 (0.361%)	$\phi$ 6/200 (0.094%)
Grinzi cadre transversale centrale	350 x 700	3 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (0.971%)	2 $\phi$ 25 + 1 $\phi$ 22 (0.592%)	$\phi$ 8/200 (0.144%)
	300 x 700	4 $\phi$ 25 (0.996%)	3 $\phi$ 22 (0.579%)	$\phi$ 8/200 (0.168%)
	300 x 600	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 25 (1.042%)	3 $\phi$ 18 (0.457%)	$\phi$ 8/200 (0.168%)

### 3.3.3. Modelul derivat Brăila P100-92

În continuare se alcătuiește cel de-al treilea model structural, în care se consideră că structura reală de 13 niveluri din Brăila este proiectată conform codului seismic P100-92 [21]. Forța seismică orizontală se determină cu relația 3.2, care este prezentată la punctul 3.1.1. iar valorile coeficienților care intervin în calculul acesteia sunt:

- $\alpha = 1.00$ , pentru clădirile din clasa de importanță III (clădiri de locuințe);
- $k_s = 0.20$ , pentru zona seismică de calcul C în care se situează orașul Brăila;
- $\beta_r = 2.50$ , pentru  $T_r \leq T_C$  (unde  $T_r$  este perioada proprie de vibrație a structurii, a cărei valoare în urma analizei modale efectuată în programul SAP 2000,  $T_r = 1.18$  s, iar  $T_C$  este perioada de colț, care pentru zona Brăila  $T_C = 1.5$  s);
- $\psi = 0.20$ , pentru structuri de beton armat în cadre etajate: pereții de umplutură nu sunt tratați ca elemente structurale;
- $\varepsilon_r = 0.8$ .

În urma calculelor, valoarea forței seismice de bază obținută pentru structura din Brăila proiectată în conformitate cu prevederile normativului seismic P100-92 [21] în funcție de greutatea structurii este:

Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton arma

$$F_b^{P100-92} = 0.08G \quad (3.37)$$

Se observă o creștere de aproximativ 60% față de valoarea forței seismice de bază calculată conform normativului P13-63 [117] și o creștere de aproximativ 116% față de cea calculată conform normativului P13-70 [118].

Conform STAS 10107/0-90 [123] clasa betonului echivalentă cu marca B250 este Bc20. Caracteristicile betonului de clasă Bc20 sunt prezentate în tabelul 3.22, unde se pot vedea și caracteristicile oțelurilor pentru armături PC52 și OB37.

Tabel 3.22 Caracteristicile materialelor pentru modelul derivat Brăila P100-92 [123]

Material	Caracteristică	Valoare
Beton clasa Bc20	Modulul de elasticitate longitudinal $E_b$ [GPa]	27
	Modulul de elasticitate transversal $G_b$ [GPa]	10.8
	Coefficientul de deformație transversală $\mu$	0.20
	Rezistența caracteristică a betonului la compresiune $R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	16.6
	Rezistența de calcul a betonului la compresiune $R_c^*$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12.5
	Rezistența caracteristică a betonului la întindere $R_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.43
	Rezistența de calcul a betonului la întindere $R_t^*$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.95
Oțel marca PC52	Modulul de elasticitate $E_a$ [GPa]	210
	Rezistența caracteristică pentru diametrul nominal între 16 ... 28 mm $R_{ak}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	345
	Rezistența de calcul $R_a^*$ [N/mm <sup>2</sup> ]	300
Oțel marca OB37	Modulul de elasticitate $E_a$ [GPa]	210
	Rezistența caracteristică pentru diametrul nominal între 6 ... 12 mm $R_{atk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	255
	Rezistența de calcul $R_{at}$ [N/mm <sup>2</sup> ] a armăturii transversale în calculul la forță tăietoare	170

În conformitate cu prevederile din STAS 10101/0A-77 [151] grupările de încărcări care trebuie luate în considerare la calculul structurilor sunt:

- *grupările fundamentale*:  $\sum n_i \cdot P_i + \sum n_i \cdot C_i + n_g \sum n_i \cdot V_i$   
unde:  $P_i$  – încărcările permanente,  $C_i$  – încărcările cvasipermanente,  $V_i$  – încărcările variabile,  $n_i$  – coeficienții încărcărilor și  $n_g$  – coeficientul de grupare;
- *grupările speciale*:  $\sum P_i + \sum C_i + \sum n_i^d \cdot V_i + \sum E_i$ , unde  $E_i$  – încărcări excepționale.

Valorile coeficienților ( $n_i$ ) pentru încărcările considerate în modelul analizat (conform 3.1.1. ) sunt prezentate în tabelul 3.18. Coeficientul  $n_i^d$  din grupările speciale are valoarea 0.4, care comparativ cu vechile coduri P7-62 [152] și STAS 8000-67 [122] s-a redus la jumătate. Iar coeficientul  $n_g$  din grupările fundamentale poate avea valoarea 1.00 în cazul unei singure încărcări  $V_i$ , 0.90 în cazul a două sau trei încărcări  $V_i$  și 0.80 în cazul a patru sau mai multe încărcări  $V_i$ .

În programul de calcul SAP2000 se alcătuiește modelul de calcul în care grinzile se consideră de secțiune T și L, având lățimea activă de placă determinată conform STAS 10107/0-90 [123] cu aceeași relație 3.35, rezultând 50 cm de o parte și de alta a grinzii.

Normativul de seism P100-92 [21] prevede limitarea deplasării laterale, a raportului între deplasarea relativă de nivel și înălțimea nivelului:  $\Delta_r/H_e \leq 0.0035$ , în cazul structurilor cu pereți de umplură din zidărie de BCA. Pentru calculul deplasărilor laterale ale cadrelor se consideră modulul de rigiditate secțională  $K = E_b I_b$ . Modelul structural Brăila P100-92 verifică această condiție privind limitarea deplasărilor laterale de nivel.

Conform normativului NP 007-97 [150] în ceea ce privește calculul eforturilor de proiectare pentru structuri în cadre de beton armat, modulul de rigiditate secțională se consideră diferențiat: la rigle  $0.6E_b I_b$  și la stâlpi comprimați  $0.8E_b I_b$ . Dimensionarea armăturilor din grinzi se efectuează conform prevederilor din STAS 10107/0-90 [123], iar în tabelul 3.23 se pot vedea barele de armătură și procentele de armare rezultate din calcul. Armarea stâlpilor și a plăcilor se consideră aceeași ca și la modelele anterioare Brăila P13-63 și Brăila P13-70.

Tabel 3.23 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-92

Poziția grinzilor	Dimensiuni $b_g \times h_g$ [mm]	Armătura superioară	Armătura inferioară	Armătura transversală
Grinzi cadre longitudinale marginale	350 x 650	4 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 25 (1.178%)	4 $\phi$ 25 (0.924%)	$\phi$ 8/140 (0.205%)
	300 x 650	4 $\phi$ 25 (1.078%)	2 $\phi$ 20 + 2 $\phi$ 22 (0.763%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
	300 x 550	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 20 (0.913%)	3 $\phi$ 18 (0.502%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
Grinzi cadre longitudinale centrale	350 x 650	6 $\phi$ 25 (1.389%)	2 $\phi$ 25 + 3 $\phi$ 22 (1.00%)	$\phi$ 8/140 (0.205%)
	300 x 650	5 $\phi$ 25 (1.348%)	4 $\phi$ 22 (0.835%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
	300 x 550	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (1.145%)	3 $\phi$ 18 (0.502%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
Grinzi cadre transversale marginale	350 x 700	5 $\phi$ 25 (1.067%)	4 $\phi$ 25 (0.854%)	$\phi$ 8/140 (0.205%)
	300 x 700	3 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 25 (1.077%)	4 $\phi$ 22 (0.771%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
	300 x 600	4 $\phi$ 22 (0.910%)	2 $\phi$ 20 + 1 $\phi$ 18 (0.528%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
Grinzi cadre transversale centrale	350 x 700	6 $\phi$ 25 (1.281%)	2 $\phi$ 25 + 3 $\phi$ 22 (0.923%)	$\phi$ 8/140 (0.205%)
	300 x 700	5 $\phi$ 25 (1.245%)	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (0.884%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)
	300 x 600	4 $\phi$ 25 (1.175%)	3 $\phi$ 20 (0.564%)	$\phi$ 8/150 (0.223%)

### 3.3.4. Modelul derivat Brăila P100-2006

Conform codului de proiectare seismic P100-1/2006 [24] zona Brăila este caracterizată de perioadele de control:  $T_B = 0.10$  s,  $T_C = 1.0$  s și  $T_D = 3.0$  s, spectrul de răspuns elastic fiind prezentat în figura 3.4, iar accelerația terenului de proiectare este  $a_g = 0.24g$ . Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental se determină cu relația 3.3, în care:

- $\gamma_I = 1.00$ , conform tabelului 3.6 (pentru clasa de importanță III - clădiri de tip curent);
- perioada fundamentală se poate determina simplificat cu relația  $T_1 = C_t H^{3/4}$ , în care  $C_t = 0.075$  pentru cadre spațiale din beton armat, iar  $H = 37.45$  m (înălțimea clădirii)  $\rightarrow T_1 = 1.135$  s;
- $\beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T}$  pentru  $T_C < T \leq T_D$ , unde  $\beta_0 = 2.75 \rightarrow \beta(T) = 2.42$ ;
- $S_d(T_1) = \frac{a_g \beta(T)}{q}$  pentru  $T > T_B$ , în care  $q = 6.75$  conform tabelului 3.8 (pentru Brăila, zonă în care  $a_g = 0.24g$ , proiectarea clădirii se face pentru clasa de ductilitate înaltă H)  $\rightarrow S_d(T_1) = 0.0861g$ ;
- $\lambda = 1.00$ , iar în urma calculelor se obține forța seismică de bază:

$$F_b^{P100-2006} = 0.0861G \quad (3.38)$$

Se observă o creștere a forței seismice de bază determinată conform codului P100-2006 [24] cu aproximativ 133% comparativ cu cea calculată după normativul P13-70 [118], cu aproximativ 72% față de cea calculată conform primului normativ seismic P13-63 [117] și respectiv cu 7.6% față de cea calculată conform normativului P100-92 [21].

Diferențele majore privind proiectarea structurii din Brăila conform codului seismic P100-1/2006 [24] față de celelalte modele analizate anterior sunt:

- Combinațiile de încărcări în grupările fundamentale și speciale, care conform codul de proiectare CR 0-2005 [155] sunt:
  - $1.35 \sum G_{k,j} + 1.5Q_{k,1} + \sum 1.5\psi_{0,i}Q_{k,i}$   
 în care:  $G_{k,j}$  – efectul pe structură al acțiunii permanente  $j$ , considerată cu valoarea sa caracteristică;  
 $Q_{k,1}$  – efectul pe structură al acțiunii variabile, care are ponderea predominantă dintre acțiunile variabile, considerată cu valoarea sa caracteristică;  
 $Q_{k,i}$  – efectul pe structură al acțiunii variabile  $i$ , luată cu valoarea sa caracteristică;  $\psi_{0,i}$  – factor de simultaneitate al efectelor pe structură ale acțiunilor variabile  $i$ , având valoarea  $\psi_{0,i} = 0.7$ ;
  - $\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i}$   
 unde:  $A_{Ek}$  – valoarea caracteristică a acțiunii seismice;  
 $\psi_{2,i}$  – coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile  $Q_i$ , a cărei valoare pentru acțiuni din zăpadă și acțiuni datorate exploataării este  $\psi_{2,i} = 0.4$ ;  
 $\gamma_I$  – coeficientul de importanță definit la punctul 3.1.2.1.
- Conform prevederilor specifice elementelor de beton armat din clasa de ductilitate H, prevăzute în codul P100-1/2006 [24] se cere:
  - utilizarea betoanelor de clasă minimă C20/25;
  - în zonele critice ale elementelor principale se impune utilizarea unor oțeluri cu alungiri specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puțin 7.5%. Iar standardul european SR EN 1992-1-1:2004 [124] recomandă ca oțelurile pentru armături să aibă limita de curgere caracteristică ( $f_{yk}$ ) între 400 și 600 MPa.

$\rightarrow$  Astfel, pentru modelul Brăila P100-2006 s-a adoptat clasa betonului C25/30, care respectă condiția de ductilitate locală la stâlpi, ca forța axială normalizată ( $v_d$ ) să nu depășească valoarea

0.4 și tipul oțelului S500 atât pentru armăturile longitudinale, cât și pentru cele transversale. Proprietățile materialelor fiind prezentate în tabelul 3.24.

- Codul de proiectare seismic P100-1/2006 [24] prevede ca lățimea efectivă a grinzilor de secțiune în formă de T, în zona aripilor ( $b_{eff}$ ), să fie egală cu lățimea stâlpului ( $b_c$ ) în cazul grinzilor care intră într-un stâlp exterior, dacă nu există grinzi transversale în nod și egală cu lățimea stâlpului plus de două ori grosimea plăcii ( $2h_{pl}$ ), dacă asemenea grinzi există. Iar în cazul grinzilor care intră în stâlpi interiori,  $b_{eff}$  este mai mare decât valorile indicate anterior cu câte  $2h_{pl}$  de fiecare parte a grinzii.

→ Simplificat, în modelul de calcul se consideră lățimea activă de placă ce conlucrează cu grinda ca fiind  $3h_{pl}$  de o parte și de alta a stâlpului, indiferent în ce stâlp intră grinda (interior sau exterior).

- Rigidităților elementelor structurale în ceea ce privește verificarea deplasărilor laterale în cele două stadii SLS și ULS (prezentate detaliat la 3.2.5), se consideră jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate  $0.5E_bI_b$  (atât la grinzi, cât și la stâlpi), neglijându-se astfel aportul elementelor nestructurale la rigiditatea globală a structurii. Iar, în calculul eforturilor de proiectare, s-au considerat valorile rigidităților în domeniul fisurat:  $0.5E_bI_b$  în cazul grinzilor și  $0.8E_bI_b$  în cazul stâlpilor.

Tabel 3.24 Caracteristicile materialelor pentru modelul derivat Brăila P100-2006

Material	Caracteristică	Valoare
Beton clasa C25/30	Modulul de elasticitate longitudinal $E_b$ [GPa]	31
	Coeficientul de deformare transversală $\mu$	0.20
	Rezistența caracteristică a betonului la compresiune $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	25
	Rezistența de calcul a betonului la compresiune $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	16.67
	Rezistența medie a betonului la întindere axială $f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2.60
	Rezistența de calcul a betonului la întindere $f_{ctd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.20
Oțel marca S500	Modulul de elasticitate $E_a$ [GPa]	200
	Limita de curgere caracteristică $f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	500
	Limita de curgere de calcul $f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	434.78

Verificarea deplasărilor relative de nivel la starea limită de serviciu (SLS) se face pe baza relației 3.30, în care: factorul de reducere  $\nu = 0.5$  pentru clădirile încadrate în clasa de importanță III; factorul de comportare  $q = 6.75$ ; valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel  $d_{ra}^{SLS} = 0.008h$  (componentele nestructurale nu interacționează cu structura), unde  $h$  este înălțimea de nivel. Deplasările relative de nivel sunt verificate și la starea limită ultimă (ULS) conform relației 3.31, în care coeficientul de amplificare al deplasărilor  $1 \leq c = 3 - 2.5T/T_C \leq 2$ , rezultând  $c = 1.00$ , iar valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel  $d_{ra}^{ULS} = 0.025h$ . Pentru modelul structural Brăila P100-2006 dimensiunile elementelor structurii respectă verificarea deplasărilor laterale corespunzătoare atât SLS, cât și ULS.

Deoarece conform codului seismic P100-1/2006 [24] pentru armarea elementelor structurale se utilizează oțel S500 cu limita de curgere mai mare decât cea a oțelurilor PC52 și OB37, s-au refăcut calculele privind dimensionarea armăturilor în toate elementele structurale. Astfel, în stâlpi rezultă că armarea longitudinală și transversală este apropiată de valorile minime ale coeficienților

de armare, care în cazul elementelor proiectate pentru clasa de ductilitate H: coeficientul de armare longitudinală totală este  $\rho_{min} = 0.01$ , iar coeficientul minim de armare transversală este  $\rho_{w,min} = 0.005$  în zona critică a stâlpilor de la primul nivel și  $\rho_{w,min} = 0.0035$  în restul zonelor critice. Astfel, în tabelul 3.25 sunt prezentate barele de armătură și procentele de armare rezultate în stâlpii modelului structural Brăila P100-2006. Armarea grinzilor se efectuează conform SR EN 1992-1-1:2004 [124], respectându-se prevederile suplimentare din codul seismic P100-1/2006 [24], iar rezultatele sunt prezentate detaliat în tabelul 3.26. În plăci, în urma calculului, au rezultat armături  $\phi 10/150$  mm pe ambele direcții la partea superioară și  $\phi 8/150$  mm pe ambele direcții la partea inferioară.

Tabel 3.25 Detaliile privind armarea stâlpilor pentru modelul derivat Brăila P100-2006

Nivel	Stâlpi		
	Dimensiuni $b_s \times h_s$ [mm]	Armătura longitudinală totală	Armătura transversală
1, 2	700 x 900	18 $\phi 22$ (1.14%)	$\phi 12/100$ mm (0.646%)
3, 4, 5	700 x 750	16 $\phi 20$ (1.03%)	$\phi 10/100$ mm (0.449%)
6, 7, 8, 9	600 x 750	14 $\phi 20$ (1.05%)	$\phi 10/100$ mm (0.523%)
10, 11, 12, 13	600 x 600	12 $\phi 20$ (1.13%)	$\phi 10/100$ mm (0.523%)

Tabel 3.26 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-2006

Poziția grinzilor	Dimensiuni $b_g \times h_g$ [mm]	Armătura superioară	Armătura inferioară	Armătura transversală
Grinzi cadre longitudinale marginale	350 x 650	2 $\phi 22$ + 2 $\phi 20$ (0.654%)	3 $\phi 20$ (0.444%)	$\phi 8/100$ (0.287%)
	300 x 650	2 $\phi 20$ + 2 $\phi 18$ (0.625%)	2 $\phi 18$ + 1 $\phi 14$ (0.364%)	$\phi 8/100$ (0.335%)
	300 x 550	2 $\phi 18$ + 2 $\phi 14$ (0.537%)	3 $\phi 14$ (0.304%)	$\phi 8/100$ (0.335%)
Grinzi cadre longitudinale centrale	350 x 650	4 $\phi 22$ (0.716%)	3 $\phi 20$ (0.444%)	$\phi 8/100$ (0.287%)
	300 x 650	4 $\phi 20$ (0.690%)	2 $\phi 18$ + 1 $\phi 14$ (0.364%)	$\phi 8/100$ (0.335%)
	300 x 550	4 $\phi 18$ (0.669%)	3 $\phi 14$ (0.304%)	$\phi 8/100$ (0.335%)
Grinzi cadre transversale marginale	350 x 700	2 $\phi 22$ + 2 $\phi 20$ (0.604%)	3 $\phi 20$ (0.410%)	$\phi 8/100$ (0.287%)
	300 x 700	2 $\phi 20$ + 2 $\phi 18$ (0.577%)	3 $\phi 18$ (0.387%)	$\phi 8/100$ (0.335%)
	300 x 600	2 $\phi 20$ + 2 $\phi 14$ (0.560%)	3 $\phi 14$ (0.276%)	$\phi 8/100$ (0.335%)
Grinzi cadre transversale centrale	350 x 700	4 $\phi 22$ (0.661%)	2 $\phi 20$ + 1 $\phi 22$ (0.439%)	$\phi 8/100$ (0.287%)
	300 x 700	2 $\phi 22$ + 2 $\phi 20$ (0.705%)	2 $\phi 18$ + 1 $\phi 20$ (0.418%)	$\phi 8/100$ (0.335%)
	300 x 600	4 $\phi 18$ (0.609%)	3 $\phi 14$ (0.276%)	$\phi 8/100$ (0.335%)



### 3.3.5. Modelul derivat Brăila EC-8

Conform Anexei naționale SR EN 1998-1:2004/NA:2008 [148] în România se utilizează spectrul seismic de tipul 1 pe întreg teritoriul, cu excepția zonei Banat, unde se utilizează spectrul de tipul 2. Valorile parametrilor care definesc spectrul seismic de răspuns elastic de tipul 1 pentru Brăila, care aparține zonei de amplasament  $Z_2$ , sunt:  $T_B = 0.10$  s,  $T_C = 1.0$  s,  $T_D = 3.0$  s,  $S = 1$ ,  $a_{gR} = 0.24g$ . Forța tăietoare de bază se determină cu relația 3.4, în care:

- Pentru  $T_C < T \leq T_D \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.75}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \geq \beta a_g$ , unde  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$  ( $\gamma_I = 1.00$  pentru clădirile de tip curent), iar  $q = 5.85$  conform tabelului 3.8  $\rightarrow S_d(T) = 0.0994g$ ;
- $\lambda = 0.85$  pentru  $T \leq 2T_C$  și clădirea are mai mult de două etaje. Astfel, valoarea forței tăietoare de bază determinată conform SR EN 1998-1:2004 [119] este:

$$F_b^{EC-8} = 0.0845G \quad (3.39)$$

Modificările din standardul european SR EN 1998-1:2004 [119] referitor la scăderea valorii factorului de comportare  $q$  de la 6.75 (valoare calculată conform codului seismic P100-1/2006 [24] pentru clasa de ductilitate H) la valoarea 5.85, precum și reducerea factorului de corecție  $\lambda$  de la valoarea 1.00 la 0.85, conduc la aproximativ aceeași valoare (cu o diferență de 2%) pentru forța seismică de bază calculată după cele două coduri seismice (P100-1/2006 [24] și SR EN 1998-1:2004 [119]).

Conform standardului european SR EN 1990:2004 [136] grupările de acțiuni pentru situații de proiectare permanente sau tranzitorii (grupări fundamentale) și seismice sunt aceleași ca și cele definite la modelul anterior (modelul derivat Brăila P100-2006), conform codului de proiectare CR0-2005 [155]. Apare însă o diferență referitor la valoarea coeficientului de reducere a acțiunii variabile ( $\psi_{2,i}$ ), care conform anexei naționale SR EN 1990:2004/NA:2006 [156] are valoarea 0.3 în cazul încărcărilor din exploatare pentru clădirile din categoria A (clădiri rezidențiale) și B (clădiri de birouri), iar în cazul încărcărilor din zăpadă se păstrează valoarea  $\psi_{2,i} = 0.4$ .

Materialele utilizate la modelul derivat Brăila EC-8 sunt aceleași ca și în cazul modelului derivat Brăila P100-2006: beton de clasă C25/30 și oțel de tip S500 a căror caracteristici sunt prezentate în tabelul 3.24. Grinzile se modelează de secțiune T și L cu lățimea activă de placă considerată simplificat  $b_{eff} = 3h_{pl}$  de o parte și de alta a stâlpului. Pentru determinarea eforturilor de proiectare se consideră valorile rigidităților în domeniul fisurat:  $0.5E_bI_b$  în cazul grinzilor și  $0.8E_bI_b$  în cazul stâlpilor.

În scopul verificării deplasărilor laterale ale structurii, standardul SR EN 1998-1:2004 [119] prevede limitarea deplasărilor relative de nivel la valoarea  $d_r v \leq 0.010h$  (pentru clădirile cu elemente nestructurale fixate astfel încât să nu afecteze deformațiile structurale sau fără elemente nestructurale), unde factorul de reducere  $v = 0.5$  pentru clădirile obișnuite (încadrate în clasa de importanță II), iar deplasarea relativă de nivel de calcul indusă de acțiunea seismică  $d_r = q \cdot d_e$ , în care  $q = 5.85$  și  $d_e$  este deplasarea de nivel determinată printr-o analiză liniară bazată pe spectrul de răspuns seismic în care se consideră rigiditățile elementelor egale cu jumătate din valoarea corespunzătoare domeniului nefisurat ( $0.5E_bI_b$ ). Modelul proiectat Brăila EC-8 verifică condițiile privind limitarea deplasărilor relative de nivel.

Deoarece pentru structura din Brăila de 13 niveluri, forța seismică determinată conform standardului european SR EN 1998-1:2004 [119] a rezultat foarte apropiată de cea calculată conform vechiului cod P100-1/2006 [24], iar materialele utilizate sunt aceleași (beton C25/30 și oțel S500), rezultă că detaliile de armare ale elementelor structurale sunt identice cu cele rezultate în cazul modelului proiectat Brăila P100-2006. În concluzie, comportarea la colaps progresiv a celor două modele structurale reprezentând clădirea din Brăila proiectată conform codurilor seismice P100-1/2006 [24] și SR EN 1998-1:2004 [119] se consideră similară. Astfel, în analiza la colaps progresiv se va considera doar modelul Brăila P100-2006.

### 3.3.6. Modelul derivat Brăila P100-2013

Conform noului cod de proiectare seismic P100-1/2013 [120], accelerația terenului de proiectare pentru zona Brăila crește de la 0.24g la 0.30g, iar valoarea factorului de amplificare dinamic, maxim a accelerației orizontale a terenului  $\beta_0$  scade la valoarea 2.50, comparativ cu 2.75 conform vechiului cod P100-1/2006 [24]. Forța tăietoare de bază se calculează cu aceeași relație (3.3) ca și în cazul modelului Brăila P100-2006, iar pentru clădirea din Brăila proiectată conform actualului cod P100-1/2013 [120] rezultă:

$$F_b^{P100-2013} = 0.098G \quad (3.40)$$

Se observă că valoarea forței tăietoare de bază determinată după noul cod de proiectare seismic P100-1/2013 [120] este mai mare cu aproximativ 16% decât cea calculată conform standardului SR EN 1998-1:2004 [119], cu 14% decât cea calculată conform codului P100-1/2006 [24], cu 23% decât cea calculată conform codului P100-92 [21], cu 165% decât cea calculată conform codului P13-70 [118] și cu 96% decât cea calculată conform codului P13-63 [117].

Conform noului cod de proiectare CR0-2012 [6] combinațiile de încărcări pentru grupările fundamentală și seismică sunt aceleași ca și cele prevăzute în standardul european SR EN 1990:2004 [136], detaliate la 3.3.5. Materialele utilizate sunt: beton de clasă C25/30 și oțel S500, a căror caracteristici sunt descrise în tabelul 3.24. Similar cu modelele anterioare, grinzile se consideră de secțiune T și L cu lățimea activă de placă  $b_{eff} = 3h_{pl}$  de o parte și de alta a stâlpului. În ceea ce privește verificarea deplasărilor relative de nivel datorate acțiunii seismului în cele două stări SLS și ULS, acestea nu depășesc valorile maxime admise de cod ( $d_{ra}^{SLS} = 0.01h$  și  $d_{ra}^{ULS} = 0.025h$ ). În calculul deplasărilor, rigiditățile grinzilor și stâlpilor se consideră reduse la jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunilor nefisurate ( $0.5E_bI_b$ ).

Pentru evaluarea eforturilor de proiectare în elementele structurale se consideră rigiditățile reduse:  $0.5E_bI_b$  în grinzi și  $0.8E_bI_b$  în stâlpi. Armarea elementelor structurale se efectuează conform prevederilor din SR EN 1992-1-1:2004 [124] și P100-1/2013 [120]. În stâlpi a rezultat aceeași armare ca și în cazul modelului derivat Brăila P100-2006 (tabelul 3.25), iar barele de armătură necesare în grinzi sunt prezentate detaliat în tabelul 3.27. În aripile grinzilor de secțiune T și L sunt prevăzute bare de armătură  $\phi 10/150$  mm pe ambele direcții la partea superioară și  $\phi 8/150$  mm pe ambele direcții la partea inferioară.

Tabel 3.27 Detalii privind armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-2013

Poziția grinzilor	Dimensiuni $b_g \times h_g$ [mm]	Armătura superioară	Armătura inferioară	Armătura transversală
Grinzi cadre longitudinale marginale	350 x 650	4 $\phi$ 22 (0.716%)	3 $\phi$ 22 (0.537%)	$\phi$ 8/100 (0.287%)
	300 x 650	4 $\phi$ 20 (0.690%)	3 $\phi$ 18 (0.419%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
	300 x 550	2 $\phi$ 18 + 2 $\phi$ 16 (0.600%)	3 $\phi$ 16 (0.397%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
Grinzi cadre longitudinale centrale	350 x 650	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (0.820%)	3 $\phi$ 22 (0.537%)	$\phi$ 10/100 (0.449%)
	300 x 650	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 20 (0.763%)	3 $\phi$ 18 (0.419%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
	300 x 550	4 $\phi$ 18 (0.669%)	3 $\phi$ 16 (0.397%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
Grinzi cadre transversale marginale	350 x 700	4 $\phi$ 22 (0.661%)	3 $\phi$ 22 (0.496%)	$\phi$ 8/100 (0.287%)
	300 x 700	4 $\phi$ 20 (0.638%)	2 $\phi$ 20 + 1 $\phi$ 18 (0.448%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
	300 x 600	4 $\phi$ 18 (0.609%)	3 $\phi$ 16 (0.361%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
Grinzi cadre transversale centrale	350 x 700	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (0.758%)	2 $\phi$ 22 + 1 $\phi$ 25 (0.544%)	$\phi$ 10/100 (0.449%)
	300 x 700	4 $\phi$ 22 (0.771%)	3 $\phi$ 20 (0.478%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
	300 x 600	2 $\phi$ 20 + 2 $\phi$ 18 (0.681%)	3 $\phi$ 16 (0.361%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)

### 3.3.7. Modelul derivat Brăila P100-2013 cu secțiuni constante

Din considerente economice și datorită dificultății de execuție a clădirii de 13 niveluri din Brăila cu variații ale grinzilor și stâlpilor pe înălțimea structurii, s-a recurs la alcătuirea unui model nou, simplificat, în care dimensiunile elementelor structurale să fie constante pe toată înălțimea clădirii. Astfel, pornind de la modelul derivat Brăila P100-2013, prezentat anterior, se va alcătui un model nou în care atât grinzile, cât și stâlpii să fie de aceeași dimensiune. În urma etapei de predimensionare a rezultat pentru grinzi:  $b_g = 300$  mm,  $h_g = 600$  mm și pentru stâlpi  $b_s = h_s = 750$  mm. Aceste dimensiuni verifică atât condiția privind asigurarea ductilității locale la stâlpi ( $v_d < 0.45$ ), cât și cea privind deplasarea laterală pentru SLS și ULS, conform actualului cod de proiectare seismic P100-1/2013 [120].

Armarea elementelor structurale s-a efectuat conform SR EN 1992-1-1:2004 [124]. În stâlpi au rezultat 16 $\phi$ 22 (1.16%), etrieri  $\phi$ 12/100 mm (0.603%) la primul nivel și  $\phi$ 10/100 mm (0.419%) la restul nivelurilor. În ceea ce privește armarea grinzilor, datorită diferenței mici între eforturile de proiectare, în grinzile cadrelor longitudinale și transversale marginale se prevede aceeași cantitate de armătură. Similar se procedează și în cazul grinzilor cadrelor longitudinale și transversale centrale. Rezultatele privind barele de armătură și procente de armare din grinzile modelului structural derivat Brăila P100-2013 cu secțiuni constante sunt prezentate în tabelul 3.28.

Tabel 3.28 Armarea grinzilor pentru modelul derivat Brăila P100-2013 cu secțiuni constante

Poziția grinzilor	$b_g \times h_g$ [mm]	Nivelul	Armătura superioară	Armătura inferioară	Armătura transversală
Grinzi cadre marginale longitudinale și transversale	300 x 600	1→6	4 $\phi$ 22 (0.910%)	2 $\phi$ 22 + 1 $\phi$ 20 (0.643%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
		7→9	4 $\phi$ 20 (0.752%)	3 $\phi$ 18 (0.457%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
		10→13	2 $\phi$ 18 + 2 $\phi$ 16 (0.545%)	3 $\phi$ 16 (0.361%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
Grinzi cadre centrale longitudinale și transversale	300 x 600	1→6	2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 22 (1.042%)	3 $\phi$ 22 (0.682%)	$\phi$ 10/100 (0.524%)
		7→9	2 $\phi$ 22 + 2 $\phi$ 20 (0.831%)	2 $\phi$ 18 + 1 $\phi$ 20 (0.493%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)
		10→13	4 $\phi$ 18 (0.609%)	3 $\phi$ 16 (0.361%)	$\phi$ 8/100 (0.335%)

În concluzie, în tabelul 3.29 sunt prezentate comparativ principalele modificări privind forța seismică de bază, materialele utilizate, procente de armare din grinzi, pentru cele cinci modele structurale proiectate Brăila P13-63, Brăila P13-70, Brăila P100-92, Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013.

Tabel 3.29 Sinteza principalelor diferențe privind modelele structurale proiectate

Modelul proiectat	$F_b$	Beton	Oțel	Procente de armare în grinzi		
				Inferior $\rho'$ [%]	Superior $\rho$ [%]	Transversal $\rho_w$ [%]
Brăila P13-63	0.05G	B250	PC52 OL38	0.36→0.61	0.77→1.14	0.09→0.17
Brăila P13-70	0.037G		PC52 OB38	0.36→0.47	0.66→1.00	0.08→0.17
Brăila P100-92	0.08G	Bc20	PC52 OB37	0.50→1.00	0.91→1.39	0.20→0.22
Brăila P100-2006	0.086G	C25/30	S500	0.30→0.44	0.54→0.72	0.30→0.34
Brăila P100-2013	0.098G			0.36→0.54	0.60→0.82	0.30→0.45

### 3.3. Concluzii și discuții

În ultimii 50 de ani codurile de proiectare din țara noastră au suferit unele modificări. Pornind de la primul normativ seismic P13-63 [117], care conține un număr de 35 de pagini, până la actualul cod seismic P100-1/2013 [120] structurat în trei volume având în total 925 de pagini. Zonare seismică a teritoriului României s-a extins de la trei zone de risc seismic, conform STAS 2923-54 [143] la șapte zone seismice, conform actualului cod. Acțiunea seismică este definită de spectrul de răspuns elastic a cărui formă s-a modificat de la primul normativ seismic și până în prezent.

În calculul forței tăietoare de bază intervin mai mulți coeficienți ale căror denumiri și valori s-au schimbat odată cu modificarea codului seismic. Teritoriul României este împărțit în mai multe zone de risc seismic descrise după vechile normative de valoarea coeficientului  $k_s = a_g/g$ , care conform vechiului normativ P13-70 [118] variază între 0.02 și 0.12. După noile coduri împărțirea teritoriului se face în funcție de valoarea accelerației terenului de proiectare  $a_g$ , care conform actualul cod seismic P100-1/2013 [120] variază între 0.10g și 0.40g, conducând la un spor semnificativ al nivelului de protecție al construcțiilor împotriva acțiunii seismice.

În calculul forței seismice de bază conform vechilor normative P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21] intervine coeficientul de echivalență  $\varepsilon_r$ , prin care se face trecerea de la sistemul convențional cu un grad de libertate la sistemul real cu mai multe grade de libertate și care conduce la o scădere a forței seismice de bază cu aproximativ 20%. Acest coeficient nu mai există în expresia de calcul a forței seismice după noile coduri, în schimb apare coeficientul de corecție  $\lambda$ , care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia și care poate avea valoarea 0.85 sau 1.00. Conform vechilor coduri P13-63 [117] și P13-70 [118] coeficientul  $\psi$  ține seama de influența materialului și a structurii construcției asupra amortizării prin frecare interioară a vibrațiilor produse de sarcinile seismice și este supraunitar. După normativul seismic P100-92 [21],  $\psi$  devine coeficient de reducere al efectelor acțiunii seismice luându-se în considerare mai mulți factori, cum sunt: ductilitatea structurii, capacitatea acesteia de redistribuire a eforturilor, ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul și efectele amortizării vibrațiilor, care conduc la valori subunitare ale acestui coeficient pentru toate tipurile de structuri. Iar conform noilor coduri P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120] coeficientul  $\psi$  este inversul factorului de comportare  $q$  ( $\psi = 1/q$ ), care depinde de tipul structurii și capacitate acesteia de disipare a energiei (clasa de ductilitate). În determinarea sarcinii seismice de proiectare intervine și factorul de importanță ( $\alpha$  conform P100-92 [21],  $\gamma_1$  după noile coduri P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120]) care diferă în funcție de clasa de importanță în care se încadrează clădirea.

Valoarea forței seismice de bază depinde și de rezultanta încărcărilor gravitaționale care acționează asupra clădii ( $Q$  sau  $G$ ), în care intervin sarcinile permanente cu valoarea caracteristică și încărcările variabile multiplicare cu un coeficient de reducere. Valoarea acestui coeficient conform vechilor coduri P13-63 [117] și P13-70 [118] este 0.8 atât pentru sarcinile utile datorate exploatării normale, cât și pentru cele datorate acțiunii zăpezii asupra clădirii. După codurile STAS 10101/0A-77 [151] și CR0-2005 [155] valoarea coeficientului de reducere se înjumătățește ajungând la valoarea 0.4, iar după noile reglementări din SR EN 1990:2004/NA:2006 [156] și CR0-2012 [6] valoarea coeficientului în cazul sarcinilor utile este 0.3, iar în cazul încărcărilor din acțiunea zăpezii se menține valoarea de 0.4.

Pentru a evalua modificările din codurile seismice de proiectare din țara noastră, s-a considerat o structură în cadre din beton armat de 13 niveluri amplasată în orașul Brăila, care s-a proiectat conform principalelor coduri seismice: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1/2004 [119] și P100-1/2013 [120]. Variația forței tăietoare de bază, calculată simplificat pentru structura din Brăila, conform prevederilor din cele șase coduri seismice, în funcție de greutatea structurii, este prezentată în figura 3.9.



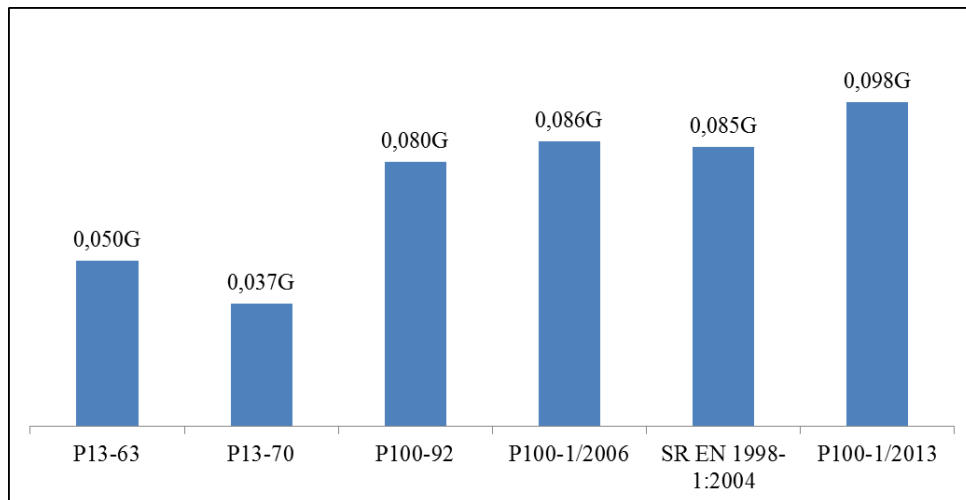


Figura 3.9 Variația forței tăietoare de bază calculată simplificat, după principalele normative seismice din România, pentru structura din Brăila de 13 niveluri

De asemenea, standardele privind calculul și alcătuirea construcțiilor din beton armat s-au modificat în ultimii 50 de ani, acestea fiind: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10107/0-90 [123] și SR EN 1992-1-1:2004 [124]. În vederea proiectării antiseismice a structurilor din beton armat monolit sunt prevăzute calități minime pe care trebuie să le îndeplinească materialele. Referitor la marca/clasa betonului: codul mai vechi P13-70 [118] prevede utilizarea betonului de cel puțin marca B200 ( $R_f^n = 18 \text{ N/mm}^2$ ), codul P100-92 [21] specifică clasa minimă a betonului Bc15 ( $R_{ck} = 12.5 \text{ N/mm}^2$ ), iar codurile mai noi P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120] prevăd utilizarea betonului de cel puțin clasa C16/20, ( $f_{ck} = 16 \text{ N/mm}^2$ ) pentru proiectarea elementelor în clasa de ductilitate medie și cel puțin clasa C20/25 ( $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ ) pentru cele proiectate în clasa de ductilitate înaltă. Similar, cerințele privind calitatea oțelului pentru armături s-au modificat de la utilizarea oțelurilor de tip PC52 ( $\sigma_c = R_a^n = 340 \text{ N/mm}^2$ ) și OB38 ( $\sigma_c = R_a^n = 260 \text{ N/mm}^2$ ), la utilizarea oțelurilor cu limita de curgere caracteristică cuprinsă între 400 și 600 MPa, conform SR EN 1992-1-1:2004 [124] și alungirile specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puțin 7.5% pentru clasa de ductilitate înaltă și 5% pentru cea medie conform codurilor P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120], iar oțelul care satisface aceste criterii este marca S500 ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ).

Vechile normative P13-63 [117] și P13-70 [118] prevăd dimensionarea armăturilor în elementele structurale la valoarea eforturilor de proiectare rezultate din calculul structural în gruparea seismică de încărcări. Codul P100-92 [21] introduce relații noi de calcul a forțelor tăietoare în grinzi în scopul evitării ruperilor casante, prin cedări în secțiuni înclinate. Iar conform codurilor de proiectare din ultimii 10 ani, P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120], calculul forțelor tăietoare de proiectare în grinzi rezultă din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcările transversale din gruparea seismică și momentele de la extremitățile grinzii. Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare din stâlpi se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub acțiunea momentelor de la extremități corespunzător formării articulației plastice în grinzile sau stâlpii conectați în nod, pentru fiecare sens al acțiunii seismice.

Prevederile privind armarea longitudinală și transversală a elementelor structurale în scopul dezvoltării unor mecanisme favorabile de disipare a energiei și înzestrării structurii cu capacitate



suficientă de deformare în domeniul post-elastic au suferit unele modificări în timp. Pentru a urmări aceste modificări, structura de 13 niveluri din Brăila este proiectată seismic conform principalelor normative, rezultând șase modele structurale pentru care s-au dimensionat armăturile longitudinale și transversale în grinzi. Toate cele șase modele structurale au aceeași geometrie, s-au păstrat constante valorile încărcărilor permanente, utile și au variat de la un model la altul forța seismică, grupările de încărcări, caracteristicile materialelor, prevederile privind procente minime de armare, diametrele, distanțele minime și maxime între armăturile grinzilor.

În urma proiectării celor șase modele structurale, se observă că pentru structura proiectată conform codului P100-92 [21] a rezultat cea mai mare cantitate de armătură longitudinală în grinzi. Iar pentru modelul original, proiectat după codul P13-70 [118] la o forță seismică mult mai mică (aproximativ jumătate din cea calculată conform P100-92 [21]), a rezultat cea mai mică cantitate de armătură longitudinală în grinzi. Cerințele privind armarea transversală a grinzilor conduc la dispunerea etrierilor la distanțe mai reduse în cazul modelului derivat Brăila P100-92 față de modele derivate Brăila P13-63, Brăila P13-70 (de la 200 mm la 150 mm) și necesitatea etrierilor cu diametrul mai mare (de la 6 mm la 8 mm în unele grinzi). Reglementările din noile coduri de proiectare prevăd utilizarea în elementele structurilor proiectate în zone seismice a unor oțeluri cu rezistențe sporite, cum este marca S500. În ceea ce privește armarea transversală a grinzilor, după noile prevederi, rezultă o îndesire a etrierilor pe lungimea zonelor critice de la extremitățile grinzilor ( $\phi 8/100$  mm), care conduce la sporirea rezistenței la forță tăietoare în aceste zone, unde este posibil să cedeze grinda.

Pentru a evalua influența modificărilor din codurile de proiectare românești asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor, cele cinci modele structurale proiectate seismic și detaliate conform principalelor coduri de proiectare (modelul original Brăila P13-70, modelul derivat Brăila P13-63, modelul derivat Brăila P100-92, modelul derivat Brăila P100-2006 și modelul derivat Brăila P100-2013) vor fi analizate la colaps progresiv conform ghidului american GSA (2003) [1].

## CAPITOLUL 4

### ANALIZA LA COLAPS PROGRESIV A MODELELOR STRUCTURALE CONFORM GHIDULUI GSA (2003)

#### 4.1. Metoda de analiză utilizată

Pentru analiza la colaps progresiv a modelelor structurale, alcătuite în finalul capitolului 3 al tezei, se utilizează *Metoda Căii Alternative* recomandată de ghidul american GSA (2003) [1]. Metoda este prezentată detaliat în subcapitolul 2.2.2. și presupune efectuarea unor analize statice liniare, statice neliniare sau dinamice neliniare în vederea determinării potențialului de colaps progresiv al structurilor. În continuare sunt descrise procedeele de analiză utilizate:

#### 4.1.1. Procedeele de analiză static liniar (LSP)

Conform ghidului GSA (2003) [1] procedeul LSP constă în parcurgerea următorilor pași:

➤ *Pasul 1:*

- se avariază modelul structural prin îndepărtarea unui stâlp de la primul nivel, pentru fiecare din cele patru scenarii:
  - Cazul  $C_1$  – se îndepărtează un stâlp exterior situat aproape de mijlocul laturii scurte a clădirii;
  - Cazul  $C_2$  – se îndepărtează un stâlp exterior situat aproape de mijlocul laturii lungi a clădirii;
  - Cazul  $C_3$  – se îndepărtează un stâlp de colț din clădire;
  - Cazul  $C_4$  – se îndepărtează un stâlp interior din clădire.
- asupra modelului structural avariat se aplică combinația de încărcări gravitaționale:

$$G_s = 2(P + 0.25U) \quad (4.1)$$

În care:  $G_s$  – încărcările gravitaționale corespunzătoare analizelor statice;

$P$  – încărcările permanente;

$U$  – încărcările utile.

➤ *Pasul 2:*

- se determină valorile raportului DCR pentru fiecare element structural, cu relația:

$$DCR = Q_{UD}/Q_{CE} \quad (4.2)$$

În care:  $Q_{UD}$  – efortul, în termeni de moment încovoietor și forță tăietoare în elementul structurii avariate (obținut în urma analizei statice liniare efectuate la pasul 1);

$Q_{CE}$  – capacitatea ultimă de rezistență a elementului, în termeni de moment încovoietor și forță tăietoare, calculată cu rezistențele caracteristice ale materialelor înmulțite cu un factor de creștere (1.25 pentru structurile din beton armat).

- se verifică dacă valorile raportului DCR depășesc limitele maxime:  $DCR_{max} = 2.00$  la moment încovoietor [1] și  $DCR_{max} = 1.00$  la forță tăietoare [16], [26];
- elementele în ale căror secțiuni s-au obținut valori ale raportului DCR peste aceste limite se consideră a fi cedate. Mai mult decât atât, dacă valorile DCR la încovoiere în secțiunile de la ambele capete ale grinzii și la mijlocul deschiderii acesteia sunt depășite, adică se formează un mecanism de cedare prin trei articulație, de asemenea elementul se consideră cedat;
- elementele cedate trebuie îndepărtate din modelul structural, iar toate încărcările permanente și utile asociate acestora vor fi redistribuite elementelor din deschiderile adiacente.
- *Pasul 3:*
- în secțiunile elementelor în care raportul DCR la încovoiere depășește valoarea maximă (2.00) se introduc articulații plastice. Articulația plastică este localizată la capetele grinzilor la o distanță „d” egală cu jumătate din înălțimea grinzii ( $d = h_{gr}/2$ ), măsurată de la fața stâlpului cu care intră în contact.
- *Pasul 4:*
- pe ambele fețe ale articulației plastice, introduse la pasul 3, se aplică momente egale și de semne contrare. Valoarea momentelor trebuie să fie egală cu capacitatea de rezistență la încovoiere a grinzii, iar direcția lor trebuie să fie în concordanță cu direcția momentelor obținute din analiza statică liniară, care s-a efectuat la pasul 1.
- *Pasul 5:*
- se repetă pașii de la 1 la 4, iar procesul continuă până când nici o valoare a raportului DCR nu depășește limita maximă (2.00);
- dacă momentele au fost redistribuite pe întreaga structură și mai există valori ale raportului DCR care depășesc limita maximă în zonele din afara regiunii admise de colaps, atunci se va considera că structura are un *potențial ridicat de colaps progresiv*.

#### 4.1.2. Procedeele de analiză static neliniară (NSP)

Procedeele de analiză NSP constă în parcurgerea următorilor pași:

- *Pasul 1:* similar procedeele de analiză LSP, se avariază structura prin îndepărtarea unui stâlp de la primul nivel;
- *Pasul 2:* se definesc curbele de material pentru oțel și beton (diagramele  $\sigma$ - $\epsilon$ ) corespunzătoare analizelor neliniare;
- *Pasul 3:* se definește modelul articulației plastice (figura 4.3 ) și se introduc aceste articulații plastice în secțiunile de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului considerat cedat, la o distanță  $d = h_{gr}/4$ , măsurată de la fața stâlpului. Lungimea articulației plastice fiind  $l_p = h_{gr}/2$ , valoare recomandată de Paulay și Priestley [157], adoptată în analizele sale de Sasani et al. [82], [85], [83];
- *Pasul 4:* se aplică, în mai mulți pași, pe structură combinația de încărcări gravitaționale corespunzător analizei statice, dată de ecuația 4.1;
- *Pasul 5:* se verifică rotirile în articulațiile plastice introduse la pasul 3. Conform ghidului GSA (2003) [1] valoarea maximă a rotirii în articulația plastică este de 0.035

rad pentru structurile de tip cadre din beton armat, iar pentru elementele de tip grindă din beton armat de 0.105 rad.

#### 4.1.3. Procedeeul de analiză dinamic neliniar (NDP)

Procedeeul de analiză NDP constă în parcurgerea următorilor pași:

- *Pasul 1:* se alcătuiește modelul structural (neavariat), pe care se aplică combinația de încărcări gravitaționale corespunzătoare analizelor dinamice:

$$G_d = P + 0.25U \quad (4.3)$$

În care:  $G_d$  – încărcările gravitaționale corespunzătoare analizelor dinamice;

$P$  – încărcările permanente;

$U$  – încărcările utile.

- *Pasul 2:* se determină eforturile corespunzătoare combinației de încărcări aplicate la pasul 1, în nodul de deasupra stâlpului care urmează să se îndepărteze din structură, pentru fiecare din cele patru cazuri de avarie:  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  și  $C_4$ ;
- *Pasul 3:* se alcătuiește structura avariata prin îndepărtarea stâlpului de la primul nivel corespunzător fiecărui caz de avarie;
- *Pasul 4:* în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat se introduc reacțiunile egale cu eforturile determinate la pasul 2;
- *Pasul 5:* similar cu procedeeul de analiză NSP se definesc curbele de material și modelul articulației plastice, iar articulațiile plastice se introduc în aceleași secțiuni de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat;
- *Pasul 6:* se definește o funcție de timp („time history”), prin intermediul căreia se stabilește intervalul de timp în care se îndepărtează din structură stâlpul (prin reacțiunile introduse la pasul 4):  $t_r = 0.005$  s. Conform ghidurilor GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15], această valoare trebuie să fie mai mică decât 1/10 din perioada asociată modului de răspuns al structurii pentru mișcarea pe verticală a deschiderilor de deasupra stâlpului îndepărtat;
- *Pasul 7:* se definește cazul de analiză dinamic neliniar, prin care se îndepărtează stâlpul din structură instantaneu, conform funcției definite la pasul 6, într-un interval de timp  $t_r = 0.005$  s. În cadrul analizelor dinamice neliniare se utilizează o fracțiune din amortizarea critică de  $\xi = 0.05$ , similar cu Sasani et al. [83], [84].
- *Pasul 8:* se evaluează răspunsul structurii privind valoarea rotirilor în articulațiile plastice, precum și deplasarea maximă a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, determinată într-un interval de timp  $t = 3$  s.

## 4.2. Modelul avariat Brăila P13-70 (structura originală)

### 4.2.1. Alcătuirea modelului numeric

Modelul numeric este alcătuit pe baza următoarelor ipoteze de calcul:

#### 1. Ipoteze privind modelarea structurii

Pornind de la modelul proiectat al structurii Brăila P13-70 (descriș la punctul 3.3.1), se alcătuieste modelul avariat al structurii de 13 niveluri în programul SAP2000. În ceea ce privește modelarea componentelor structurale (stâlpi și grinzi) se vor utiliza elemente de tip bară. Pentru a lua în considerare efectul plăcii, grinzile se consideră de secțiune T și L. Conform codului american ACI 318-11 [133], porțiunea de placă care se ia în considerare prin grinda de secțiune T este egală cu cea mai mică valoare dintre: proiecția grinzii pe placă și de patru ori grosimea plăcii, după cum se poate vedea în figura 4.1.

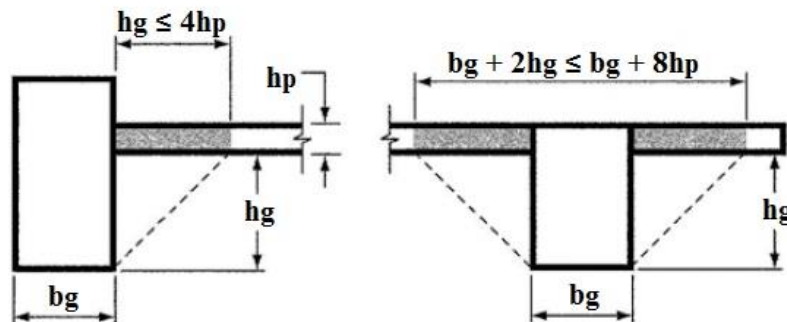


Figura 4.1 Lățimea activă de placă în cazul grinzilor T sau L, conform ACI 318-11 [133]

Datorită faptului că structura reală de 13 niveluri din Brăila este alcătuită din grinzi ale căror dimensiuni variază pe înălțimea clădirii (Tab. 3.16), se consideră aceeași lungime pentru porțiunea de placă de o parte și de alta a grinzii, egală cu de patru ori grosimea plăcii. Grosimea plăcii este egală cu 15 cm și este constantă la toate nivelurile structurii. Astfel, lungimea de placă considerată în cazul grinzilor de secțiune T sau L este de 60 cm de o parte și de alta a grinzii. Similar, Sasani et al. [85], [83], în evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat, consideră grinzile de secțiune T și L cu lungimea aripilor egală cu de patru ori grosimea plăcii de o parte și de alta a grinzii.

#### 2. Ipoteze privind aplicarea încărcărilor

În analiza la colaps progresiv conform ghidului GSA (2003) [1], structura este încărcată cu sarcinile gravitaționale: permanente și utile. În cazul structurii din Brăila, încărcările permanente și utile sunt cele determinate la proiectarea structurii (punctul 3.3.1). Încărcările care acționează pe plăci sunt distribuite la grinzile cadrelor. De asemenea, în model se definesc și încărcările permanente din greutatea pereților de închidere din zidărie de BCA, care acționează pe grinzile exterioare.

#### 3. Ipoteze privind definirea materialelor

Materialele utilizate în modelul avariat Brăila P13-70 sunt: beton marca B250 și oțel de tip PC52 în cazul armăturilor longitudinale, respectiv OB38 în cazul armăturilor transversale. Caracteristicile materialelor sunt prezentate în tabelul 3.17 din cadrul capitolului 3 al tezei.

Conform ghidului GSA (2003) [1] în evaluarea capacității de rezistență a elementelor structurale, se recomandă să se lucreze cu rezistențele caracteristice (normate) ale materialelor multiplicată cu un factor de creștere, care în cazul structurilor din beton armat are valoarea 1.25. Astfel, în analiza la colaps progresiv a modelului structural Brăila P13-70 se utilizează următoarele valori:

- rezistența caracteristică la compresiune a betonului:  $1.25 \cdot R_i^n = 27.5 \text{ N/mm}^2$ ;
- limita de curgere a oțelului PC52:  $1.25 \cdot R_a^n = 425 \text{ N/mm}^2$ ;
- limita de curgere a oțelului OB38:  $1.25 \cdot R_a^n = 325 \text{ N/mm}^2$ .

În cazul analizelor neliniare statice sau dinamice se definesc în programul de calcul SAP2000 curbele caracteristice (diagramele  $\sigma$ - $\epsilon$ ) ale materialelor, care pentru modelul avariat Brăila P13-70 sunt prezentate în figura 4.2.

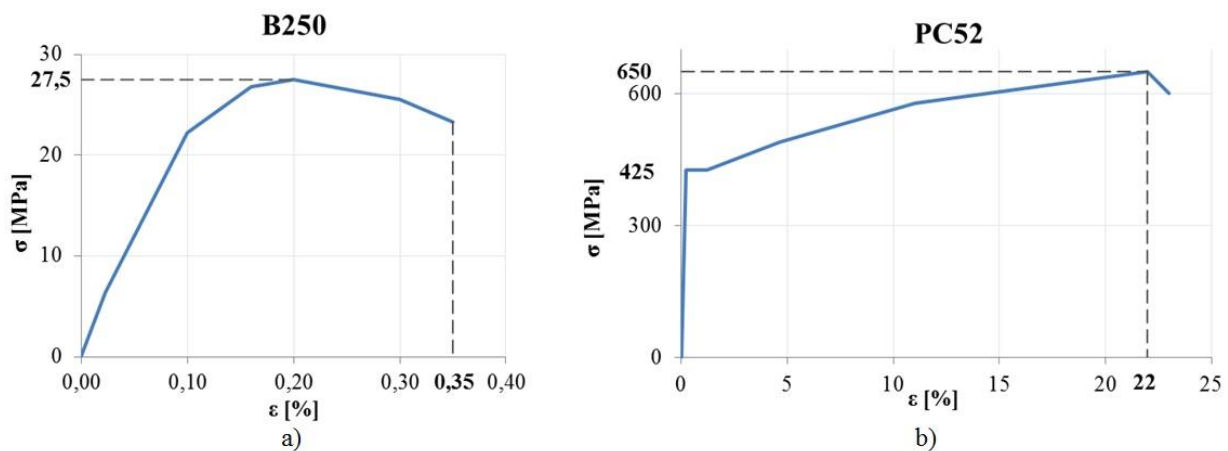


Figura 4.2 Diagramele  $\sigma$ - $\epsilon$ : a) beton B250 și b) oțel PC52

Valoarea deformației specifice ultime la compresiune a betonului B250 ( $\epsilon_{cu} = 3.5\%$ ), a rezistenței de rupere a oțelurilor PC52 ( $\sigma_r = 520 \text{ MPa}$ ) și OB38 ( $\sigma_r = 370 \text{ MPa}$ ), precum și a deformațiilor caracteristice la forța maximă ale oțelurilor PC52 ( $\epsilon_{uk} = 22\%$ ) și OB38 ( $\epsilon_{uk} = 26\%$ ), sunt preluate din lucrarea „Proiectarea betonului armat” (1975) [158]. Aceste valori sunt corespunzătoare rezistențelor normate și de calcul utilizate la proiectarea structurii.

#### 4. Ipoteze privind modelul articulației plastice utilizat în cadrul analizelor neliniare

În analizele neliniare statice și dinamice, efectuate cu ajutorul programului SAP2000, se utilizează articulația plastică de tip  $M_3$  ( $M-\theta_p$ ). Modelul articulației plastice, prezentat în figura 4.3 este preluat din codul american ASCE 41-06 [141] cu unele modificări corespunzătoare analizelor la colaps progresiv conform ghidurilor GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15]. Panta zonei plastice (dintre punctele B și C) se consideră ca fiind un procent mic, între 0% și 10%, din panta corespunzătoare zonei elastice (dintre punctele A și B). Ordonata punctului C reprezintă capacitatea de rezistență a elementului, iar abscisa reprezintă rotirea maximă, care conform ghidului GSA (2003) [1] este de 0.035 rad pentru structurile în cadre din beton armat. Conform codului ASCE 41-06 [141], rotirea plastică corespunzătoare nivelului IO (engl. *Immediate Occupancy*) este de 0.005 rad, iar cea corespunzătoare nivelului LS (engl. *Life Safety*) este de 0.01 rad. De asemenea, valoarea raportului de rezistență reziduală (ordonata punctelor D și E) este de 0.2. Pentru punctul E, care reprezintă limita de cedare s-a ales o valoare intermediară pentru rotirea plastică de 0.07 rad, conform ghidului DoD (2009) [15].



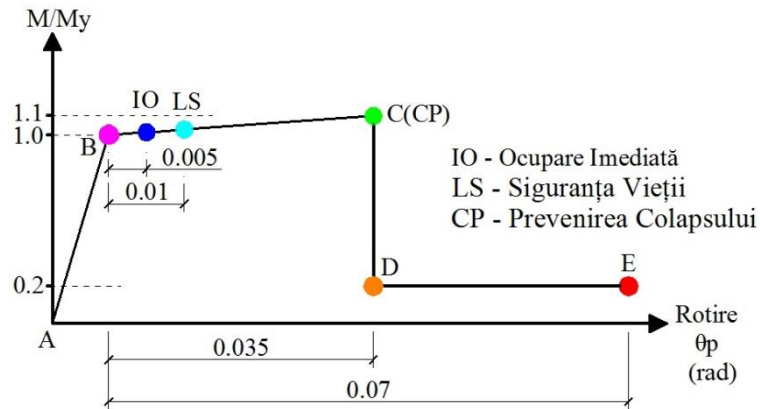


Figura 4.3 Modelul articulației plastice

### 5. Ipoteza privind modul de cedare

Cercetările numerice [16], [26], [29], [31] și experimentale [79], [90], [80], [83], [85] au arătat că, în cazul structurilor în cadre din beton armat, cedarea la încovoiere a grinzilor poate conduce la colapsul progresiv al întregii structuri. Modul de cedare al stâlpilor, în majoritatea studiilor este neglijat. Din acest motiv, se studiază doar modul de cedare al grinzilor. În cadrul analizelor statice liniare se ia în considerare cedarea grinzilor atât la încovoiere, cât și la forță tăietoare. Iar în cazul analizelor neliniare statice și dinamice, datorită modelului articulației plastice de tip  $M_3$  ( $M-\theta_p$ ) și deoarece în programul SAP2000 nu sunt introduși etrierii pe lungimea grinzii, nu se ia în considerare cedarea la forță tăietoare a grinzilor.

Modelul avariata al structurii rezultă prin îndepărtarea unui stâlp de la primul nivel, corespunzător fiecărui caz de avarie prevăzut de ghidul GSA (2003) [1]. În figura 4.4 sunt prezentate cele patru scenarii de tip „stâlp lipsă”, pentru care se vor analiza cele cinci modele structurale proiectate, în vederea determinării potențialului de colaps progresiv al acestora.

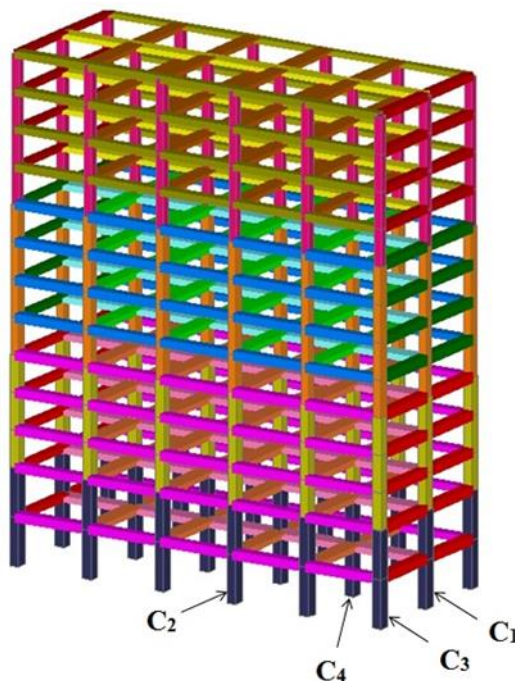


Figura 4.4 Cazurile de avarie analizate pentru modelul structural Brăila de 13 niveluri

#### 4.2.2. Rezultatele analizei statice liniare

În urma aplicării procedurii de analiză static liniar (descriș la punctul 4.1.1), rezultă valorile eforturilor: moment încovoietor și forța tăietoare, obținute încărcând structura avariata cu combinația de sarcini gravitaționale:  $G_S = 2(P+0.25U)$ . Aceste eforturi reprezintă termenul  $Q_{UD}$ , care intervine în expresia de calcul a raportului  $DCR = Q_{UD}/Q_{CE}$ . Termenul de la numitor,  $Q_{CE}$ , se determină evaluând efortul capabil, în termeni de moment încovoietor și forța tăietoare, în secțiunile de la capetele grinzilor.

Conform vechiului STAS 8000-67 [122], forța tăietoare minimă  $Q_{eb}$ , care poate fi preluată numai de beton și etrieri, se determină cu ajutorul relației:

$$Q_{eb} = \sqrt{0.6 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_i \cdot q_e} - A_{et} \cdot R_{at} \quad (4.4)$$

În care:  $b$  – lățimea secțiunii de beton;

$h_0$  – înălțimea utilă a secțiunii de beton;

$R_i$  – rezistența de calcul a betonului la compresiune din încovoiere;

$q_e$  – efortul limită preluat de etrieri pe unitatea de lungime, care se determină cu relația:

$$q_e = \frac{A_{et} \cdot R_{at}}{a} \quad (4.5)$$

Unde:  $A_{et}$  – aria secțiunii transversale a tuturor ramurilor unui etrier;

$R_{at}$  – rezistența de calcul a oțelului corespunzător armăturii transversale, pentru calculul în secțiuni înclinate la forța tăietoare;

$a$  – distanța dintre etrieri.

Conform standardului european SR EN 1992-1-1:2004 [124], la elementele care necesită armătură transversală, calculul se face după *modelul grinzii cu zăbrele*. Acesta se bazează pe ipoteza că ruperea se poate produce fie prin cedarea armăturilor transversale întinse, fie prin zdrobirea betonului din diagonalele comprimate. Astfel, forța tăietoare capabilă a elementelor armate cu etrieri reprezintă cea mai mică valoare dată de relațiile 4.6 și 4.7:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta \quad (4.6)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} \quad (4.7)$$

În care:  $V_{Rd,s}$  – capacitatea portantă a armăturii transversale;

$V_{Rd,max}$  – capacitatea portantă a diagonalei comprimate de beton;

$A_{sw}$  – aria tuturor ramurilor de armătură dintr-un plan transversal;

$f_{ywd}$  – rezistența de calcul a armăturii transversale;

$z$  – brațul de pârghie al forțelor interne, se poate adopta valoarea aproximativă  $z = 0.9d$ ;

$s$  – distanța dintre etrieri;

$b_w$  – lățimea minimă a secțiunii transversale;

$v_1$  – factorul de reducere a rezistenței, care ține seama de fisurarea betonului datorită forței tăietoare. Conform anexei naționale [149] valoarea recomandată pentru  $v_1 = v = 0.6 (1 - \frac{f_{ck}}{250})$ , unde  $f_{ck}$  – valoarea caracteristică a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindri la 28 de zile;

$\alpha_{cw} = 1.00$  pentru betonul armat.

Conform [149] valoarea unghiului  $\theta$  (unghiul dintre biela comprimată și axa grinzii) trebuie să respecte limitele:  $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$  ( $2.5 \geq \text{ctg}\theta \geq 1.0$ ). [159]

Primele metode de calcul a elementelor din beton armat la acțiunea forțelor tăietoare se bazează pe schema grinzii cu zăbrele, considerând că eforturile principale de întindere sunt preluate de armăturile înclinate și etrieri. Ulterior, studiile teoretice și experimentale, au arătat că această schemă are un caracter acoperitor, care în unele cazuri poate deveni exagerat de acoperitor. În prescripțiile mai recente, se utilizează, fie *modelul grinzii cu zăbrele* (cu unele modificări menite să o apropie de comportarea reală), fie *metoda echilibrului limită în secțiunea înclinată*. În cea de-a doua variantă, calculul se face analizând, în proiecție pe normala la axa elementului, echilibrul dintre forța tăietoare la capătul unei secțiuni înclinate și rezultantele eforturilor interioare din betonul zonei comprimate, armături înclinate și etrieri. În vechiul STAS 8000-67 [122], prevederile pentru calculul la forță tăietoare au fost preluate din normele sovietice anterioare, admitându-se că secțiunea înclinată critică corespunde, de regulă, acelei secțiuni care conduce la forța tăietoare minimă preluată de etrieri și betonul zonei comprimate. În perioada 1967-1972, la INCERC, s-au efectuat studii teoretice și experimentale, în care pornindu-se de la schema de bază a echilibrului limită în secțiune înclinată, s-a urmărit îmbunătățirea preciziei calculului, prin luarea în considerare a unor factori neglijați anterior. Astfel, în relația de calcul a capacității de rezistență a etrierilor și a betonului ( $Q_{eb}$ ) apar unele modificări, referitoare la:

- exprimarea forței tăietoare preluată de betonul zonei comprimate în funcție de rezistența la întindere a betonului și nu de rezistența sa la compresiune;
- introducerea influenței cantității de armătură longitudinală;
- introducerea unui factor  $(1 + \frac{Q}{M} h_0)$ , care exprimă într-un mod aproximativ faptul că ruperea se produce în realitate sub efectul unor eforturi principale provocate de acțiunea simultană a momentului încovoietor și a forței tăietoare. [160]

Conform STAS 10107/0-76 [161], relația de calcul a forței tăietoare minime care poate fi preluată de beton și etrieri, devine:

$$Q_{eb} = \sqrt{3.2 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_t \sqrt{p} (1 + \frac{Q}{M} \cdot h_0) \cdot q_e} - A_{et} \cdot R_{at} \quad (4.8)$$

În care:  $b$  – lățimea secțiunii de beton;

$h_0$  – înălțimea utilă a secțiunii de beton;

$R_t$  – rezistența de calcul a betonului la întindere;

$p$  – procentul de armare longitudinală;

$Q, M$  – valorile de calcul ale forței tăietoare, respectiv momentului încovoietor din secțiunea considerată;

$q_e$  – efortul limită preluat de etrieri pe unitatea de lungime, care se determină cu relația 4.5;

$A_{et}$  – aria secțiunii transversale a tuturor ramurilor unui etrier;

$R_{at}$  – rezistența de calcul a oțelului din care este confecționată armătura transversală, pentru calculul în secțiuni înclinate la forță tăietoare.

În lucrarea [110], s-au evidențiat diferențele privind evaluarea capacității la forță tăietoare a unei grinzi din beton, marca B200, cu dimensiunile secțiunii transversale de 30x70 cm, armată cu etrieri  $\phi 8/200$  mm, după mai multe coduri. Astfel, forța tăietoare capabilă calculată conform relației din STAS 10107/0-76 [161] (ecuația 4.8) are valoarea de 174.67 kN, mai mică decât cea calculată conform vechiului STAS 8000-67 [122] (ecuația 4.3) de 240.18 kN. Pentru aceeași grindă s-a determinat forța tăietoare capabilă conform standardului european SR EN 1992-1-1:2004 [124] (ecuația 4.6), rezultând o valoare de 164.70 kN. În concluzie, modificările standardelor privind relația de calcul a capacității la forță tăietoare a elementelor din beton armat conduc la o scădere a valorii acesteia.

Pentru modelul structural Brăila P13-70 s-au determinat valorile momentelor încovoietoare capabile de la partea superioară și inferioară a grinzilor, precum și valoarea forței tăietoare capabile, calculată atât conform vechiului STAS 8000-67 [122], cât și conform actualului standard SR EN 1992-1-1:2004 [124]. În analiza la colaps progresiv eforturile capabile se determină lucrând cu rezistențele normate ale materialelor (tabelul 3.17), multiplicat cu 1.25, conform ghidului GSA (2003) [1]. În calculul momentelor încovoietoare capabile de la partea superioară a grinzilor s-au luat în considerare și armăturile din placă, corespunzător lățimii de placă egală cu  $4h_p = 60$  cm de o parte și de alta a grinzii. În figura 4.5 se poate vedea dispunerea armăturilor într-o secțiune a grinzii de la primul nivel (35x70 cm) a cadrului transversal exterior (secțiune L) și interior (secțiune T).

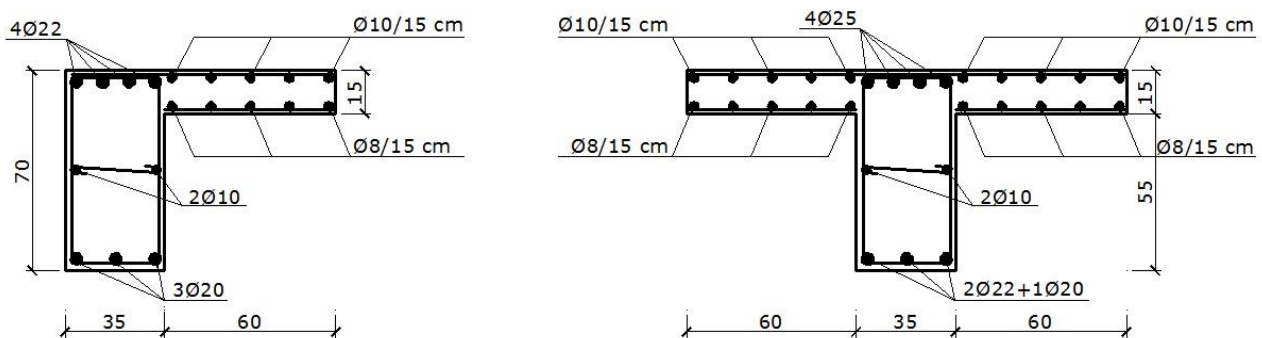


Figura 4.5 Dispunerea armăturilor în grinda de la primul nivel a cadrului transversal a) exterior (secțiune L) și b) interior (secțiune T)

În continuare sunt prezentate rezultatele analizei statice liniare pentru cele patru cazuri de avarie:

➤ Cazul  $C_1$

În urma analizei statice liniare a modelului structural avariabil, rezultă diagramele de moment încovoietor și forță tăietoare pe cele două cadre care conțin stâlpul cedat (cadrul transversal exterior  $CT_1$  și cadrul longitudinal interior  $CL_B$ ), ilustrate în figurile 4.6 și 4.7. Din aceste diagrame se extrag valorile eforturilor (moment încovoietor și forță tăietoare) în secțiunile de la capetele grinzilor, la fața stâlpului cu care acestea intră în contact. Aceste valori reprezentând termenul  $Q_{UD}$ , care raportat la efortul capabil  $Q_{CE}$ , conduce la valorile raportului DCR.

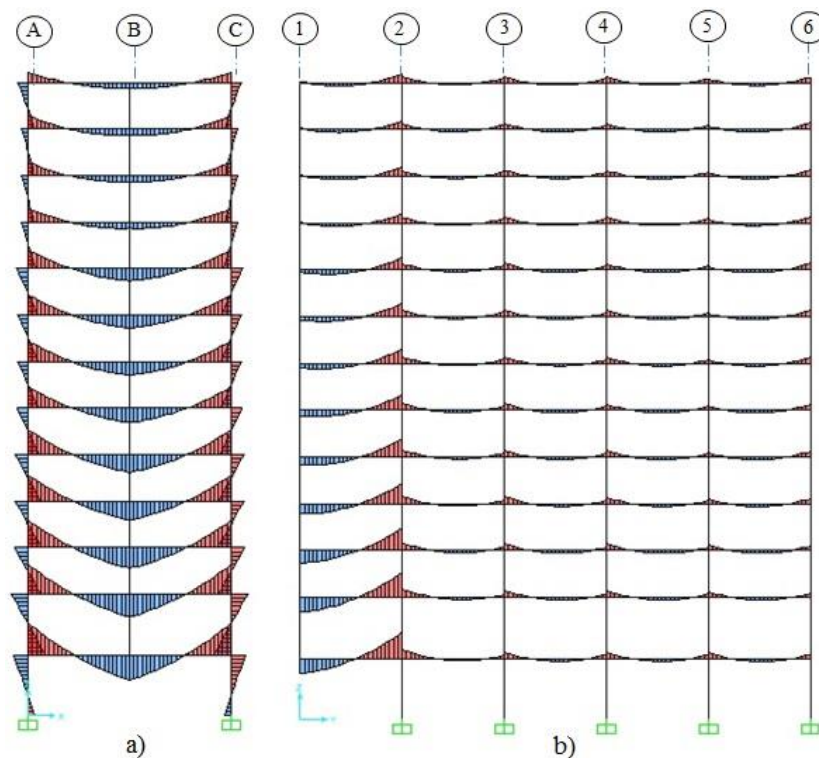


Figura 4.6 Distribuția momentului încovoietor pe structura avariată, corespunzător cazului de avarie C<sub>1</sub>: a) cadru transversal exterior CT<sub>1</sub>, b) cadru longitudinal interior CL<sub>B</sub>

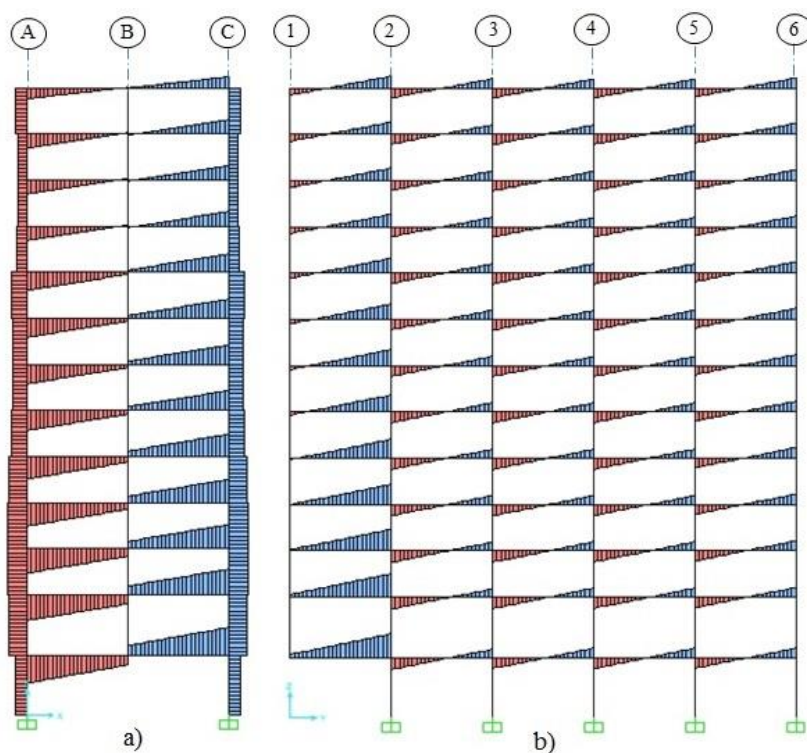


Figura 4.7 Distribuția forței tăietoare pe structura avariată, corespunzător cazului de avarie C<sub>1</sub>: a) cadru transversal exterior CT<sub>1</sub>, b) cadru longitudinal interior CL<sub>B</sub>



În figura 4.8 sunt reprezentate valorile raportului DCR corespunzătoare momentului încovoietor în secțiunile de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat. Se observă că pe cadru transversal marginal CT<sub>1</sub> în secțiunea de la un capăt al grinzilor de la nivelurile 1, 2, 3 și 6, valorile raportului DCR sunt mai mari decât valoarea maximă, admisă conform ghidului GSA (2003) [1] de 2.00.

Conform pasului 3 din procedeul de analiză static liniar (descriș la punctul 4.1.1) în acele secțiuni, situate la distanța  $d = h_{gr}/2$  de la fața stâlpului se introduc articulații plastice pe fețele cărora se aplică momente egale și de semne contrare. În urma analizei au rezultat alte patru secțiuni ale grinzilor cadrului transversal CT<sub>1</sub>, de la nivelurile 4, 5, 7 și 8 în care raportul DCR depășește valoarea 2.00 (admisă). Se reia analiza, iar la a șasea iterație rezultă toate valorile raportului DCR, determinate la capetele grinzilor cadrului transversal marginal CT<sub>1</sub> și longitudinal central CL<sub>B</sub> sub valoarea admisă de 2.00. În figura 4.9 sunt prezentate valorile raportului DCR obținute la a șasea iterație și secțiunile în care au fost introduse articulații plastice.

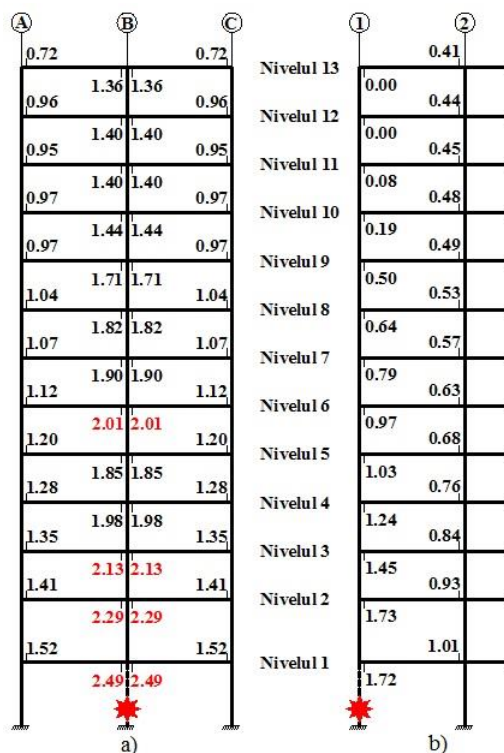


Figura 4.8 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C<sub>1</sub>, prima iterație: a) cadrul transversal CT<sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>B</sub>, pentru modelul avariat Brăila P13-70



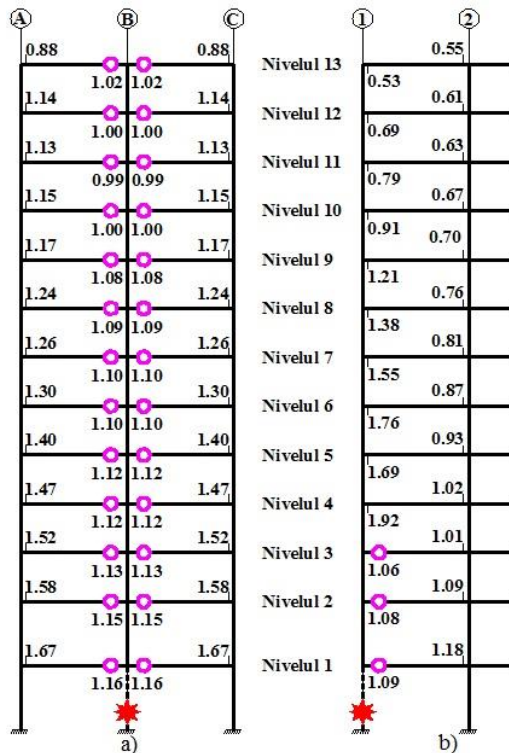


Figura 4.9 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie  $C_1$ , a șasea iterație: a) cadrul transversal  $CT_1$  și b) cadrul longitudinal  $CL_B$ , pentru modelul avariata Brăila P13-70

Valorile raportului DCR la forță tăietoare, determinate în raport cu relația de calcul a forței tăietoare capabile conform vechiului STAS 8000-67 [122] sunt mai mici decât 1.00, în toate secțiunile grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat. Dar, având în vedere că verificarea structurii la colaps progresiv se face în prezent, valorile raportului DCR trebuie calculate în raport cu capacitatea la forță tăietoare determinată conform actualului standard SR EN 1992-1-1:2004 [124]. Astfel, în figura 4.10 sunt prezentate aceste valori, observându-se că în 27 de secțiuni raportul DCR la forță tăietoare este mai mare decât valoarea 1.00, iar în 14 secțiuni chiar mai mare decât valoarea 2.00.

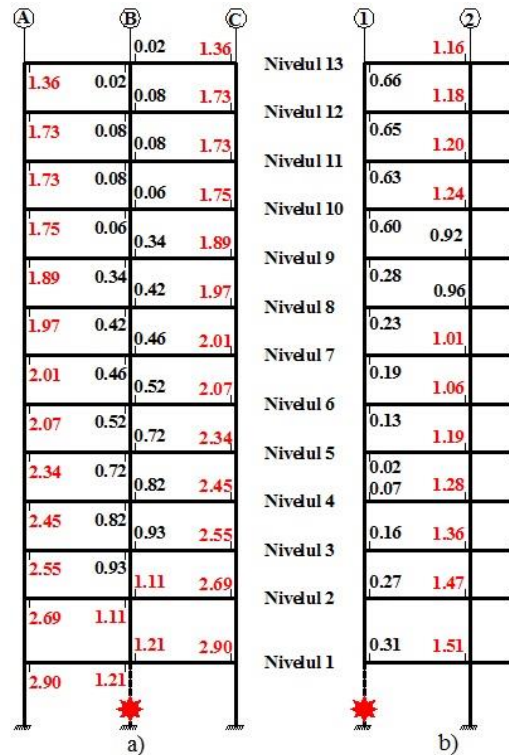


Figura 4.10 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie  $C_1$ : a) cadrul transversal  $CT_1$  și b) cadrul longitudinal  $CL_B$ , pentru modelul avariat Brăila P13-70

➤ Cazul  $C_2$

Același procedeu de analiză static liniară se aplică pentru cazul  $C_2$  de avarie, atunci când un stâlp exterior din apropierea mijlocului laturii lungi a clădirii este îndepărtat din structură. În urma calculului rezultă următoarele valori ale raportului DCR pentru grinzile din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat:

- la momentul încovoietor: valorile raportului DCR variază între 0.08 și 2.72, rezultând că în 10 secțiuni (8 corespunzătoare grinzilor de la primele patru niveluri ale cadrului longitudinal exterior  $CL_A$  și 2 corespunzătoare grinzilor de la primele două nivelurile ale cadrului transversal interior  $CT_3$ ) nu se verifică criteriul de acceptare, corespunzător căruia valorile raportului DCR trebuie să fie mai mici decât 2.00. Astfel, în acele secțiuni s-au introdus articulații plastice reluându-se analiza până când toate valorile raportului DCR sunt mai mici decât 2.00. În figura 4.11 se pot vedea valorile raportului DCR obținute la iterația 4.
- la forță tăietoare: pentru toate grinzile valorile raportului DCR calculat în raport cu capacitatea la forță tăietoare conform actualului standard SR EN 1992-1-1:2004 [124] în majoritatea secțiunilor sunt mai mari decât 1.00, după cum se poate observa în figura 4.12.

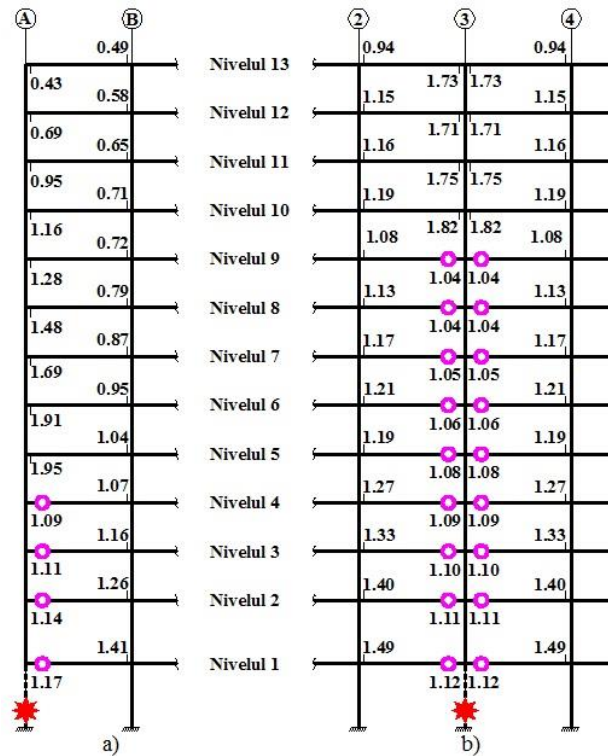


Figura 4.11 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C<sub>2</sub>, a patra iterație: a) cadrul transversal CT<sub>3</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>A</sub>, pentru modelul avariat Brăila P13-70

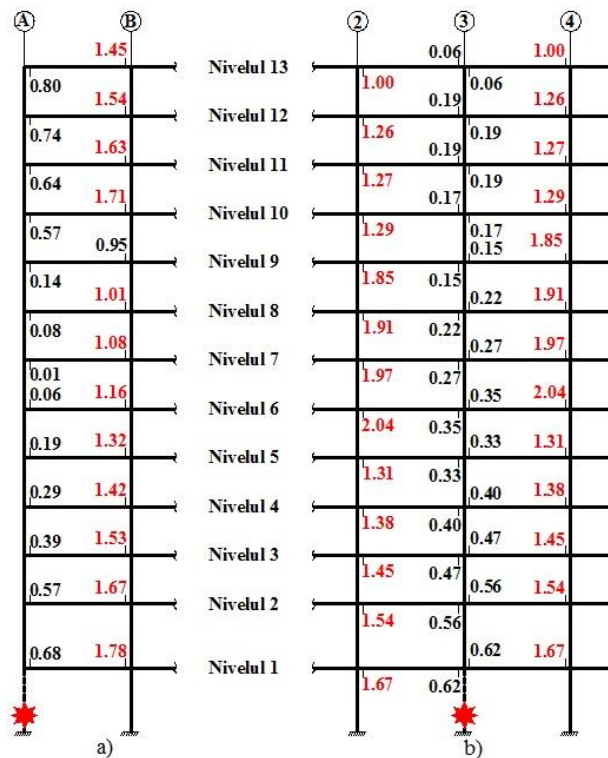


Figura 4.12 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C<sub>2</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>3</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>A</sub>, pentru modelul avariat Brăila P13-70

➤ *Cazul C<sub>3</sub>*

Pentru cazul în care se îndepărtează din structură un stâlp de colț, rezultă următoarele valori ale raportului DCR:

- la moment încovoietor: valorile raportului DCR variază între 0.52 și 2.48. În secțiunile de la capetele grinzilor dinspre stâlpul de colț îndepărtat de la primele două niveluri ale cadrului transversal exterior CT<sub>1</sub> și de la primele patru nivelurile ale cadrului longitudinal exterior CL<sub>A</sub>, valoarea raportului DCR este mai mare decât 2.00. La a cincea iterație au rezultat în toate secțiunile grinzilor valorile raportului DCR sub valoarea maximă prevăzută în ghidul GSA (2003) [1] de 2.00. În figura 4.13 sunt prezentate valorile raportului DCR din ultima iterație, precum și secțiunile în care au fost introduse articulații plastice.
- la forță tăietoare: valorile raportului DCR determinate în raport cu capacitatea la forță tăietoare conform actualului standard SR EN 1992-1-1:2004 [124], variază între 0.07 și 2.86, după cum se pot vedea în figura 4.14.

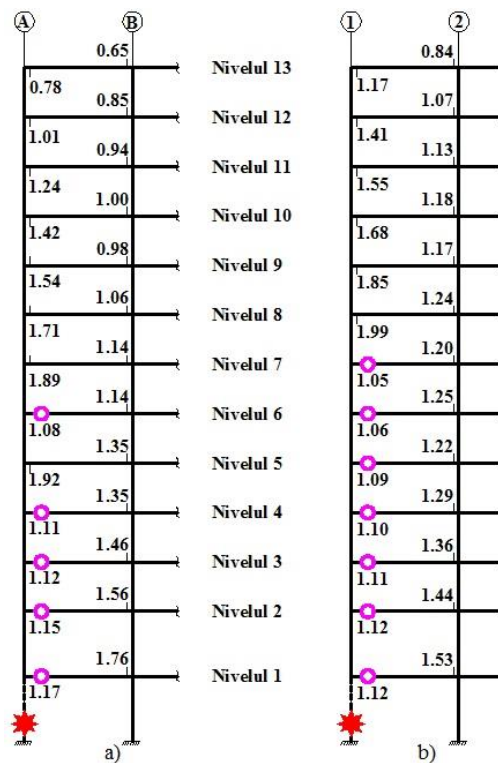


Figura 4.13 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C<sub>3</sub>, a cincea iterație: a) cadrul transversal CT<sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>A</sub>, modelul avariat Brăila P13-70

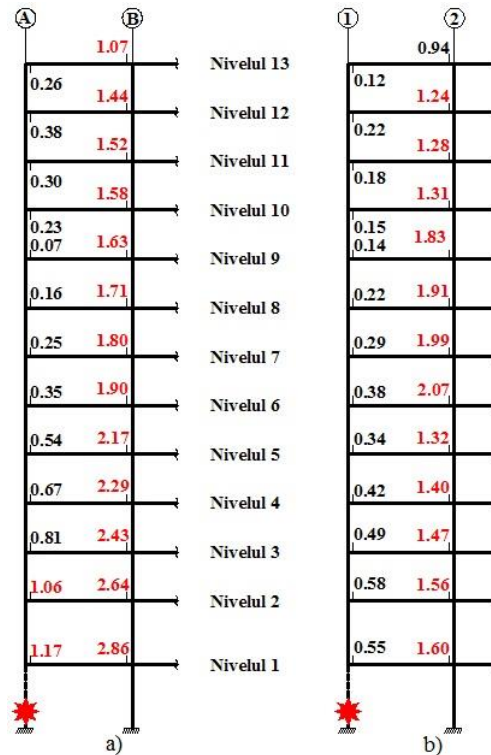


Figura 4.14 Valori raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C<sub>3</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>A</sub>, modelul avariat Brăila P13-70

➤ Cazul C4

În urma analizei statice liniare a structurii avariate, pentru cazul în care un stâlp interior este îndepărtat din structură, rezultă următoarele valori ale raportului DCR:

- la moment încovoietor: valorile raportului DCR variază între 0.49 și 2.74, rezultând că în 13 secțiuni nu se verifică criteriul de acceptare ( $DCR \leq 2.00$ ). La a șaptea iterație valorile raportului DCR în toate grinzile din deschiderile adiacente stâlpului interior îndepărtat sunt mai mici decât valoarea 2.00. În figura 4.15 sunt prezentate aceste valori, atât pentru grinzile cadrului longitudinal interior CL<sub>B</sub>, cât și pentru grinzile cadrului transversal interior CT<sub>2</sub>.
- la forță tăietoare: valoarea maximă a raportului DCR calculată în raport cu capacitatea la forță tăietoare a grinzii conform actualului standard SR EN 1992-1-1:2004 [124] este 2.01, iar toate valorile sunt prezentate în figura 4.16.

În concluzie, rezultatele analizelor statice liniare efectuate asupra structurii de 13 niveluri din Brăila, proiectată în urmă cu 45 de ani conform normativului seismic P13-70 [118], arată că aceasta prezintă *risc redus de colaps progresiv la încovoiere și risc ridicat de colaps progresiv la forță tăietoare*. Pentru a verifica rezultatele obținute aplicând procedeul de analiză static liniar, în continuare se va evalua potențialul de colaps progresiv al structurii efectuând analize neliniare statice și dinamice. Cu ajutorul analizelor neliniare, prin utilizarea articulației plastice de tip M<sub>3</sub>, se ia în considerare doar modul de cedare la încovoiere al grinzilor, nu și la forță tăietoare.

Studii privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton arma

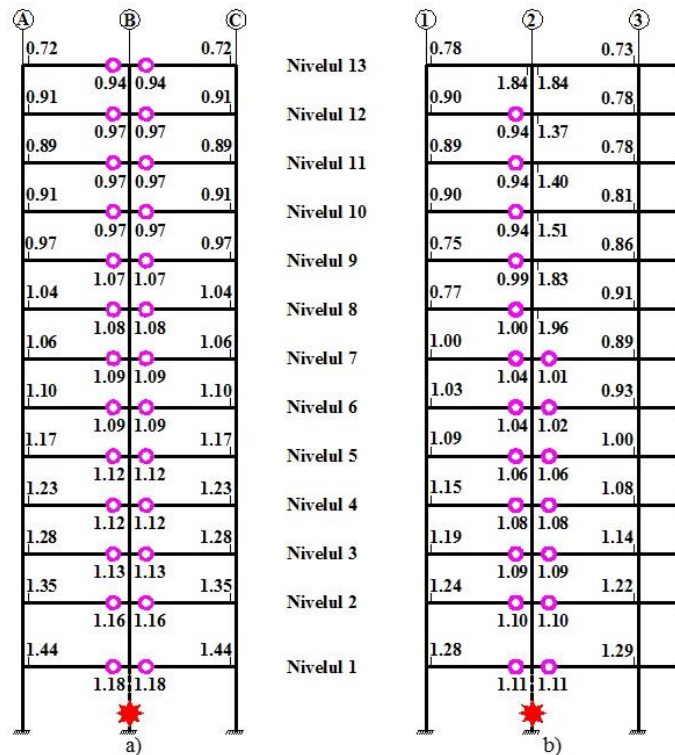


Figura 4.15 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie C<sub>4</sub>, a șaptea iterație: a) cadrul transversal CT<sub>2</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>B</sub>, pentru modelul avariat Brăila P13-70



Figura 4.16 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C<sub>4</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>2</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>B</sub>, pentru modelul avariat Brăila P13-70



#### 4.2.3. Rezultatele analizei statice neliniare

În urma aplicării procedurii de analiză static neliniară (descriș la punctul 4.1.2), se observă apariția articulațiilor plastice în secțiunile de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat din structură. Aceste articulații plastice se formează progresiv (pe măsura aplicării încărcărilor) în secțiunile în care conform analizei statice liniare s-au obținut cele mai mari valori ale raportului DCR. În continuare sunt prezentate rezultatele analizelor pentru cele patru cazuri de avarie:

##### ➤ *Cazul C<sub>1</sub>*

În figura 4.17 sunt ilustrate articulațiile plastice corespunzătoare ultimului pas de aplicare al încărcării (pasul 48). Se observă că s-au format un număr de 50 de articulații plastice pe cadrul transversal exterior CT<sub>1</sub> și 14 pe cadrul longitudinal interior CL<sub>B</sub>. În toate articulațiile plastice rotirile sunt mai mici decât valoare 0.005 rad (corespunzător punctului B din modelul articulației, prezentat în Fig. 4.3 ). Deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de 2.19 cm.

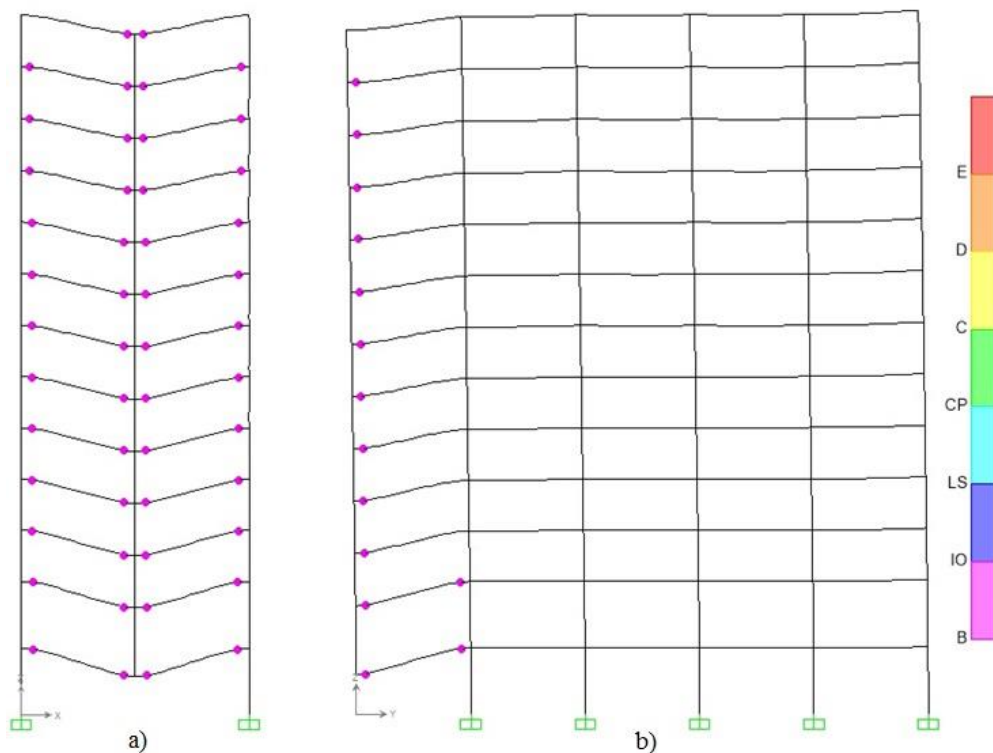


Figura 4.17 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C<sub>1</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>B</sub>, pentru modelul avariat Brăila P13-70

##### ➤ *Cazul C<sub>2</sub>*

În urma îndepărtării unui stâlp exterior din apropierea mijlocului laturii lungi a clădirii, sub combinația de încărcări gravitaționale corespunzătoare analizei statice (ec. 4.1), rezultă formarea unui număr de 66 de articulații plastice. Acestea sunt prezentate în figura 4.18, în care se poate observa că rotirile din articulațiile plastice nu ating valoarea de 0.005 rad. Deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de 2.45 cm.

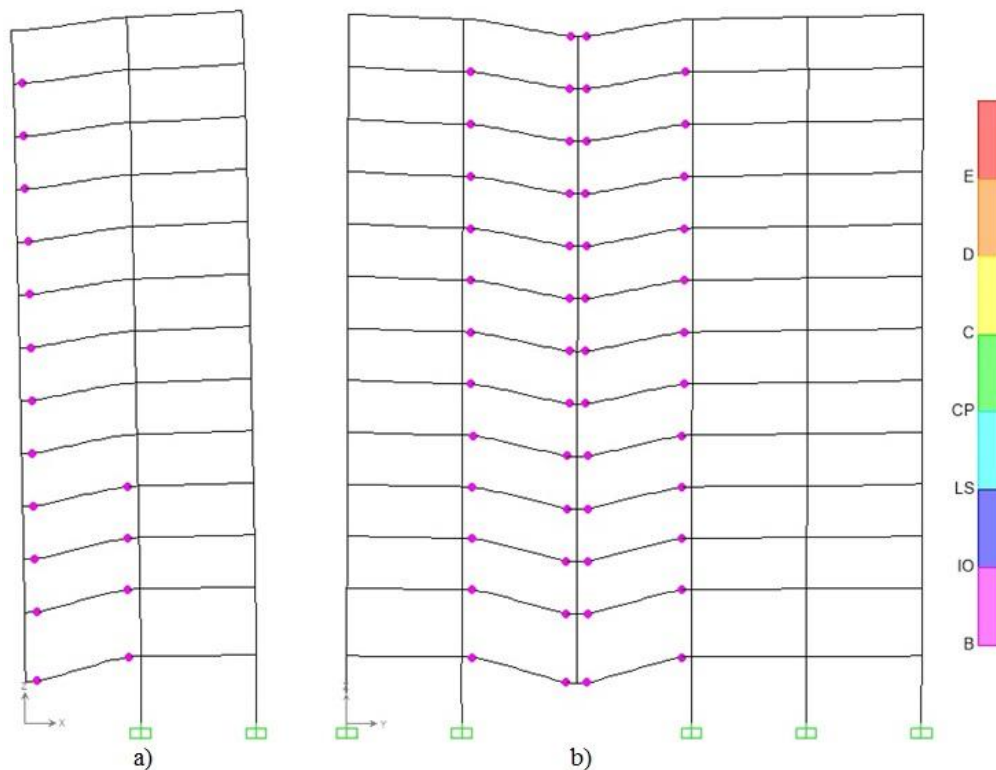


Figura 4.18 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C<sub>2</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>3</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>A</sub>, pentru modelul avariat Brăila P13-70

➤ Cazul C<sub>3</sub>

Pentru cazul de avarie C<sub>3</sub>, atunci când un stâlp de colț este îndepărtat din structură, sub combinația de încărcări gravitaționale dată de ec. 4.1, rezultă apariția articulațiilor plastice prezentată în figura 4.20. Se observă că rotirile din articulațiile plastice au valori mai mari decât în celelalte cazuri de avarie, respectiv un număr de 16 articulații sunt corespunzătoare nivelului IO și 36 corespunzătoare nivelului LS. Deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de 9.80 cm.

➤ Cazul C<sub>4</sub>

Aplicând combinația de încărcări gravitaționale corespunzătoare analizei statice neliniare (ec. 4.1) pentru cazul în care un stâlp interior este îndepărtat din structură rezultă formarea unui număr de 58 de articulații plastice. După cum se poate vedea în figura 4.20 rotirile din toate articulațiile plastice sunt mai mici decât 0.005 rad, valoare corespunzătoare nivelului de siguranță IO. Deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de doar 1.96 cm.

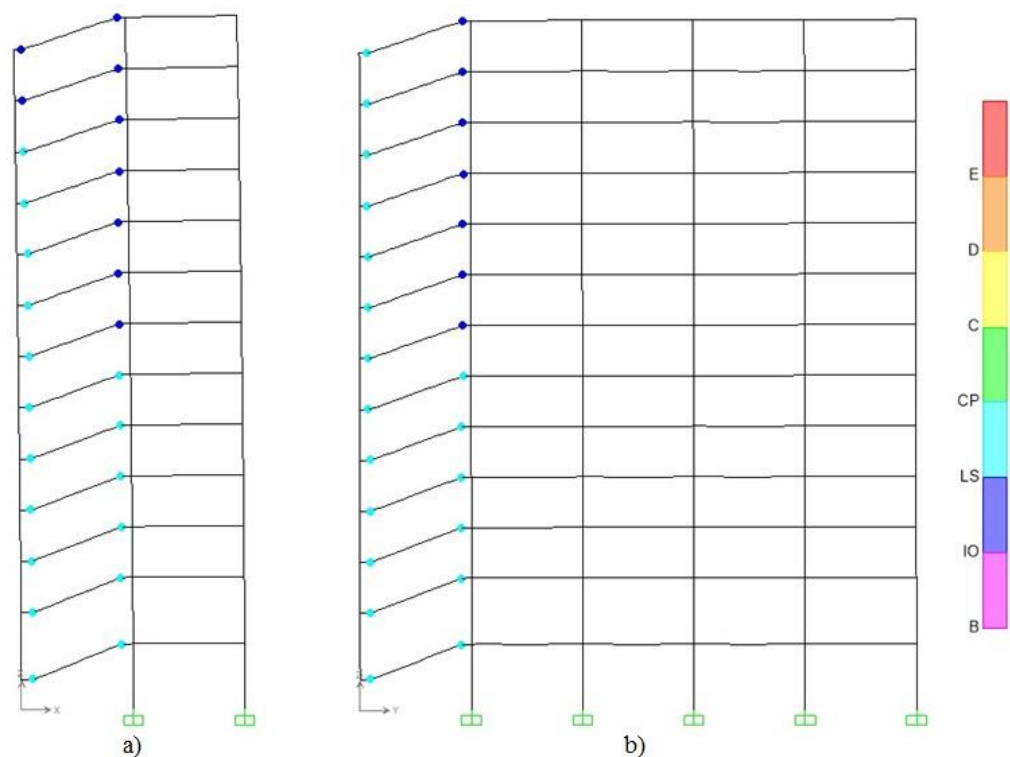


Figura 4.19 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C<sub>3</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>A</sub>, pentru modelul avariata Brăila P13-70

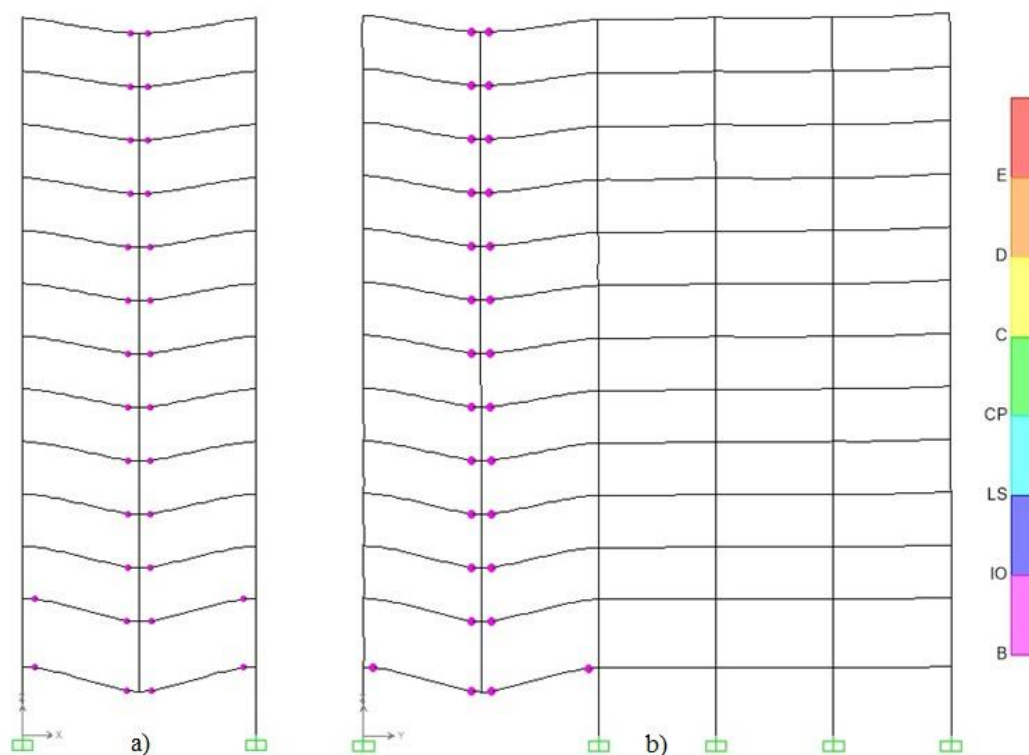


Figura 4.20 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul C<sub>4</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>2</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>B</sub>, pentru modelul avariata Brăila P13-70

Rezultatele analizei statice neliniare confirmă verdictul generat de rezultatele analizei statice liniare privind *riscul redus de colaps progresiv la încovoiere* al clădirii din Brăila proiectată la începutul anilor '70. În continuare rămâne *risc ridicat de colaps progresiv la forță tăietoare* în grinzile structurii. În toate cazurile de avarie, valorile rotirilor din articulațiile plastice sunt mai mici decât valoarea admisă conform ghidului GSA (2003) [1] de 0.035 rad. Mai mult decât atât, în cazurile de avarie C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> și C<sub>4</sub> rotirile din articulațiile plastice formate la capetele grinzilor sunt chiar mai mici decât valoarea de 0.005 rad, corespunzătoare nivelului de siguranță IO. Doar în cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură, atunci când este aplicată întreaga încărcare gravitațională:  $G_s = 2(P + 0.25U)$ , aceste rotiri sunt mai mari, majoritatea atingând valoarea corespunzătoare nivelului de siguranță LS de 0.015 rad.

#### 4.2.4. Rezultatele analizei dinamice neliniare

În urma aplicării procedurii de analiză dinamic neliniar (descrie la punctul 4.1.3), se observă că se formează un număr mult mai redus de articulații plastice, în secțiunile de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat, decât cele formate în urma aplicării încărcărilor statice (ec. 4.1). Acest lucru se datorează combinației de încărcări corespunzătoare analizelor dinamice (ec. 4.3), în care sarcinile gravitaționale nu se mai multiplică cu factorul dinamic egal cu 2.00. De asemenea, valorile rotirilor corespunzătoare articulațiilor plastice în toate cele patru cazuri de avarie sunt mai mici decât 0.005 rad, ceea ce confirmă concluzia rezultată și în urma analizelor statice neliniare: *risc redus de colaps progresiv la încovoiere* al structurii din Brăila proiectată conform vechiului normativ P13-70 [118].

În figura 4.21 este prezentat răspunsul dinamic al structurii, pentru toate cele patru cazuri de avarie (C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub>) studiate, reprezentând variația deplasării pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat într-un interval de timp  $t = 3$  s. Pe abscisă este reprezentat timpul [s], iar pe ordonată deplasarea [m]. Valorile maxime ale deplasărilor pe verticală înregistrate sunt: 1.07 cm pentru cazul C<sub>1</sub>; 1.22 cm pentru cazul C<sub>2</sub>; 1.33 cm pentru cazul C<sub>3</sub> și 1.00 cm pentru cazul C<sub>4</sub>.

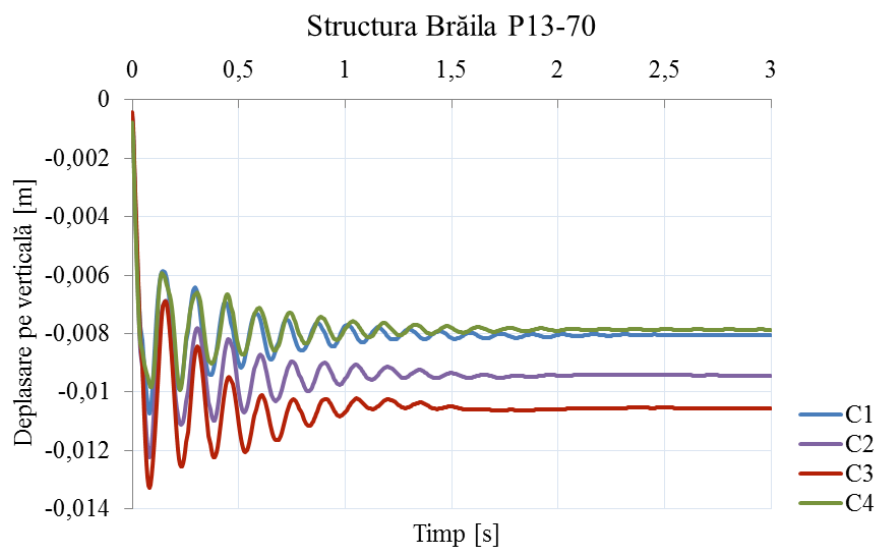


Figura 4.21 Variația în timp a deplasării verticale în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariata Brăila P13-70

În concluzie, rezultatele analizelor statice liniare, statice neliniare și dinamice neliniare, arată că structura din Brăila de 13 niveluri, proiectată conform normativului de seism P13-70 [118], prezintă un *risc redus de colaps progresiv la încovoiere*. Aplicând procedeul de analiză static liniar prin calculul raportului DCR, a rezultat *risc ridicat de colaps progresiv la forță tăietoare*. În cadrul analizelor neliniare statice și dinamice s-a lucrat cu articulații plastice de tip  $M_3$ , astfel încât nu s-a luat în considerare modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor. Doar în capitolul 6 al tezei se vor efectua analize dinamice neliniare pentru același model structural Brăila P13-70, utilizând un program de calcul specializat pe acțiuni extreme, intitulat ELS<sup>®</sup> (engl. *Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures*), în care se va ține cont și de cedarea la forță tăietoare a grinzilor.

### **4.3. Modelul avariat Brăila P13-63**

#### **4.3.1. Alcătuirea modelului numeric**

Modelul avariat Brăila P13-63 este alcătuit pe baza ipotezelor de calcul, simplificatoare, enunțate la punctul 4.2.1, corespunzător modelului avariat Brăila P13-70. Geometria structurii, dimensiunile grinzilor, stâlpilor, precum și valorile încărcărilor gravitaționale (permanente și utile) sunt constante pentru toate modelele avariate. Materialele utilizate în cadrul modelului Brăila P13-63 sunt aceleași ca și în cazul modelului Brăila P13-70: beton marca B250, oțel de tip PC52 pentru armăturile longitudinale și OB38 pentru cele transversale. Curbele caracteristice ale materialelor pentru analizele neliniare fiind prezentate în figura 4.2.

Diferența majoră între modelul Brăila P13-70 și Brăila P13-63 o reprezintă detaliile de armare ale grinzilor, rezultate în urma proiectării seismice a structurilor. După cum s-a arătat în capitolul 3 al tezei, pentru aceeași structura de 13 niveluri din Brăila, forța seismică de bază calculată conform primului normativului seismic P13-63 [117] este mai mare cu aproximativ 35% decât cea determinată conform normativului P13-70 [118]. Astfel, a rezultat o cantitate sporită de armătură longitudinală în grinzile modelului Brăila P13-63.

După cum s-a putut observa în urma analizei modelului avariat Brăila P13-70, rezultatele analizelor dinamice neliniare au confirmat rezultatele obținute cu ajutorul procedeelor statice liniare și neliniare. Din acest motiv, în continuare sunt prezentate doar rezultatele obținute în urma aplicării procedeului de analiză NDP. Mai mult decât atât, colapsul progresiv fiind un eveniment dinamic și neliniar, pentru acuratețea rezultatelor este necesar să se efectueze astfel de analize dinamice neliniare.

#### **4.3.2. Rezultatele analizei dinamice neliniare**

Modelul articulației plastice (de tip  $M_3$ ) utilizat în analiză este prezentat în figura 4.3. În toate cele patru cazuri de avarie studiate, numărul articulațiilor plastice formate în secțiunile de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat este mai mic decât în cazul modelului avariat Brăila P13-70. De asemenea, rotirile corespunzătoare acestor articulații plastice sunt mai mici decât valoarea admisă, conform ghidului GSA (2003) [1] de 0.035 rad.

În concluzie, structura din Brăila de 13 niveluri proiectată conform primului normativ seismic din țara noastră P13-63 [117] prezintă un *risc redus de colaps progresiv la încovoiere*. În figura 4.22 se poate vedea răspunsul dinamic al structurii sub încărcările gravitaționale  $G_d = P + 0.25U$ , atunci când un stâlp de la primul nivel, corespunzător fiecărui caz de avarie ( $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  și  $C_4$ ) este

îndepărtat brusc, într-un interval de timp  $t_r = 0.005$  s. Se observă că pe o durată de timp  $t = 3$  s structura atinge un nou echilibru stabil. Valorile maxime ale deplasărilor pe verticală, înregistrate în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, sunt mai mici decât cele obținute la modelul avariat Brăila P13-70, acestea fiind: 1.02 cm pentru cazul C<sub>1</sub>, 1.17 cm pentru cazul C<sub>2</sub>, 1.28 cm pentru cazul C<sub>3</sub> și 0.95 cm pentru cazul C<sub>4</sub>.

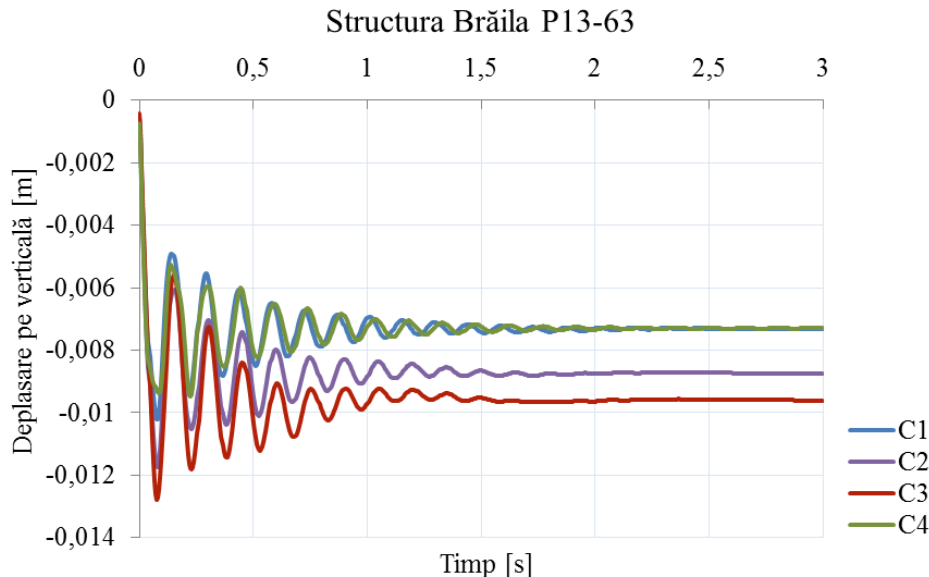


Figura 4.22 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariat Brăila P13-63

#### 4.4. Modelul avariat Brăila P100-92

##### 4.4.1. Alcătuirea modelului numeric

Geometria structurii, valorile încărcărilor gravitaționale, ipotezele de calcul sunt aceleași cu cele definite la modelele avariate prezentate anterior: modelul avariat Brăila P13-63 și modelul avariat Brăila P13-70. Cu privire la materialele utilizate, diferă clasa betonului, care conform STAS 10107/0-90 [123] echivalent cu marca betonului B250 este clasa Bc20, ale cărui caracteristici sunt detaliate în tabelul 3.22. Oțelurile utilizate sunt: PC52 pentru armăturile longitudinale și OB37 pentru cele transversale.

Forța seismică de baza determinată pentru clădirea de 13 niveluri din Brăila, conform prevederilor din normativul P100-92 [21] este mai mare decât cea calculată pe baza prevederilor vechiului normativ P13-63 [117] cu aproximativ 60%. Această creștere semnificativă a forței seismice a condus la prevederea unei cantități sporite de armătură în grinzile structurii din Brăila, proiectate conform normativului seismic P100-92 [21]. În continuare sunt prezentate rezultatele obținute în urma analizei dinamice neliniare a modelului avariat Brăila P100-92, pentru toate cele patru cazuri de avarie, recomandate de ghidul GSA (2003) [1].

##### 4.4.2. Rezultatele analizei dinamice neliniare

Prevederea unei cantități sporite de armătură în grinzi, conduce la o creștere a capacității de rezistență a structurii. Iar în urma îndepărtării instantanee a unui suport vertical, în secțiunile de la



capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat nu se formează articulații plastice. Astfel structura din Brăila proiectată conform normativului seismic P100-92 [21] se comportă în domeniul elastic. Variația în timp a deplasării pe verticală corespunzătoare nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru fiecare din cele patru cazuri de avarie studiate, este prezentată în figura 4.23. Valoarea maximă a deplasării pe verticală este: 1.09 cm pentru cazul C<sub>1</sub>, 1.23 cm pentru cazul C<sub>2</sub>, 1.35 cm pentru cazul C<sub>3</sub> și 1.01 cm pentru cazul C<sub>4</sub>. Se observă că valorile deplasărilor sunt mai mari decât la modelele anterioare Brăila P13-70 și Brăila P13-63, deoarece se utilizează betonul de clasă Bc20, care are modulul de elasticitate  $E_b = 27$  GPa, mai mic decât cel al betonului B250 care este  $E_b = 29$  GPa.

Rezultatele arată că structura din Brăila de 13 niveluri proiectată conform normativului seismic P100-92 [21] prezintă *risc redus de colaps progresiv la încovoiere*, în cazul în care un stâlp de la primul nivel este îndepărtat brusc din structură.

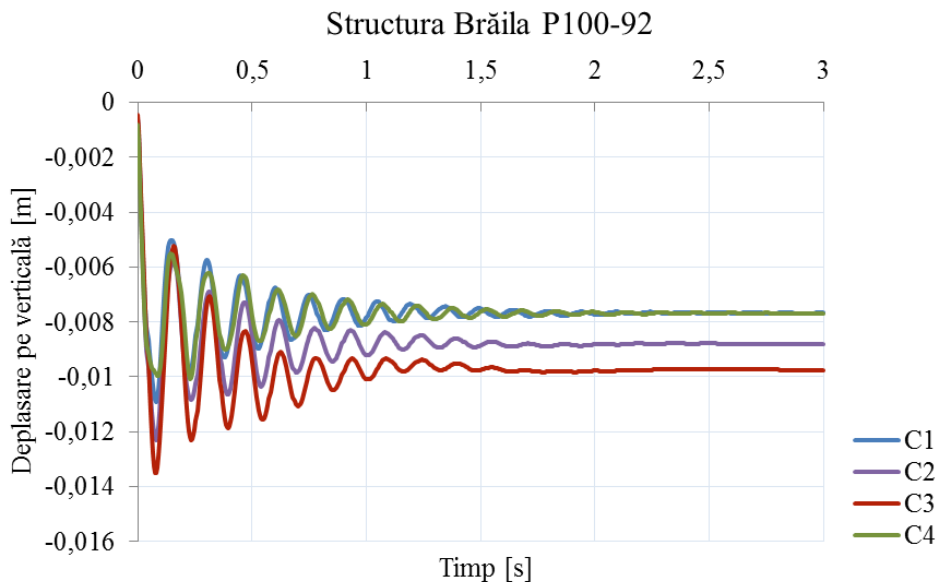


Figura 4.23 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariat Brăila P100-92

## 4.5. Modelul avariat Brăila P100-2006

### 4.5.1. Alcătuirea modelului numeric

O diferență majoră față de modelele definite anterior (Brăila P13-70, Brăila P13-63 și Brăila P100-92), o reprezintă materialele utilizate pentru modelul avariat Brăila P100-2006. Standardul european pentru proiectarea structurilor de beton SR EN 1992-1-1:2004 [124] prevede utilizarea unor noi clase de beton și mărci ale oțelurilor, diferite de cele prevăzute în vechiul STAS 10107/0-90 [123]. Astfel, în analiza la colaps progresiv a structurii din Brăila, proiectată conform codului de seism P100-1/2006 [24] se utilizează: beton clasa C25/30 și oțel marca S500. Caracteristicile materialelor sunt definite în tabelul 3.24, iar curbele caracteristice utilizate în programul de calcul SAP2000 sunt prezentate în figura 4.24. Valorile deformației specifice ultime la compresiune a betonului de clasă C25/30 ( $\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$ ), a rezistenței de rupere a oțelului de tip S500 ( $f_t = 550$

MPa) și deformația caracteristică la forța maximă a oțelului S500, care pentru clasa de ductilitate C trebuie să fie mai mare decât 7.5% ( $\epsilon_{uk} = 15\%$ ), sunt preluate din lucrarea „Proiectarea structurilor de beton după SR EN 1992-1” [159]. În analizele la colaps progresiv conform ghidului GSA (2003) [1] se lucrează cu rezistențele caracteristice ale materialelor multiplicare cu un factor de creștere egal cu 1.25 în cazul structurilor din beton armat. Astfel, rezistența la compresiune a betonului devine  $1.25 \cdot f_{ck} = 31.25 \text{ N/mm}^2$ , iar limita de curgere a oțelului este  $1.25 \cdot f_{yd} = 625 \text{ N/mm}^2$ . Valorile parametrilor care descriu curba de capacitate a oțelului S500 sunt apropiate cu cele obținute de Puskas în teza sa de doctorat [162], în urma încercărilor mecanice efectuate pentru armături cu diametrul de 14 mm din oțel de tip S500, clasa de ductilitate C: limita de curgere de  $614 \text{ N/mm}^2$ , rezistența la rupere de  $669 \text{ N/mm}^2$  și alungirea la rupere de 18.6%.

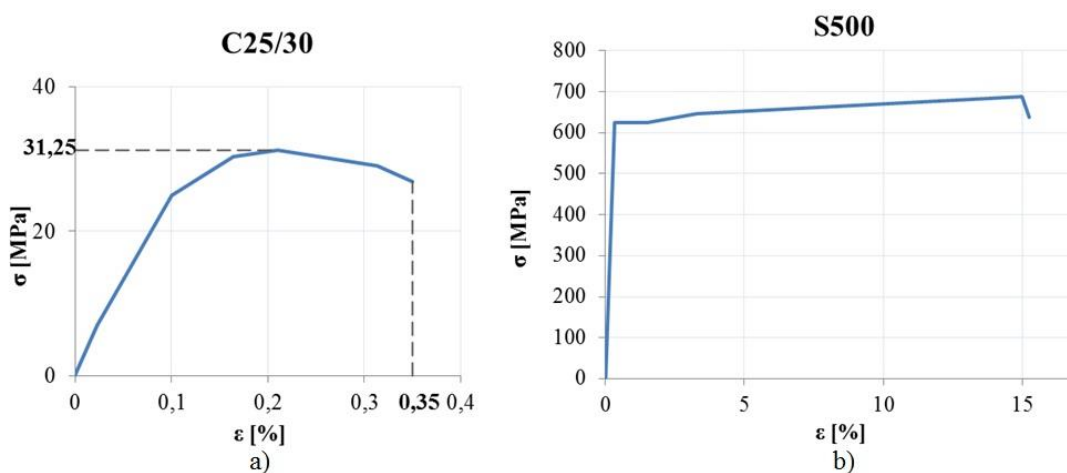


Figura 4.24 Diagramele  $\sigma$ - $\epsilon$ : a) beton C25/30 și b) oțel S500

Conform codului seismic P100-1/2006 [24], forța seismică de bază calculată pentru structura de 13 niveluri din Brăila este mai mare cu aproximativ 7.6% decât cea determinată conform normativului seismic P100-92 [21] pentru aceeași structură. Datorită utilizării oțelului de marcă S500, care are limita de curgere de calcul ( $f_{cd} = 434.78 \text{ N/mm}^2$ ) mai mare decât rezistența de calcul a oțelului de marcă PC52 ( $R_a^* = 300 \text{ N/mm}^2$ ), cantitatea de armătură longitudinală în grinzile structurii rezultată în urma dimensionării este mai mică decât cea prevăzută la modelul Brăila P100-92. Rezultate similare s-au obținut în urma proiectării aceleiași structuri conform standardului european SR EN 1998-1:2004 [119], astfel încât se consideră că structura proiectată conform celor două coduri seismice P100-1/2006 [24] și SR EN 1998-1:2004 [119] are o comportare similară la colaps progresiv. În continuare sunt prezentate rezultatele obținute în urma analizelor dinamice neliniare efectuate pentru structura din Brăila proiectată conform codului seismic P100-1/2006 [24].

#### 4.5.2. Rezultatele analizei dinamice neliniare

Pentru fiecare caz de avarie ( $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  și  $C_4$ ) în urma îndepărtării instantanee a stâlpului de la primul nivel, sub acțiunea încărcărilor corespunzătoare analizelor dinamice:  $G_d = P + 0.25U$ , în unele secțiuni de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat se formează articulații plastice. Rotirile din articulațiile plastice formate sunt mai mici decât valoarea maximă prevăzută de ghidul GSA (2003) [1] de 0.035 rad, chiar și mai mici decât valoarea 0.005 rad

corespunzătoare nivelului de siguranță IO din modelului articulației plastice, prezentat în figura 4.3 Astfel, structura din Brăila proiectată seismic conform codului P100-1/2006 [24] prezintă *risc redus de colaps progresiv la încovoiere* atunci când un stâlp de la primul nivel este îndepărtat din structură într-un interval de timp  $t_r = 0.005$  s.

În figura 4.25 sunt prezentate curbele timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, rezultate în urma analizei dinamice neliniare efectuate pentru fiecare caz de avarie. Valorile deplasărilor maxime înregistrate sunt: 0.96 cm pentru cazul C<sub>1</sub>, 1.09 cm pentru cazul C<sub>2</sub>, 1.19 cm pentru cazul C<sub>3</sub> și 0.89 cm pentru cazul C<sub>4</sub>. Se observă că valorile deplasărilor pe verticală sunt mai mici decât cele obținute la modelele analizate anterior: Brăila P13-70, Brăila P13-63 și Brăila P100-92, datorită utilizării betonului de clasă C25/30, care are modul de elasticitate  $E_b = 31$  GPa, mai mare decât al betonului marca B250 ( $E_b = 29$  GPa) sau al betonului de clasă Bc20 ( $E_b = 27$  GPa).

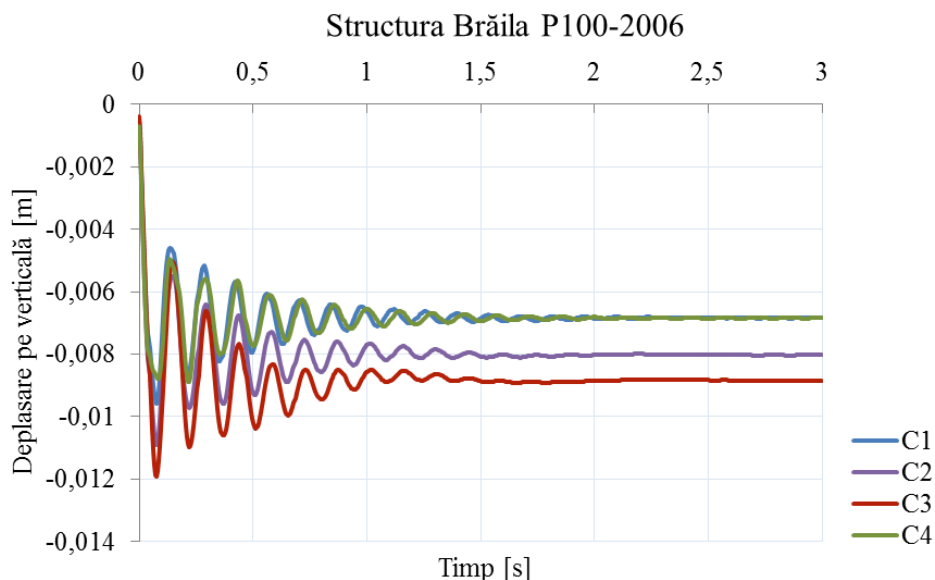


Figura 4.25 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariat Brăila P100-2006

## 4.6. Modelul avariat Brăila P100-2013

### 4.6.1. Alcătuirea modelului numeric

Geometria structurii, încărcările gravitaționale existente pe structură și materialele utilizate sunt aceleași ca și în cazul modelului Brăila P100-2006, analizat anterior. Diferența constă în cantitatea de armătură rezultată în grinzile modelului structural Brăila P100-2013, care este mai mare decât cea rezultată în cazul modelului Brăila P100-2006. Acest lucru se datorează forței seismice de bază calculată conform noilor prevederi din codul P100-1/2013 [120], care este mai mare decât cea determinată pe aceeași structură de 13 niveluri, conform vechiului cod P100-1/2006 [24] cu aproximativ 14%.

Pentru o mai bună comparație a efectului proiectării seismice conform vechiului cod P13-70 [118] și noului cod P100-1/2013 [120] asupra vulnerabilității la colaps progresiv a unei structuri în

cadre din beton armat, pentru modelul Brăila P100-2013 se efectuează toate cele trei tipuri de analize (LSP, NSP, NDP). Iar în final se compară rezultatele cu cele obținute pentru modelul Brăila P13-70.

#### 4.6.2. Rezultatele analizei statice liniare

În urma aplicării procedurii de analiză LSP (detaliat la punctul 4.1.1), în toate cele patru cazuri de avarie, au rezultat valori ale raportului DCR la încovoiere mai mici decât valoarea maximă admisă (2.00) conform ghidului GSA (2003) [1] și la forță tăietoare mai mici decât valoarea 1.00.

În cazul  $C_1$  de avarie, s-au obținut valori maxime ale raportului DCR: 1.51 la încovoiere și 0.43 la forță tăietoare. După cum se poate vedea în figura 4.27, în 22 de secțiuni de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat, dintr-un total de 78, valoarea raportului DCR la încovoiere este mai mare decât 1.00. Iar în figura 4.27 sunt prezentate valorile raportului DCR la forță tăietoare.

Pentru cazul  $C_2$ , în care se îndepărtează din structură un stâlp exterior de la primul nivel situat în apropierea mijlocului laturii lungi a clădirii, rezultă următoarele valori maxime ale raportului DCR: 1.53 la încovoiere și 0.44 la forță tăietoare. La încovoiere în 25 de secțiuni, dintr-un total de 78, s-au obținut valori ale raportului DCR mai mari decât 1.00.

Pentru cazul  $C_3$ , în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură, valorile maxime ale raportului DCR sunt: 1.39 la încovoiere și 0.42 la forță tăietoare. În 15 secțiuni, dintr-un total de 52, de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului de colț considerat cedat, valorile raportului DCR la încovoiere depășesc valoarea 1.00.

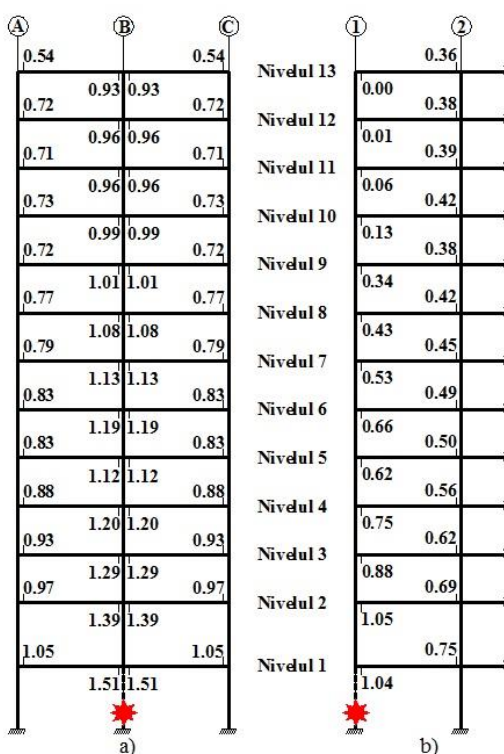


Figura 4.26 Valorile raportului DCR la încovoiere pentru cazul de avarie  $C_1$ : a) cadrul transversal  $CT_1$  și b) cadrul longitudinal  $CL_B$ , modelul avariata Brăila P100-2013

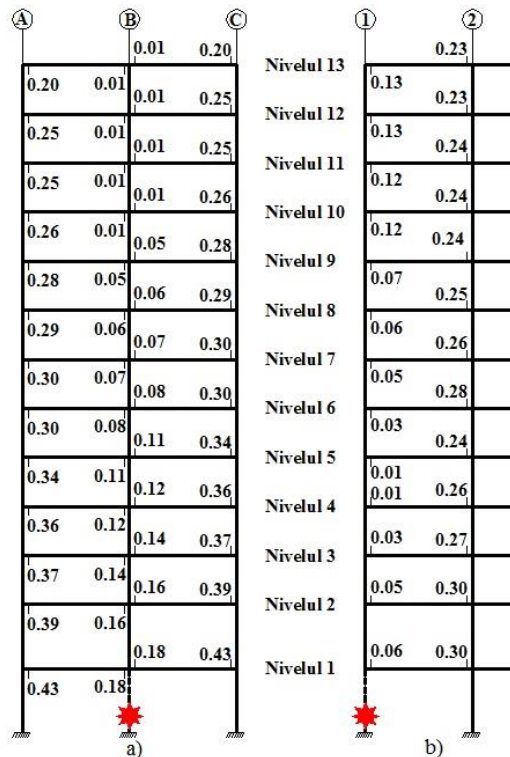


Figura 4.27 Valorile raportului DCR la forță tăietoare pentru cazul de avarie C<sub>1</sub>: a) cadrul transversal CT<sub>1</sub> și b) cadrul longitudinal CL<sub>B</sub>, modelul avariata Brăila P100-2013

Valorile maxime ale raportului DCR obținute pentru cazul C<sub>4</sub>, în urma îndepărtării unui stâlp interior din structură sunt: 1.61 la încovoiere și 0.38 la forță tăietoare. Dintr-un total de 104 de secțiuni de la capetele grinzilor, în 28 dintre ele valorile raportului DCR la încovoiere sunt mai mari decât 1.00.

În concluzie, în urma analizei statice liniare structura de 13 niveluri din Brăila, proiectată conform noului cod seismic P100-1/2013 [120] prezintă *risc redus de colaps progresiv atât la încovoiere, cât și la forță tăietoare*. Spre deosebire de structura originală din Brăila, proiectată în urmă cu 45 de ani, conform normativului seismic P13-70 [118], noua structura se comportă mai bine la colaps progresiv. Valorile raportului DCR obținute pentru structura Brăila P100-2013 fiind mai mici decât cele obținute în urma analizei statice liniare a modelului Brăila P13-70. Mai mult decât atât, conform noilor prevederi de proiectare privind armarea transversală a grinzilor, se evită cedarea la forță tăietoare a acestora, după cum a rezultat și în urma analizei statice liniare la colaps progresiv a modelului structural Brăila P100-2013. Valorile raportului DCR la forță tăietoare sunt mai mici decât 1.00, spre deosebire de cele obținute în cazul modelului Brăila P13-70, care în unele secțiuni ale grinzilor au rezultat chiar și mai mari decât 2.00.

#### 4.6.3. Rezultatele analizei statice neliniare

Analizele neliniare se realizează cu ajutorul programului de calcul SAP2000 utilizând modelul articulației plastice M<sub>3</sub>, prezentat în figura 4.3 Ipotezele privind calculul neliniar sunt aceleași ca și cele prezentat la alcătuirea modelului numeric Brăila P13-70. În urma aplicării procedurii de analiză NSP, prezentat la punctul 4.1.2, rezultă:

- Cazul  $C_1$ : se formează 26 articulații plastice pe cadrul transversal exterior  $CT_1$  și 2 articulații plastice pe cadrul longitudinal interior  $CL_B$ , în care rotirile sunt mai mici decât 0.035 rad, chiar mai mici decât 0.005 rad (Fig. 4.28). Deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat fiind de 1.45 cm.

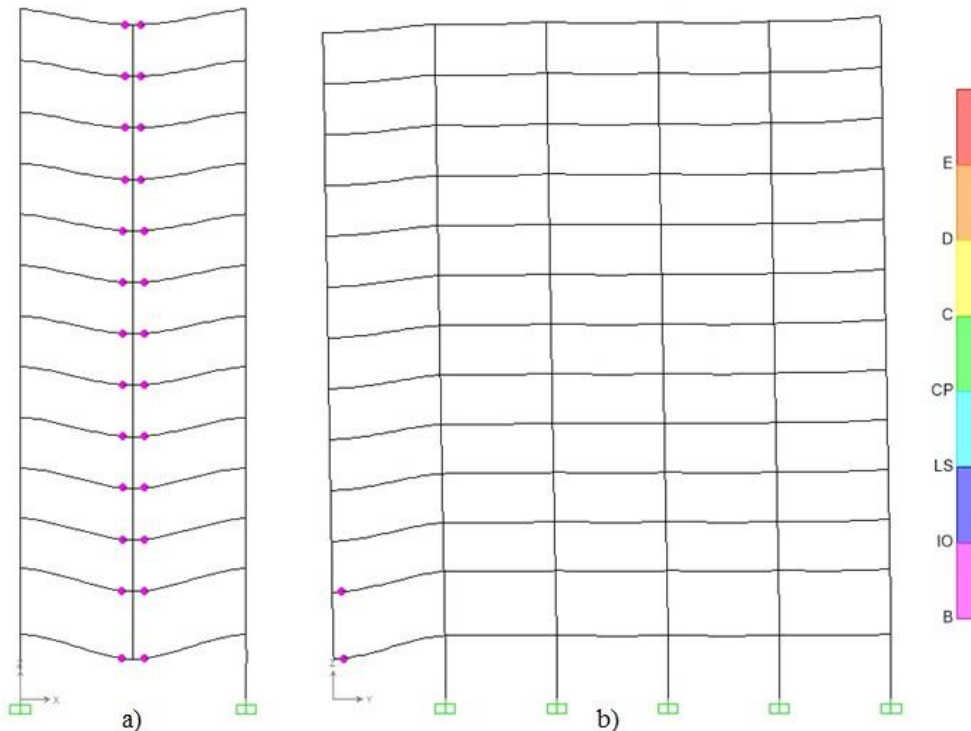


Figura 4.28 Rezultatele analizei statice neliniare privind rotirile în articulațiile plastice, cazul  $C_1$ : a) cadrul transversal  $CT_1$  și b) cadrul longitudinal  $CL_B$ , modelul avariat Brăila P100-2013

- Cazul  $C_2$ : se formează 21 de articulații plastice pe cadrul longitudinal exterior  $CL_A$  și 4 articulații plastice pe cadrul transversal interior  $CT_3$ , în care rotirile sunt mai mici decât 0.005 rad. Deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de 1.68 cm;
- Cazul  $C_3$ : se formează 10 articulații plastice pe cadrul longitudinal exterior  $CT_1$  și 6 articulații plastice pe cadrul longitudinal  $CL_A$ , în care rotirile sunt mai mici decât 0.005 rad. Deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de 1.82 cm;
- Cazul  $C_4$ : rezultă 16 articulații plastice pe cadrul longitudinal interior  $CL_B$  și 24 articulații plastice pe cadrul transversal interior  $CT_2$ , în care rotirile sunt sub valoarea corespunzătoare nivelului de siguranță IO de 0.005 rad. Iar deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de 1.48 cm.

Deoarece rotirile din articulațiile plastice formate la capetele grinzilor, în toate cele patru cazuri de avarie, sunt mai mici decât valoarea maximă prevăzută de ghidul GSA (2003) [1] de 0.035 rad, rezultă că structura din Brăila proiectată conform actualului cod seismic P100-1/2013 [120] prezintă *risc redus de colaps progresiv*. Spre deosebire de structura originală din Brăila proiectată conform vechiului normativ P13-70 [118], se observă că numărul articulațiilor plastice



formate la capetele grinzilor este mai mic, precum și valoarea deplasării pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este mai redusă în cazul structurii proiectate în prezent, conform noilor prevederi.

#### 4.6.4. Rezultatele analizei dinamice neliniare

Rezultatele analizei dinamice neliniare efectuate urmând procedeului de analiză NDP detaliat la punctul 4.1.3, arată că pentru toate cele patru cazuri de avarie structura din Brăila proiectată conform codului seismic P100-1/2013 [120] prezintă *risc redus de colaps progresiv*. Articulațiile plastice formate în secțiunile de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului îndepărtat sunt într-un număr redus:

- 2 pe cadrul transversal exterior  $CT_1$ , corespunzător cazului  $C_1$  de avarie;
- 6 pe cadrul longitudinal exterior  $CL_A$ , corespunzător cazului  $C_2$  de avarie;
- 2 pe cadrul transversal  $CT_1$  și 2 pe cadrul longitudinal  $CL_A$  în cazul  $C_3$ ;
- 2 pe cadrul transversal interior  $CT_2$  și 2 pe cadrul longitudinal interior  $CL_B$  în cazul  $C_4$ .

Rotirile în articulațiile plastice formate fiind mult mai mici decât valoarea maximă de 0.035 rad. În figura 4.29 sunt prezentate curbele timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, rezultate în urma analizei dinamice neliniare pentru fiecare caz de avarie ( $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $C_4$ ). Cele mai mari valori ale deplasărilor pe verticală sunt: 0.95 cm pentru cazul  $C_1$ , 1.07 cm pentru cazul  $C_2$ , 1.18 cm pentru cazul  $C_3$  și 0.88 cm pentru cazul  $C_4$ . Valorile sunt apropiate cu cele obținute pentru modelul avariata Brăila P100-2006, în care s-a utilizat același beton de clasă C25/30 cu modulul de elasticitate  $E_b = 31$  GPa.

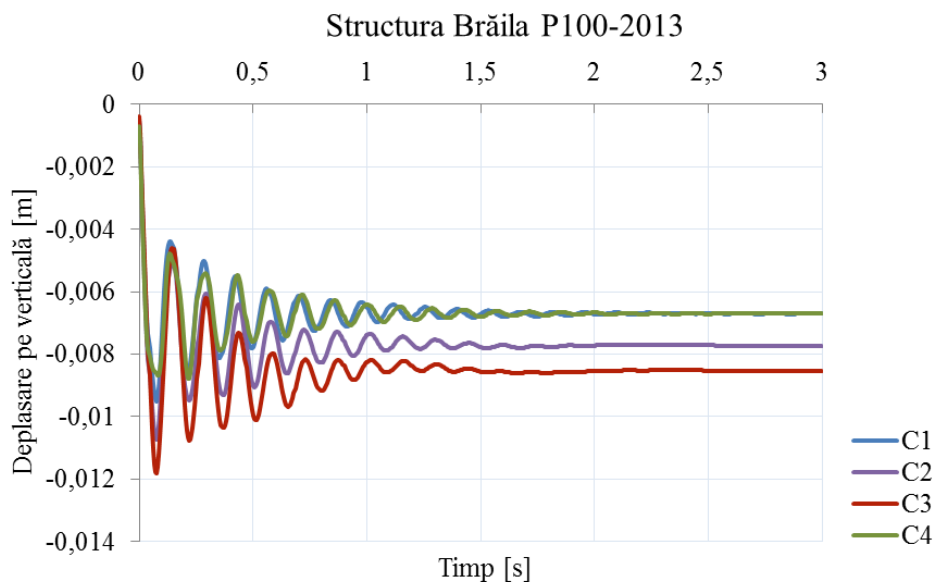


Figura 4.29 Variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, pentru modelul structural avariata Brăila P100-2013

#### 4.7. Concluzii

În vederea evaluării potențialului de colaps progresiv al modelelor structurale proiectate, se adoptă metodologia propusă în ghidul american GSA (2003) [1], care are la bază *Metoda Căii Alternative*. Aceasta presupune efectuarea unor analize statice liniare, statice neliniare și dinamice neliniare pentru cele patru cazuri de avarie, care presupun îndepărtarea din structură a unui stâlp exterior de la primul nivel situat în apropierea mijlocului laturii scurte a clădirii (cazul C<sub>1</sub>), în apropierea mijlocului laturii lungi (cazul C<sub>2</sub>), situat la colțul clădirii (cazul C<sub>3</sub>) și a unui stâlp interior (cazul C<sub>4</sub>).

Modelele avariate sunt alcătuite pe baza unor ipoteze simplificatoare și sunt analizate cu ajutorul programului de calcul SAP2000. În analiză se ia în considerare doar modul de cedare al grinzilor. În total sunt analizate 20 de modele avariate, 4 cazuri de avarie pentru fiecare model structural: Brăila P13-63, Brăila P13-70, Brăila P100-92, Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013. Pentru toate modelele avariate se păstrează constante: geometria structurii, dimensiunile elementelor structurale și valorile sarcinilor gravitaționale (permanente, utile). Ceea ce diferă de la un model structural la altul sunt: caracteristicile materialelor și detaliile de armare, care au rezultat din proiectarea seismică a acestora.

Rezultatele analizelor statice liniare, statice neliniare și dinamice neliniare efectuate pentru modelul avariata Brăila P13-70, care reprezintă structura originală din Brăila, arată că aceasta prezintă risc redus de colaps progresiv la încovoiere și risc ridicat de colaps progresiv la forță tăietoare al grinzilor. În urma aplicării procedurii LSP, valorile raportului DCR la încovoiere, după mai multe iterații, sunt mai mici decât valoarea maximă, admisă (2.00), conform ghidului GSA (2003) [1]. Iar la forță tăietoare, acestea depășesc valoarea 1.00 (în unele secțiuni fiind chiar mai mari decât 2.00), rezultând risc ridicat de colaps progresiv. Risc redus de colaps progresiv la încovoiere a fost confirmat și de rezultatele analizelor neliniare statice și dinamice, pentru care s-a utilizat articulația plastică de tip M<sub>3</sub> (M-θ<sub>p</sub>), cu valorile rotirilor corespunzătoare analizelor la colaps progresiv. Rotirile din articulațiile plastice formate la capetele grinzilor în urma aplicării combinației de încărcări corespunzătoare analizei statice  $G_s = 2(P+0.25U)$ , respectiv dinamice  $G_d = P+0.25U$ , au rezultat mai mici decât valoarea prevăzută de ghidul GSA (2003) [1] de 0.035 rad. În analizele neliniare efectuate în programul de calcul SAP2000, cu ajutorul articulațiilor plastice de tip M<sub>3</sub>, nu s-a luat în considerare modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor. În capitolul 6 al tezei, se va utiliza un program de calcul mai avansat, specializat pe analizele structurilor sub sarcini extreme ELS<sup>®</sup>, în care se modelează și armătura transversală din grinzi.

Deoarece colapsul progresiv este un eveniment dinamic și neliniar, s-au comparate rezultatele analizelor dinamice neliniare efectuate pentru toate cele cinci modele structurale studiate. Cele mai mari valori ale deplasărilor pe verticală, determinate în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, s-au obținut pentru modelul avariata Brăila P100-92, datorită modulului de elasticitate al betonului Bc20 de  $E_b = 27$  GPa, mai mic decât cel al betonului marca B250 (utilizat la modelele Brăila P13-63 și Brăila P13-70) de  $E_b = 29$  GPa sau al betonului de clasă C25/30 (utilizat la modelele Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013), care are  $E_b = 31$  GPa. De asemenea, se observă că sub încărcările gravitaționale recomandate de ghidul GSA (2003) [1], modelul avariata Brăila P100-92 se comportă în domeniul elastic, deoarece în urma analizei dinamice neliniare nu s-a format nici o articulație plastică în secțiunile de la capetele grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului

îndepărtat. La celelalte modele avariate (Brăila P13-63, Brăila P13-70, Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013) formându-se articulații plastice în unele secțiuni de la capetele grinzilor.

Pentru o mai bună evaluare a efectului modificărilor codurilor seismice asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurii în cadre din beton armat de 13 niveluri, se compară rezultatele obținute pentru modelul Brăila P13-70 cu cele obținute pentru modelul Brăila P100-2013. Din acest motiv, pentru modelul avariat Brăila P100-2013 s-au urmat toate cele trei tipuri de procedee de analiză LSP, NSP și NDP. Valorile raportului DCR obținute pentru modelul avariat Brăila P100-2013 la încovoiere sunt mai mici decât valoarea maximă 2.00, iar la forță tăietoare sunt mult mai mici decât 1.00. De asemenea, valorile rotirilor corespunzătoare articulațiilor plastice formate în secțiunile de la capetele grinzilor din modelul avariat Brăila P100-2013 sunt mai mici decât cele rezultate în cazul modelului avariat Brăila P13-70.

În concluzie, rezultatele analizelor arată că structura proiectată conform noilor coduri (P100-1/2013 [120] și SR EN 1992-1-1:2004 [124]) are o comportare mai bună la colaps progresiv decât cea proiectată urmând prevederile din vechile normative (P13-70 [118] și STAS 8000-67 [122]). Astfel, modificările care s-au efectuat de-a lungul timpului privind prevederile de proiectare seismică a structurilor în cadre din beton armat din țara noastră, au condus la o îmbunătățire a capacității de rezistență la colaps progresiv a acestora.

## CAPITOLUL 5

# EVALUAREA ROBUSTEȚII LA COLAPS PROGRESIV A MODELELOR STRUCTURALE – CAZUL STÂLPULUI DE COLȚ (C<sub>3</sub>)

### 5.1. Robustețe, indice de robustețe

Standardul european privind calculul acțiunilor accidentale SR EN 1991-1-7:2007 [5] definește robustețea ca fiind „capacitatea unei structuri de a rezista unor evenimente ca: incendii, explozii, impact sau consecințele unor erori umane, fără a fi afectată într-o măsură disproporționată față de cauza inițială”.

Pentru a reduce riscul de colaps progresiv, care poate fi cauzat de pierderea unui element de rezistență din structură este necesar ca încă din faza de proiectare, structura să fie prevăzută cu un nivel adecvat de ductilitate, redundanță și rezistență. Toate aceste caracteristici conduc la realizarea unor structuri robuste, capabile să limiteze răspândirea avariei inițiale. În metodologia de proiectare a unei structuri robuste este necesar ca: să se asigure căi multiple de transfer a încărcărilor în cazul unei cedări parțiale (cum ar fi pierderea unui element structural de rezistență), să se identifice elementele structurale de care depinde stabilitatea structurii, denumite și elemente „cheie”, a căror pierdere poate conduce la colapsul progresiv al întregii structuri și să se înzestreze acestea cu suficientă rezistență.

Pe durata de viață a unei construcții pot apărea acțiuni excepționale sau accidentale, cum sunt: cutremure majore, incendii, explozii, impact, care nu sunt prevăzute în faza de proiectare a structurii. O structură este robustă dacă este capabilă să reziste la astfel de solicitări la care nu a fost proiectată, adică la forțe ale căror valori sunt mai mari decât cele considerate în calcul. În astfel de situații extreme, materialele sunt solicitate peste limita de elasticitate până la starea limită ultimă, exploatând toate resursele de rezistență, ductilitate și rigiditate ale structurii.

În literatura de specialitate, Formisano et al. [163] implementează două metode de calcul a robusteții structurilor în cadre din oțel. În prima metodă se determină robustețea structurii sub acțiunea sarcinilor seismice excepționale și în a doua metodă sub sarcinile accidentale (explozie, impact etc.), pentru a se determina rezistența structurii la colaps progresiv. Robustețea structurii sub sarcini seismice excepționale este evaluată utilizând o abordare energetică. Metoda este bazată pe determinarea avarilor directe și indirecte suferite de structură sub sarcini seismice excepționale. Avaria indirectă este cea asociată cu pierderea funcționalității și cu cedarea parțială sau totală a structurii. În acest caz, evaluarea vulnerabilității este definită ca relația dintre integritate structurală și robustețe, în sensul că rezerva de rezistență a structurii trebuie să fie exploatată pentru a menține integritatea structurală a acesteia. Astfel, pentru a evita colapsul structural global, avaria directă care rezultă din aplicarea încărcării trebuie prevenită, iar avaria indirectă trebuie limitată. Robustețea pentru diferite situații în care un stâlp este îndepărtat din structură este evaluată prin intermediul unei metode neliniare noi, bazată pe procedeul LHD (engl. *Load History Dependent*). În acest context se definește indicele de robustețe ( $I_r$ ), ca fiind raportul dintre avaria directă și cea totală, care poate avea valori diferite, de la zero (structura nu este robustă) la valori mai mari decât 1.00 (robustețe ridicată).

În teza sa de doctorat, Ioniță (2010) [164] realizează o sinteză cu privire la posibilitățile de abordare, evaluare și cuantificare a robusteții, precum și a elementelor caracteristice care definesc acest concept. Iar în lucrarea [165], autorii definesc indicele de robustețe  $I_r$  ca fiind „raportul dintre energia directă maximă care poate fi absorbită de un sistem structural și energia totală absorbită de structură, care conține atât avaria directă, cât și pe cea indirectă”. În figura 5.1 [165], [163] este definită avaria directă și cea indirectă, pe baza căreia se determină indicele de robustețe cu relația:

$$I_r = \frac{\int_0^{D_{dir,u}} R_d D}{\int_0^{D_{tot}} R_d D} \quad (5.1)$$

În literatura de specialitate, mai mulți autori [163], [164], [165] definesc relația de calcul a indicelui de robustețe în funcție de riscul direct ( $R_D$ ) și cel indirect ( $R_{ID}$ ), care este legat de consecințele directe și indirecte cauzate de acțiunile posibile și stadiile de degradare corespunzătoare:

$$I_r = \frac{R_D}{R_D + R_{ID}} \quad (5.2)$$

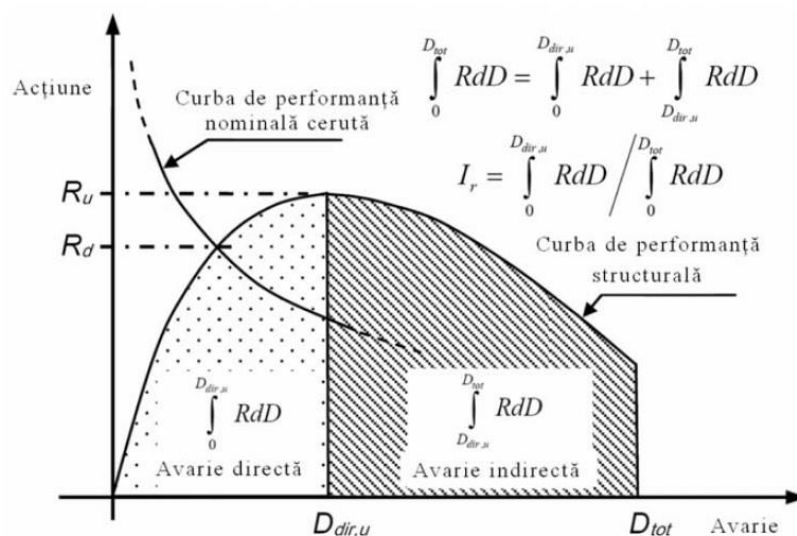


Figura 5.1 Definiția avariei directe și indirecte [165], [163]

În ceea ce privește analiza la colaps progresiv, Menchell în teza sa de doctorat [64] definește noțiunea de indicator de robustețe ca fiind „cel mai mare factor care poate fi aplicat încărcărilor permanente și utile, atunci când acestea acționează static pe structura avariata, din care s-a îndepărtat stâlpul”. Valoarea acestui factor poate fi estimată parcurgând următorii pași:

1. Se îndepărtează un stâlp din model;
2. Se aplică static încărcările permanente și utile, multiplicându-le cu un factor de creștere  $F_r$ ;
3. Atunci când tensiunile nu mai pot fi redistribuite urmând modelul de încărcare,  $F_r$  este robustețea structurii.

Astfel, robustețea se presupune a fi o măsură a rezervei de rezistență a unei structuri, cu privire la încărcările aplicate pe aceasta și pentru un caz specific de îndepărtare a unui stâlp. Dinu et al. [55] evaluează gradul de robustețe al unei structuri majorând artificial încărcările gravitaționale până când se atinge cedarea. Iar prin raportarea încărcării de cedare la încărcarea nominală se poate determina indicele de robustețe ( $\Omega$ ):

$$\text{Indicele de robustețe } (\Omega) = \frac{\text{încărcarea de cedare}}{\text{încărcarea gravitațională nominală}} \quad (5.3)$$

## 5.2. Factorul de amplificare dinamic (DIF)

Comportarea unei clădiri sub încărcări excepționale, datorate cedării bruște a unui stâlp din structură este o problemă de natură dinamică. Prin urmare, pentru a evalua rezistența reală la colaps progresiv a clădirilor este necesar să se efectueze analize dinamice neliniare. Deoarece aceste analize sunt consumatoare de timp și relativ dificil de efectuat în aplicațiile practice de proiectare, se propune o metodă alternativă pentru a estima cu precizie rezistența la colaps progresiv a clădirilor supuse sarcinilor accidentale. După cum se poate vedea în figura 5.2, se consideră că zona de sub curba dinamică forță-deplasare reprezintă energia stocată de structura avariată sub încărcări gravitaționale. S-a demonstrat că această curbă de capacitate este în măsură să aproximeze foarte bine comportarea dinamică și neliniară a clădirilor atunci când datorită acțiunilor accidentale (explozie, impact etc.) un stâlp cedează din structură. Pentru o anumită valoare a deplasării ( $u_d$ ), pe baza principiului conservării energiei,  $P_{cc}(u_d)$  din figura 5.2 reprezintă forța dinamică echivalentă.

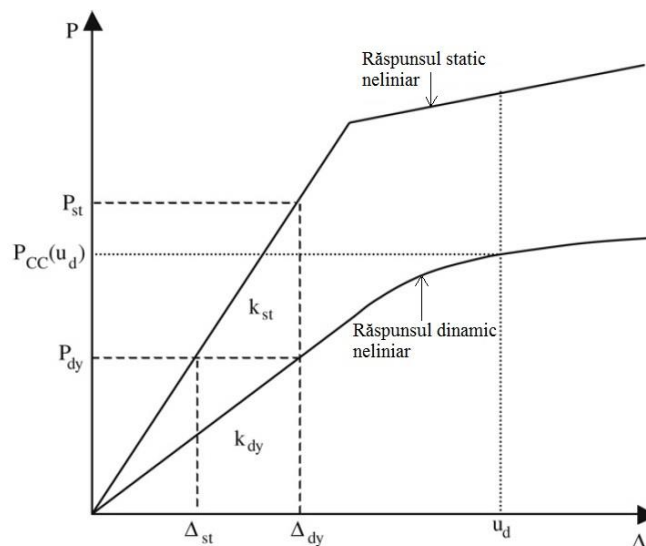


Figura 5.2 Definiția factorului de amplificare dinamic (DIF)

Chiar dacă rezultatele analizelor dinamice neliniare sunt de necontestat, în general se utilizează analize statice fiind relativ mai simple și necesitând o durată de timp mult mai redusă. În aceste cazuri, pentru a lua în considerare efectul dinamic datorat cedării instantanee a stâlpului, încărcările gravitaționale sunt multiplicare cu un factor de creștere dinamic (DIF – engl. *Dynamic*



*Increase Factor*). Factorul DIF este definit ca fiind raportul dintre răspunsul dinamic în deplasări ( $\Delta_{dy}$ ) al unui sistem elastic cu un grad de libertate și răspunsul static în deplasări ( $\Delta_{st}$ ), sub aceeași valoare a încărcării  $P$  (Fig. 5.2). Considerând  $\Delta_{st} = P_{st}/k_{st}$  și  $\Delta_{dy} = P_{dy}/k_{dy}$ , pentru  $\Delta_{st} = \Delta_{dy}$  rezultă că valoarea factorului DIF se poate determina cu relația:

$$DIF = P_{st}/P_{dy} \quad (5.4)$$

Unde:  $P_{st}$  și  $P_{dy}$  reprezintă forța statică, respectiv dinamică, ambele obținute pentru aceeași valoare a deplasării. Iar  $k_{st}$  și  $k_{dy}$  reprezintă rigiditatea statică și dinamică echivalentă al unui sistem cu un grad de libertate.

Ghidul GSA (2003) [1] recomandă pentru analizele statice să se utilizeze valoarea factorului  $DIF = 2.00$  (ec. 2.9). Numeroase studii din literatura de specialitate au arătat că această valoare a factorului DIF (2.00) subestimează capacitatea de rezistență la colaps progresiv a structurilor. Tsai și Lin [29] arată că pentru o structură în cadre din beton armat de 11 niveluri, valoarea factorului DIF descrește o dată cu creșterea deplasării nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, ajungând la valoarea 1.16 pentru deplasarea corespunzătoare încărcării maxime. Iar, Marchand et al. [41] au obținut valori ale factorului DIF care variază între 1.05 și 1.75 pentru structuri din beton armat și între 1.2 și 1.8 pentru structuri din oțel de 3 și 10 niveluri. În urma acestor analize, ghidul DoD (2009) [15] recomandă să se calculeze valoarea factorului DIF cu următoarele relații, în funcție de tipul structurii:

$$DIF = 1.04 + 0.45(\theta_{pra}/\theta_y + 0.48) \rightarrow \text{pentru structuri în cadre din beton armat} \quad (5.5)$$

$$DIF = 1.08 + 0.76(\theta_{pra}/\theta_y + 0.83) \rightarrow \text{pentru structuri în cadre din oțel} \quad (5.6)$$

Unde:  $\theta_{pra}$  – unghi de rotire plastică (engl. *plastic rotation angle*), a cărei valoare se găsește în ghidul DOD (2009) [15] pentru nivelul de răspuns structural adecvat (Prevenirea Colapsului sau Siguranța Vieții);

$\theta_y$  – rotirea corespunzătoare curgerii (engl. *yield rotation*), care pentru elementele din beton armat se determină cu valorile efective ale rigidităților, conform codului ASCE 41-06 [141].

Astfel, procedeul propus pentru determinarea valorii factorului DIF, constă în parcurgerea următorilor pași:

- *Pasul 1*: în urma analizei dinamice neliniare a modelului structural avariat sub un anumit nivel al încărcării ( $P_{dy}$ ), se determină deplasarea pe verticală maximă a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat ( $\Delta_{dy}$ );
- *Pasul 2*: se efectuează o analiză statică neliniară a modelului structural avariat, prin care se impune nodului de deasupra stâlpului îndepărtat o deplasare pe verticală egală cu cea rezultată la pasul 1, în urma analizei dinamice neliniare ( $\Delta_{st} = \Delta_{dy}$ );
- *Pasul 3*: în urma analizei statice neliniare sub deplasarea  $\Delta_{st} = \Delta_{dy}$ , se determină încărcarea statică ( $P_{st}$ ) corespunzătoare deplasării;
- *Pasul 4*: se calculează valoarea factorului DIF ca fiind raportul dintre încărcarea statică obținută la pasul 3 și încărcarea dinamică pentru care s-a obținut deplasarea  $\Delta_{dy}$  ( $DIF = P_{st}/P_{dy}$ ).

În urma analizei la colaps progresiv a celor cinci modele structurale (Brăila P13-63, Brăila P13-70, Brăila P100-92, Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013), prezentată detaliat în capitolul 4 al tezei, a rezultat că în toate cele patru cazuri de avarie ( $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  și  $C_4$ ) structurile nu cedează prin colaps progresiv sub încărcarea standard recomandată de ghidul GSA (2003) [1]. Astfel, în continuare se va evalua capacitatea ultimă de rezistență la colaps progresiv a acestor modele structurale, efectuându-se analize de robustețe. Robustețea modelelor structurale se determină doar pentru cazul  $C_3$  de avarie (atunci când un stâlp de colț este îndepărtat din structură), conform căruia în urma analizelor neliniare statice și dinamice s-au obținut cele mai mari valori ale deplasării. Iar în final, se determină indicele de robustețe ( $\Omega$ ) și valoarea factorului de amplificare dinamic (DIF) pentru fiecare model structural analizat.

### **5.3. Analiza de robustețe a modelelor structurale analizate la colaps progresiv**

Analiza de robustețe a unei structuri constă în efectuarea mai multor analize dinamice neliniare, aplicând procedeul NDP (detaliat la punctul 4.1.3), pentru diferite niveluri ale încărcării. Analizele sunt efectuate în programul de calcul SAP2000, utilizând articulații plastice de tip  $M_3$ , prin care nu se ia în considerare modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor. Conform ghidului GSA (2003) [1] încărcările gravitaționale aplicate pe structură corespunzător analizelor dinamice neliniare sunt: sarcinile permanente ( $P$ ) și 25% din sarcinile utile ( $U$ ). În evaluarea robusteții unei structuri, se sporesc treptat încărcările gravitaționale ( $P + 0.25U$ ) cu un factor de creștere, până când se observă cedarea structurii. Pentru fiecare nivel al încărcării rezultă curba timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat. Valoarea deplasării maxime corespunzătoare fiecărui nivel al încărcării (ca procent din încărcarea standard  $GSA = P + 0.25U$ ), se colectează și se trasează în final curba de capacitate a structurii. Procedeul a fost utilizat de Tsai și Lin în lucrarea lor [29], pentru a prezice rezistența la colaps progresiv a unei structuri de 11 niveluri în cadre din beton armat.

În continuare sunt prezentate rezultatele obținute pentru cele cinci modele structurale avariate (Brăila P13-70, Brăila P13-63, Brăila P100-92, Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013), corespunzător cazului în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură ( $C_3$ ) într-un interval de timp  $t_r = 5$  ms.

#### **5.3.1. Modelul avariat Brăila P13-70**

În evaluarea robusteții modelului structural Brăila P13-70 s-au efectuat 10 analize dinamice neliniare pentru următoarele încărcări gravitaționale:  $0.50(P+0.25U)$ ;  $1.00(P+0.25U)$ ;  $1.20(P+0.25U)$ ;  $1.40(P+0.25U)$ ;  $1.60(P+0.25U)$ ;  $1.80(P+0.25U)$ ;  $1.90(P+0.25U)$ ;  $2.00(P+0.25U)$ ;  $2.10(P+0.25U)$ , iar sub combinația de încărcări  $2.11(P+0.25U)$  se observă cedarea structurii. În figura 5.3 este prezentată variația în timp a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat pentru diferite niveluri ale încărcării. Pentru sarcinile mari aplicate structurii:  $2(P+0.25U)$  și  $2.1(P+0.25U)$ , în urma îndepărtării stâlpului de colț structura nu reușește să atingă un nou echilibru într-un interval de timp de 3 secunde. Din acest motiv s-a urmărit răspunsul structurii într-un interval de timp mai mare, de 20 de secunde, după cum se poate vedea în figura 5.4. Iar sub combinația de sarcini gravitaționale  $2.11(P+0.25U)$  se observă cedarea structurii din Brăila proiectată în urmă cu 45 de ani conform normativului seismic P13-70 [118], înregistrându-

se rotiri mari ( $\theta_p > 0.07$  rad) în articulațiile plastice formate în secțiunile de la capete grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului de colț îndepărtat.

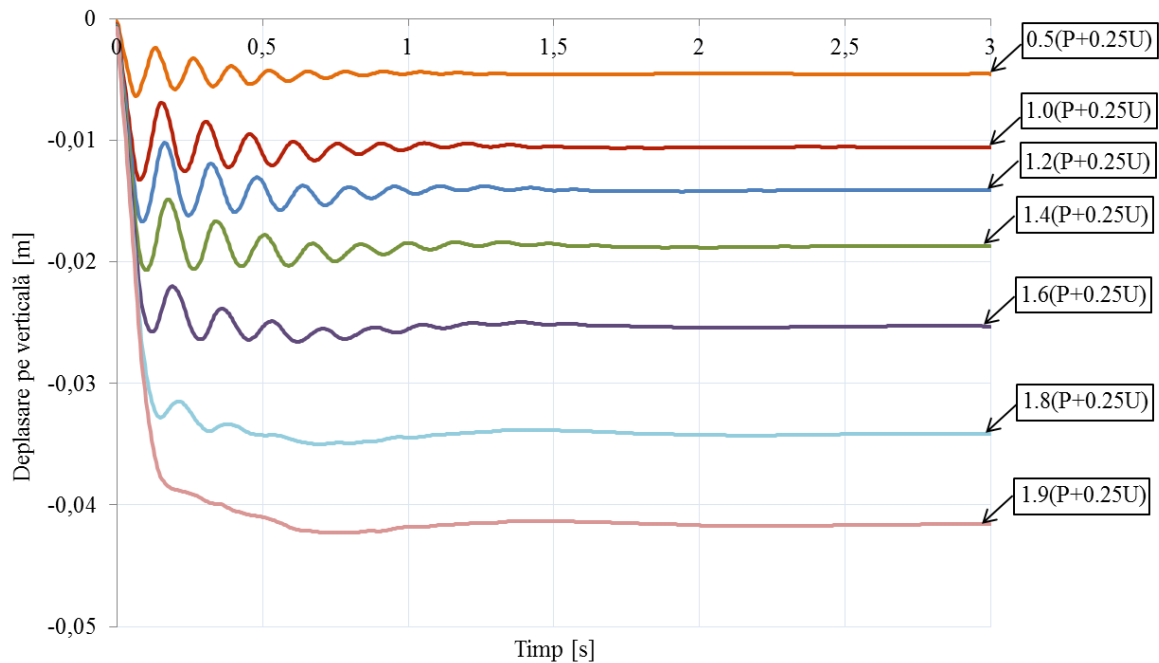


Figura 5.3 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat obținute în urma analizelor dinamice neliniare pentru modelul Brăila P13-70

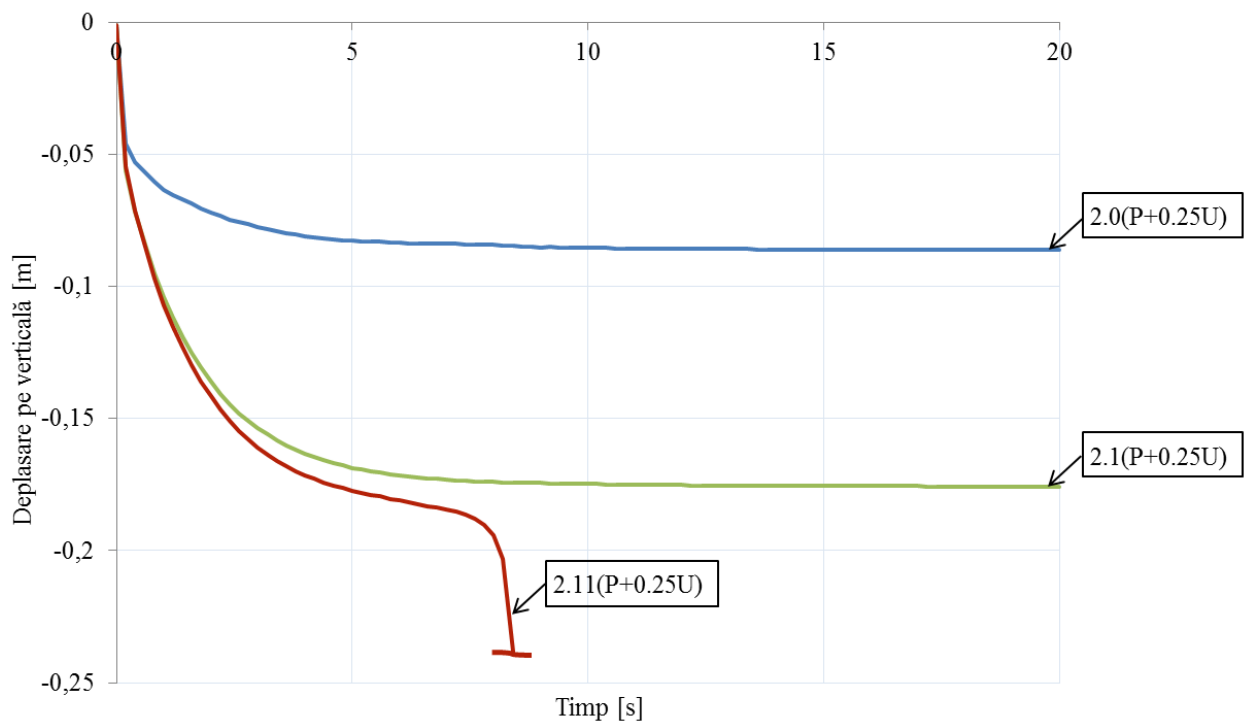


Figura 5.4 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat pentru modelul Brăila P13-70, cazurile de încărcare: 2(P+0.25U), 2.1(P+0.25U) și 2.11(P+0.25U)

Valorile maxime ale deplasărilor pe verticală determinate în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat și nivelul de încărcare corespunzător se colectează și se alcătuiește curba de capacitate dinamică a modelului structural Brăila P13-70, prezentată în figura 5.5. În aceeași figură, cu linie punctată, se poate vedea și curba de capacitate statică, rezultă în urma unei analize statice neliniare, prin care se impune o deplasare pe verticală nodului de deasupra stâlpului îndepărtat egală cu 0.35 m. Ordonata reprezintă nivelul încărcărilor ca procent din încărcarea standard GSA =  $P+0.25U$ , iar abscisa reprezintă deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat. Rezultatele analizelor neliniare statice și dinamice, arată că structura din Brăila proiectată în urmă cu 45 de ani este capabilă să reziste la o sarcină maximă de  $2.10(P+0.25U)$ , iar sub această încărcare deplasarea nodului de deasupra stâlpului îndepărtat este de 18 cm.

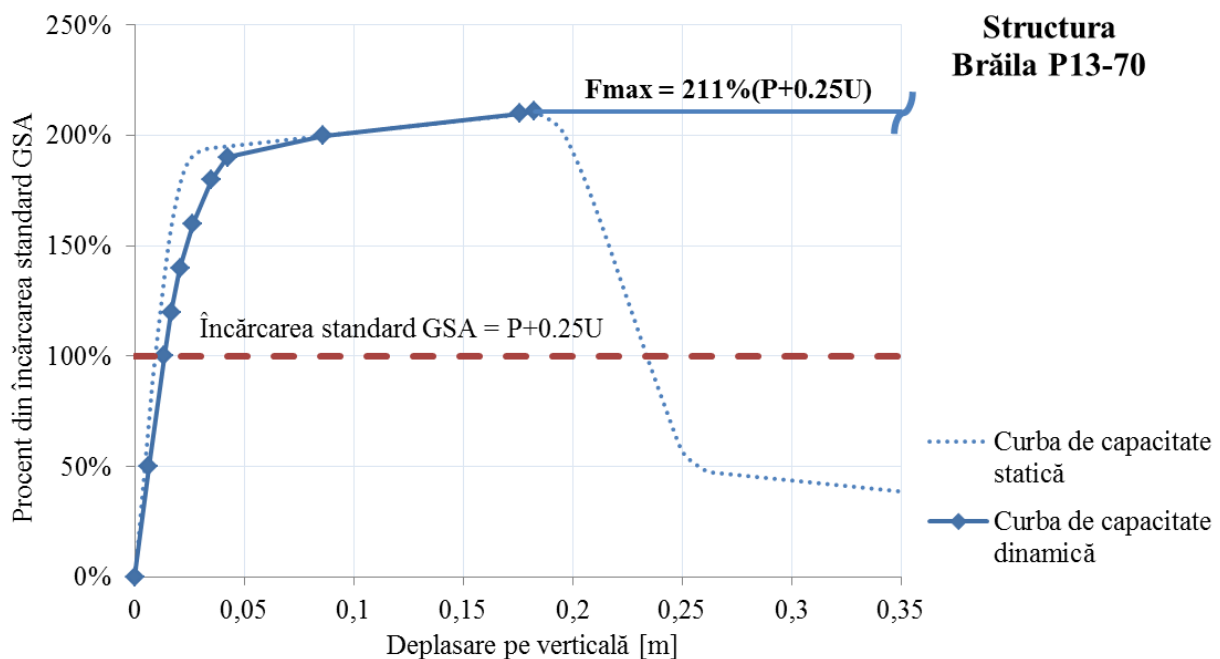


Figura 5.5 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P13-70

În concluzie, în urma analizelor statice și dinamice neliniare efectuate pentru structura de 13 niveluri din Brăila proiectată conform prevederilor vechiului normativ seismic P13-70 [118], în cazul  $C_3$  de avarie, se obține un indice de robustețe  $\Omega = 2.11$ . Iar valoarea factorului DIF determinată aplicând procedeul descris la punctul 5.2, sub încărcarea standard GSA =  $P + 0.25U$  este DIF = 1.36. Astfel, valoarea recomandată de ghidul GSA (2003) [1] pentru factorul DIF = 2.00 în cazul analizelor statice este supraestimată. La aceeași concluzie au ajuns și alți autori:

- Kim [28] – pentru o structură robustă de trei niveluri în cadre din beton armat a obținut valori ale factorului DIF = 1.45 pentru cazul în care un stâlp interior este îndepărtat din structură, DIF = 2.00 pentru cazul stâlpului de colț și DIF = 1.86 pentru cazul stâlpului exterior din apropierea mijlocului laturii lungi a clădirii;
- Tsai și Lin [29] – pentru o structură în cadre din beton armat de 11 niveluri au obținut valori ale factorului DIF = 1.16, pentru structura sub încărcarea maximă rezultată în urma analizelor statice și dinamice neliniare (înainte de cedare);

- Marchand , McKay și Stevens [41] – pentru structuri din beton armat de trei și zece niveluri au obținut valori ale factorului DIF cuprinse între 1.05 și 1.75, iar pentru structuri din oțel valorile factorului DIF variază între 1.2 și 1.8;
- Dinu, Dubină et al. [55] – au obținut valori ale factorului DIF între 1.30 și 1.41 pentru o structură metalică de șase niveluri supusă mai multor scenarii de avarie;
- Marchiș [33] – în teza sa de doctorat a obținut valori ale factorului DIF cuprinse între 1.14 și 1.66 pentru structuri în cadre din beton armat de trei, șase și zece niveluri, amplasate în zone seismice diferite, sub încărcarea standard GSA = P+0.25U.

### 5.3.2. Modelul avariat Brăila P13-63

Pentru a determina curba de capacitate a modelului structural avariat Brăila P13-63 s-au efectuat 11 analize dinamice neliniare corespunzător următoarelor combinații de încărcări gravitaționale: 0.50(P+0.25U); 1.00(P+0.25U); 1.20(P+0.25U); 1.40(P+0.25U); 1.60(P+0.25U); 1.80(P+0.25U); 2.00(P+0.25U); 2.20(P+0.25U); 2.30(P+0.25U); 2.37(P+0.25U), iar sub sarcinile 2.38(P+0.25U) structura cedează. În figura 5.6 sunt prezentate atât curba de capacitate rezultată în urma analizelor dinamice neliniare, cât și cea rezultată în urma analizei statice neliniare pentru modelul structural avariat Brăila P13-63 corespunzător cazului C<sub>3</sub> de avarie.

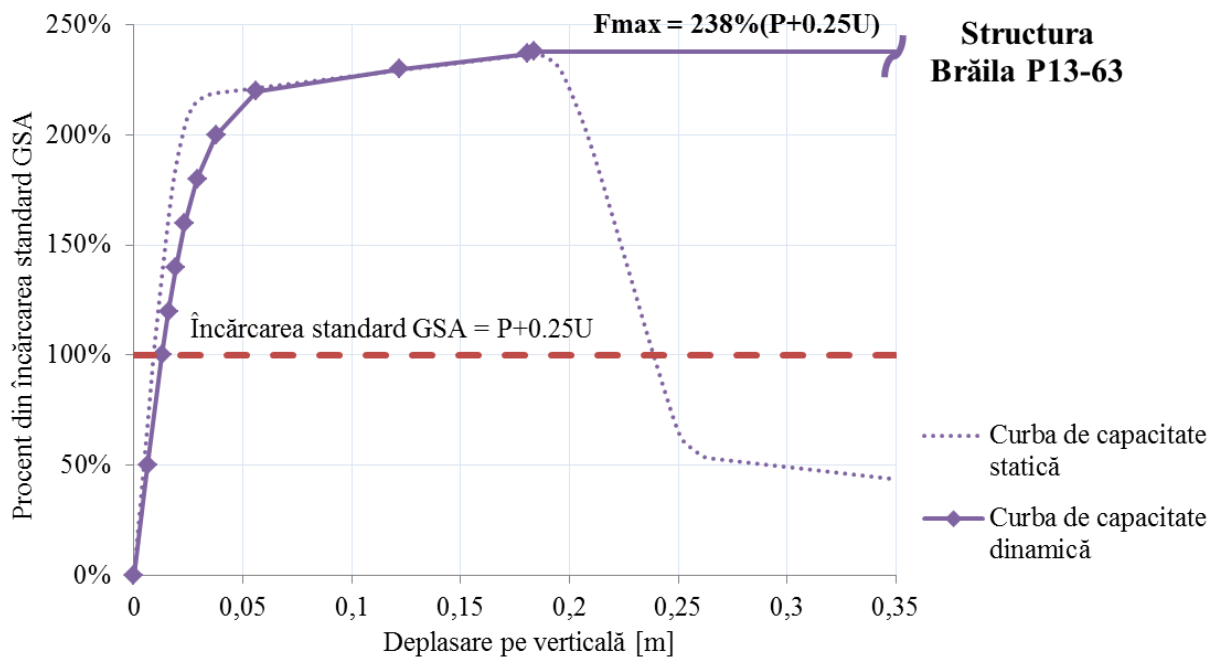


Figura 5.6 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P13-63

Se observă că structura de 13 niveluri din Brăila proiectată în urmă cu 50 de ani, conform normativului seismic P13-60 [117], are un indice de robustețe  $\Omega = 2.38$  mai mare decât indicele de robustețe obținut pentru structura proiectată conform normativului P13-70 [118] ( $\Omega = 2.11$ ) cu aproximativ 13%. Iar valoarea factorului de amplificare dinamic pentru structura avariata Brăila P13-63 sub încărcarea standard GSA = P+0.25U este DIF = 1.38.

### 5.3.3. Modelul avariat Brăila P100-92

Capacitatea ultimă de rezistență la colaps progresiv a modelului structural Brăila P100-92 rezultă efectuând mai multe analize dinamice neliniare sub încărcările gravitaționale: 0.50(P+0.25U); 1.00(P+0.25U); 1.25(P+0.25U); 1.50(P+0.25U); 1.75(P+0.25U); 2.00(P+0.25U); 2.25(P+0.25U); 2.50(P+0.25U); 2.75(P+0.25U); 2.85(P+0.25U); 2.90(P+0.25U) și 2.92(P+0.25U). Iar cedarea structurii se observă sub combinația de încărcări 2.95(P+0.25U). În figura 5.7 se poate vedea curba de capacitate dinamică rezultată în urma celor 13 analize dinamice neliniare și curba de capacitate statică (reprezentată cu linie punctată) pentru cazul C<sub>3</sub> de avarie.

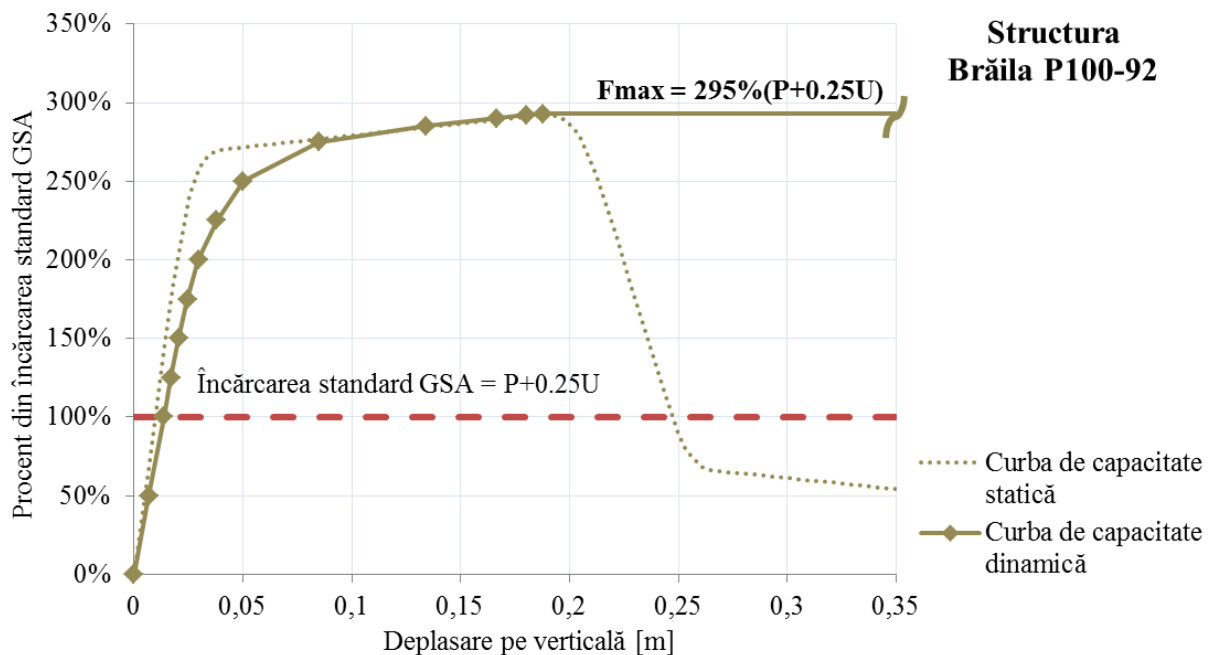


Figura 5.7 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P100-92

Indicele de robustețe pentru structura de 13 niveluri din Brăila proiectată în urmă cu 20 de ani, conform normativului de seism P100-92 [21] este  $\Omega = 2.95$ , mai mare decât al structurii proiectate conform vechiului normativ seismic P13-70 [118] ( $\Omega = 2.11$ ) cu aproximativ 40% și cu aproximativ 24% mai mare decât cel al structurii proiectate conform normativului P13-63 [117] ( $\Omega = 2.38$ ). Iar valoarea factorului DIF pentru structura avariata prin îndepărtarea unui stâlp de colț, sub încărcarea standard GSA = P+0.25U este DIF = 1.39.

### 5.3.4. Modelul avariat Brăila P100-2006

Pentru a evalua nivelul sarcinilor gravitaționale sub care structura de 13 niveluri din Brăila proiectată conform codului seismic P100-1/2006 [24] cedează în urma îndepărtării unui stâlp de colț, s-au efectuat 12 analize dinamice neliniare corespunzător încărcărilor gravitaționale: 0.50(P+0.25U); 1.00(P+0.25U); 1.20(P+0.25U); 1.40(P+0.25U); 1.60(P+0.25U); 1.80(P+0.25U); 2.00(P+0.25U); 2.20(P+0.25U); 2.30(P+0.25U); 2.40(P+0.25U); 2.43(P+0.25U). Iar structura cedează sub combinația de încărcări 2.45(P+0.25U). În figura 5.8 sunt prezentate curbele de



capacitate dinamică, rezultată în urma celor 12 analize dinamice neliniare și statică (reprezentată cu linie punctată), rezultată în urma aplicării statice, în mai mulți pași, a unei deplasări pe verticală de 0.35 m în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat. Astfel, indicele de robustețe al modelului structural Brăila P100-2006 este  $\Omega = 2.45$ , mai mare decât cel al modelului structural P13-70 ( $\Omega = 2.11$ ) cu aproximativ 16%, de asemenea mai mare decât al modelului structural P13-63 ( $\Omega = 2.38$ ) cu aproximativ 3% și mai mic decât indicele de robustețe al modelului structural P100-92 ( $\Omega = 2.95$ ) cu aproximativ 17%.

Valoarea factorului DIF care rezultă în urma analizei statice neliniare a modelului structural Brăila P100-2006 sub deplasarea impusă nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat ( $\Delta_{st} = \Delta_{dy} = 1.191$  cm) corespunzătoare încărcării standard GSA = P+0.25U este DIF = 1.38.

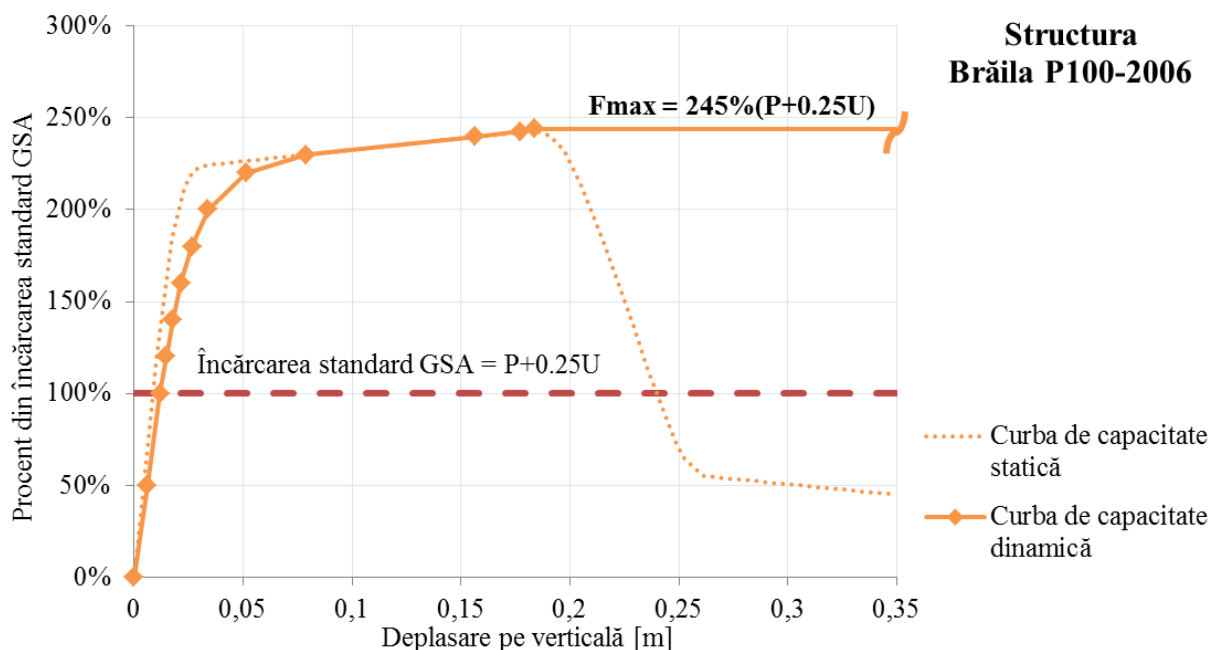


Figura 5.8 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariat Brăila P100-2006

### 5.3.5. Modelul avariat Brăila P100-2013

În cazul modelului structural Brăila P100-2013 s-au efectuat 11 analize dinamice neliniare pentru următoarele niveluri ale încărcărilor gravitaționale: 0.50(P+0.25U); 1.00(P+0.25U); 1.25(P+0.25U); 1.50(P+0.25U); 1.75(P+0.25U); 2.00(P+0.25U); 2.25(P+0.25U); 2.50(P+0.25U); 2.60(P+0.25U); 2.67(P+0.25U), iar încărcările sub care structura cedează sunt 2.70(P+0.25U). În figura 5.9 sunt reprezentate curbele de capacitate statică (cu linie punctată) și dinamică pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură.

Indicele de robustețe al structurii de 13 niveluri din Brăila proiectată conform actualului cod seismic P100-1/2013 [120] este  $\Omega = 2.70$ . Acesta este mai mare decât indicele de robustețe al modelului structural Brăila P13-70 ( $\Omega = 2.11$ ) cu aproximativ 28%, mai mare decât cel al modelului structural Brăila P13-63 ( $\Omega = 2.38$ ) cu aproximativ 13%, de asemenea mai mare decât cel al modelului structural Brăila P100-2006 ( $\Omega = 2.45$ ) cu aproximativ 10% și mai mic decât cel

al modelului structural Brăila P100-92 ( $\Omega = 2.95$ ) cu aproximativ 9%. Iar valoarea factorului DIF determinată pentru deplasarea statică impusă nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat de  $\Delta_{st} = \Delta_{dy} = 1.18$  cm este  $DIF = 1.39$ .

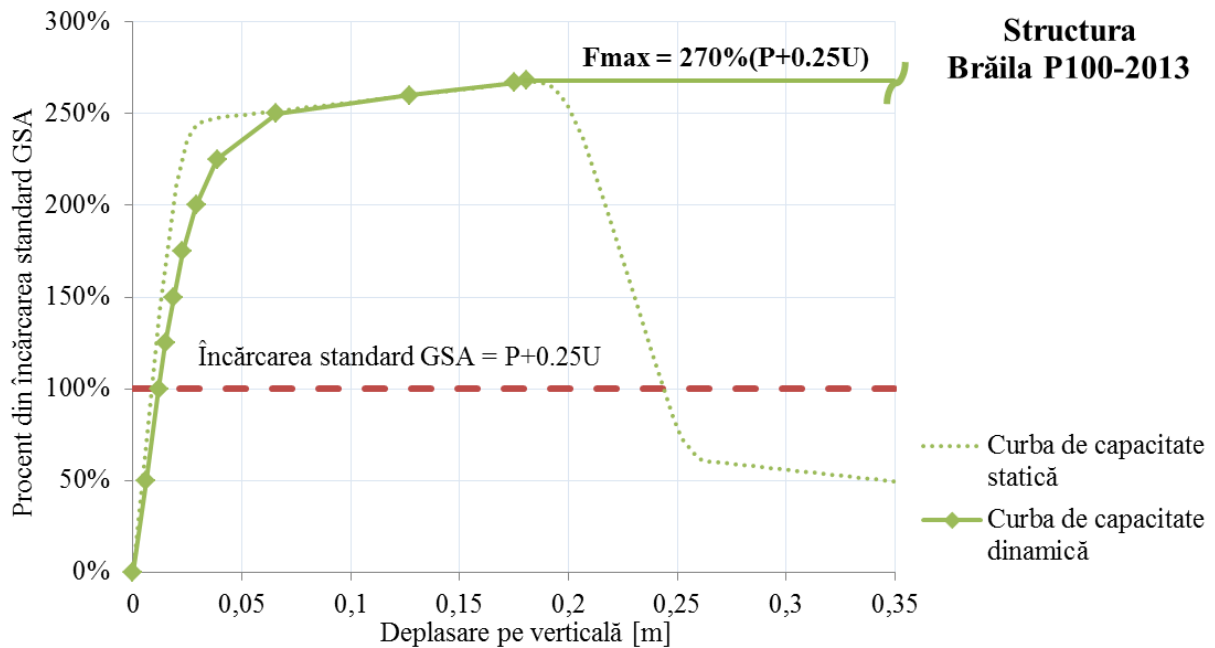


Figura 5.9 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor neliniare statice și dinamice pentru modelul structural avariât Brăila P100-2013

#### 5.4. Discuții privind efectul evoluției normelor de proiectare seismică asupra rezistenței la colaps progresiv a unei structuri în cadre din beton armat

Principalul obiectiv al tezei de doctorat constă în studiul efectului pe care îl are evoluția normativelor de proiectare seismică din țara noastră asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Cercetarea a început asupra unei structuri existente în cadre din beton armat de 13 niveluri din orașul Brăila, proiectată la începutul anilor '70 conform prevederilor normativului seismic P13-70 [118]. Clădirea a fost ulterior proiectată conform principalelor coduri seismice din țara noastră: P13-63 [117], P100-92 [21], P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120]. Astfel, pentru atingerea obiectivului propus s-au analizat cinci modele structurale: modelul Brăila P13-70, modelul Brăila P13-63, modelul Brăila P100-92, modelul Brăila P100-2006 și modelul Brăila P100-2013, reprezentând aceeași structură în cadre din beton armat de 13 niveluri, cu diferențe privind detaliile de armare și caracteristicile materialelor utilizate.

Pentru a compara capacitatea de rezistență la colaps progresiv a structurilor în funcție de perioada în care acestea au fost proiectate, respectiv în funcție de normativul de proiectare seismic utilizat, s-a alcătuit curba de capacitate (relația încărcare-deplasare) pentru fiecare model structural analizat. Colapsul progresiv cauzat de o încărcare accidentală (explozie, impact, etc.) este un eveniment dinamic, iar pentru determinarea capacității de rezistență la colaps progresiv a

modelelor structurale s-au efectuat analize dinamice neliniare cu ajutorul programului de calcul SAP2000. În cadrul analizelor neliniare s-au utilizat articulații plastice de tip  $M_3$ , prin care nu se ia în considerare modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor. Vulnerabilitatea la colaps progresiv a modelelor structurale s-a studiat doar pentru cazul în care în stâlp de colț este îndepărtat din structură, respectiv pentru cazul  $C_3$  de avarie conform ghidului american GSA (2003) [1].

În figura 5.10 sunt prezentate curbele de capacitate pentru fiecare model structural analizat, rezultate în urma analizei de robustețe. Analiza de robustețe constă în efectuarea unor serii de analize dinamice neliniare pentru mai multe trepte ale încărcării, practic se sporesc sarcinile gravitaționale aplicate pe structură până când se observă cedarea acesteia. După cum se poate vedea în figura 5.10, structura de 13 niveluri din Brăila proiectată conform principalelor normative seismice din țara noastră este capabilă să reziste încărcării standard recomandate de ghidul GSA (2003) [1], care pentru analizele dinamice este dată de combinația de sarcini gravitaționale: Permanente(P) + 0.25Utile(U). Mai mult decât atât, procentul din încărcarea standard GSA sub care structura cedează este: 211%(P+0.25U) pentru modelul structural Brăila P13-70, 238%(P+0.25U) pentru modelul structural Brăila P13-63, 295%(P+0.25U) pentru modelul structural Brăila P100-92, 245%(P+0.25U) pentru modelul structural Brăila P100-2006 și 270%(P+0.25U) pentru modelul structural Brăila P100-2013.

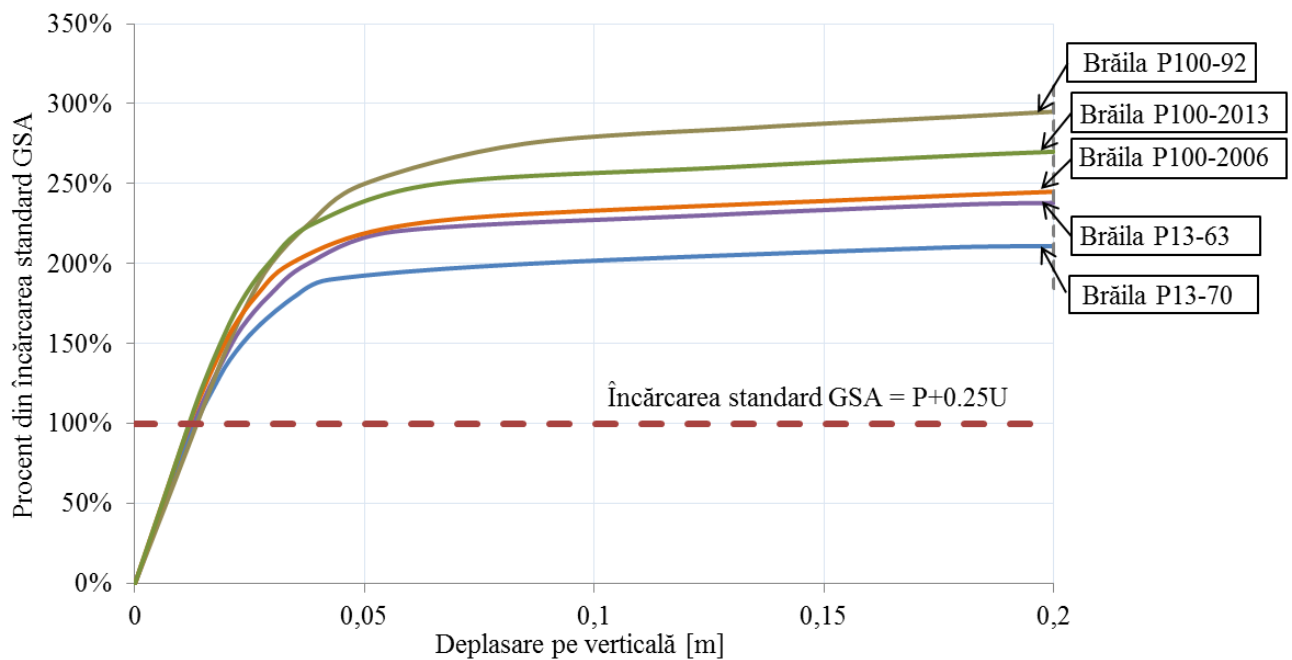


Figura 5.10 Curbele de capacitate rezultate în urma analizelor dinamice neliniare, pentru cele cinci modele structurale analizate, corespunzător cazului  $C_3$  de avarie

Se observă că structura originală, proiectată conform normativului seismic P13-70 [118], este cea mai vulnerabilă la colaps progresiv în cazul în care un stâlp de colț de la primul nivel este îndepărtat din structură. Structura proiectată conform prevederilor primului normativ seismic din țara noastră P13-63 [117] are o capacitate de rezistență mai mare decât a structurii originale cu aproximativ 13%. Cea mai bună comportare la colaps progresiv, în cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din clădire, o reprezintă structura proiectată conform normativului seismic P100-92

[21]. Capacitatea de rezistență fiind mai mare cu aproximativ 40% decât cea a modelului Brăila P13-70 și cu 24% mai mare decât capacitatea de rezistență a modelului Brăila P13-63. Chiar dacă valoarea forței seismice de proiectare determinată conform prevederilor noilor coduri P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] este mai mare decât cea calculată conform normativului P100-92 [21], rezistența la colaps progresiv a modelelor structurale Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013 este mai mică cu aproximativ 17%, respectiv 9%.

Eforturile determinate în grinziile structurii din Brăila proiectată conform normativului seismic P100-92 [21] au rezultat mai mari decât cele obținute în urma proiectării structurii conform codului seismic P100-1/2006 [24]. Acest lucru se datorează diferenței privind încadrarea zonei (municipiul Brăila) pe harta teritoriului României în termeni de perioadă de control ( $T_C$ ) a spectrului de răspuns seismic. Conform normativului seismic P100-92 [21] Brăila este caracterizată de perioada de colț  $T_C = 1.5$  s, identic cu zona București. În noile coduri de proiectare seismică P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] Brăila corespunde unei perioade de colț  $T_C = 1.0$  s, iar pentru București  $T_C = 1.6$  s. În cadrul lucrărilor [22], [23], [113] s-a studiat vulnerabilitatea la colaps progresiv a aceleiași structuri de 13 niveluri amplasată în București și proiectată conform normativelor P100-92 [21] și P100-1/2006 [24]. Dacă structura este amplasată în zona București valorile eforturilor de proiectare pentru cele două modele structurale (București P100-92 și București P100-2006) sunt apropiate, rezultând în final diferențe minore privind comportarea la colaps progresiv a structurii proiectate conform codurilor P100-92 [21] și P100-1/2006 [24]. Pentru structura amplasată în municipiul Brăila, datorită perioadei de colț, care conform vechiului normativ P100-92 [21] ( $T_C = 1.5$  s) este mult mai mare decât cea prevăzută în noile coduri seismice P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] ( $T_C = 1.0$  s), eforturile de proiectare corespunzătoare modelului Brăila P100-92 au cele mai mari valori. Valori sporite ale eforturilor de proiectare conduc la o cantitate mai mare de armătură în grinzi, respectiv la valori mari ale momentelor capabile. Astfel se explică capacitatea de rezistență la colaps progresiv a modelului Brăila P100-92 mai mare comparativ cu modelele Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013.

În urma analizei de robustețe, se determină indicele de robustețe ( $\Omega$ ) al structurii ca fiind raportul dintre încărcarea corespunzătoare cedării ( $F_{max}$ ) și încărcarea gravitațională nominală ( $F_{GSA}$ ), care conform ghidului GSA (2003) [1] este  $F_{GSA} = P+0.25U$ . În figura 5.11 sunt prezentate comparativ valorile indicelui de robustețe pentru fiecare model structural analizat, reprezentând aceeași structură din Brăila de 13 niveluri în cadre din beton armat, proiectată conform principalelor normative seismice din țara noastră: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-2006 [24] și P100-2013 [120].

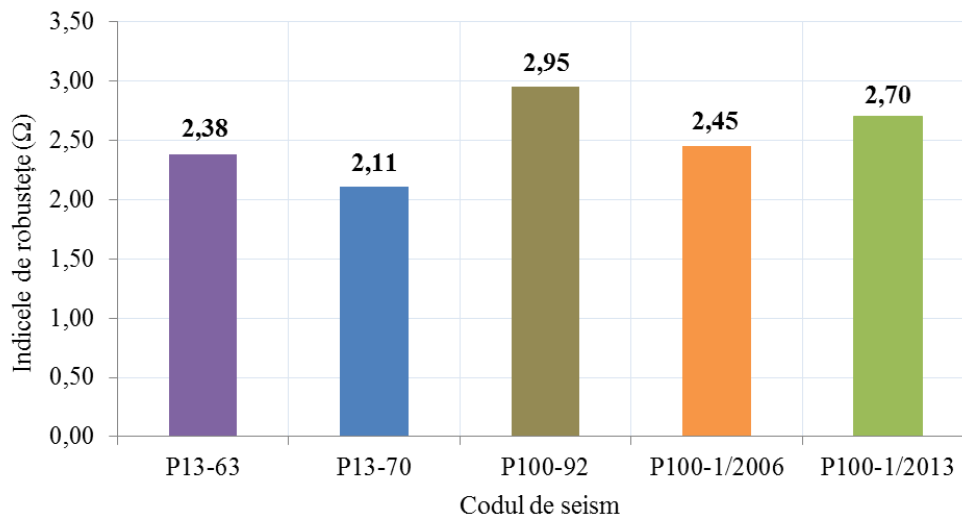


Figura 5.11 Evoluția indicelui de robustețe ( $\Omega$ ) pentru structura de 13 niveluri din Brăila, în funcție de codul seismic de proiectare a acesteia

În ceea ce privește valoarea reală a factorului de amplificare dinamic (DIF), aceasta s-a determinat conform procedurii descris la punctul 5.2. Astfel pentru cele cinci modele structurale analizate, sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$ , valorile factorului DIF și ale deplasării pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, rezultate din analiza dinamică neliniară și impuse analizei statice neliniare ( $\Delta_{dy} = \Delta_{st}$ ) pentru determinarea factorului DIF, sunt prezentate în tabelul 5.1.

Tabel 5.1 Valorile factorului DIF pentru cele cinci modele structurale

Modelul structural	$\Delta_{dy} = \Delta_{st}$ [cm]	DIF
Brăila P13-63	1.327	1.36
Brăila P13-70	1.278	1.38
Brăila P100-92	1.351	1.39
Brăila P100-2006	1.191	1.38
Brăila P100-2013	1.180	1.39

În figura 5.12 este reprezentată variația factorului DIF corespunzător deplasărilor rezultate în urma analizelor dinamice neliniare pentru fiecare nivel al încărcărilor, considerat la alcătuirea curbei de capacitate a structurii. Se observă că pentru toate cele cinci modele structurale analizate, reprezentând Blocul Turn din Brăila de 13 niveluri, proiectat conform principalelor coduri seismice din țara noastră (P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120]), valorile factorului DIF variază între 1.00 și 1.40. Valoarea factorului DIF de 1.40 se obține pentru deplasări mici, obținute sub încărcările gravitaționale reduse de  $0.5(P+0.25U)$ , jumătate din valoarea încărcării standard recomandată de ghidul GSA (2003) [1]. Iar valorile factorului DIF de 1.00 rezultă pentru valori mari ale deplasării pe verticală, rezultate în urma aplicării sarcinilor maxime pe care structura le poate susține, înainte de cedarea acesteia.

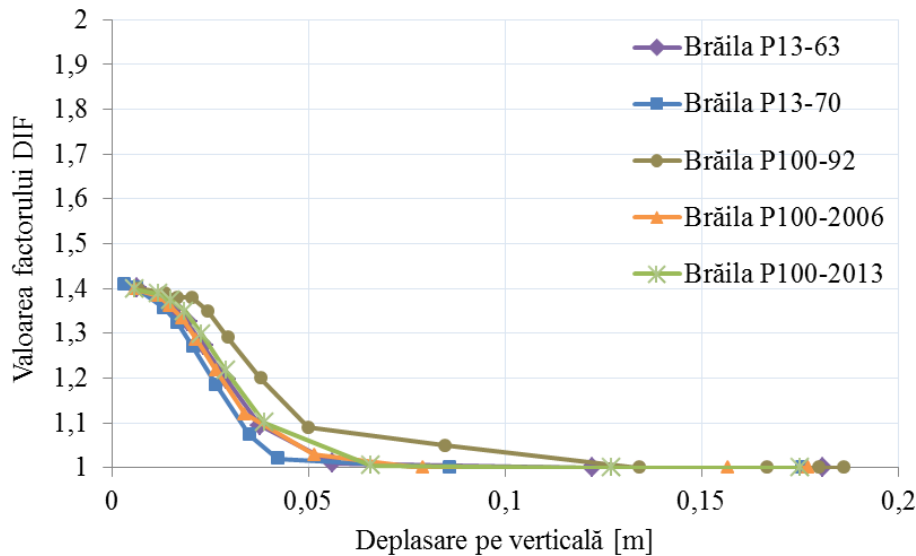


Figura 5.12 Variația factorului DIF în funcție de deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat corespunzător celor cinci modele structurale analizate

## 5.5. Concluzii

În urma analizelor la colaps progresiv întreprinse în capitolul 4 al tezei, a rezultat că nici unul dintre cele cinci modele structurale, reprezentând o clădire în cadre din beton armat de 13 niveluri din Brăila proiectată conform principalelor coduri de seism din țara noastră: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120], nu cedează sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$ . Analizele s-au efectuat pentru toate cele patru cazuri de avarie prevăzute de ghidul GSA (2003) [1], rezultând că pentru cazul  $C_3$  de avarie, în care se îndepărtează din structură un stâlp de colț, se obțin cele mai mari valori ale deplasărilor. Astfel încât, mai departe s-a evaluat robustețea la colaps progresiv a celor cinci modele structurale doar pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat brusc din structură.

Determinarea robusteții unei structuri constă în efectuarea mai multor analize dinamice neliniare, sporind treptat valorile încărcărilor gravitaționale standard prevăzute de ghidul GSA (2003) [1] ( $P + 0.25U$ ), până când se observă cedarea structurii. Iar raportul dintre încărcările gravitaționale sub care structura cedează și cele nominale ( $P+0.25U$ ) reprezintă indicele de robustețe ( $\Omega$ ) al structurii. În urma analizelor, s-au obținut următoarele valori pentru indicele de robustețe:  $\Omega = 2.38$  pentru modelul Brăila P13-63,  $\Omega = 2.11$  pentru modelul Brăila P13-70,  $\Omega = 2.95$  pentru modelul Brăila P100-92,  $\Omega = 2.45$  pentru modelul Brăila P100-2006 și  $\Omega = 2.70$  pentru modelul Brăila P100-2013. Astfel, cea mai robustă structură a rezultat cea proiectată conform prevederilor normativului seismic P100-92 [21], iar structura originală din Brăila, proiectată la începutul anilor '70 are cel mai mic indice de robustețe.

În urma analizelor dinamice neliniare, corespunzător fiecărui nivel al încărcării, ca procent din încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$ , se determină valoarea maximă a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, iar în final se trasează curba de capacitate dinamică a structurii. Pentru determinarea valorilor reale ale factorului de amplificare dinamic (DIF), se efectuează o analiză statică neliniară prin care se impune o deplasare pe verticală în nodul de



deasupra stâlpului îndepărtat egală cu deplasarea maximă rezultată în urma analizei dinamice neliniare ( $\Delta_{st} = \Delta_{dy}$ ). Iar în urma analizei statice, rezultă încărcarea statică corespunzătoare deplasării  $\Delta_{st} = \Delta_{dy}$ . Factorul DIF se calculează ca fiind raportul dintre încărcarea statică și cea dinamică, astfel încât pentru diferite niveluri ale încărcărilor gravitaționale existente pe structură se poate determina valoarea acestuia.

Valorile factorului DIF pentru cele cinci modele structurale analizate, sub încărcările standard  $GSA = P + 0.25U$ , pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură sunt: DIF = 1.36 pentru modelul Brăila P13-63, DIF = 1.38 pentru modelul Brăila P13-70, DIF = 1.39 pentru modelul Brăila P100-92, DIF = 1.38 pentru modelul Brăila P100-2006 și DIF = 1.39 pentru modelul Brăila P100-2013. Iar dacă se determină valorile factorului DIF pentru toate nivelurile încărcărilor gravitaționale, care s-au luat în considerare în analiza de robustețe a structurilor, se observă că valorile acestuia scad pe măsură ce încărcările gravitaționale cresc pe structură. Valorile factorului DIF ajungând la 1.00 pentru încărcările gravitaționale maxime pe care le poate susține structura fără să cedeze. Pentru toate cele cinci modele structurale analizate, a rezultat o variație a factorului DIF cuprinsă între 1.00 și 1.40.

În urma analizei de robustețe întreprinsă în cadrul acestui capitol al tezei, rezultă ca și concluzie generală că evoluția normativelor de proiectare seismică din țara noastră din ultimii 50 de ani a condus la o îmbunătățire a rezistenței la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Se observă că structura din Brăila de 13 niveluri proiectată conform prevederilor din codurile seismice, în vigoare în ultimii 20 de ani, se comportă mai bine la colaps progresiv decât aceeași structură proiectată conform vechilor normative seismice.

În analizele neliniare efectuate cu ajutorul programului de calcul SAP2000, s-a neglijat modul de cedare al grinzilor la forță tăietoare. Iar în urma aplicării procedurii de analiză static liniar, pentru modelul original Brăila P13-70 a rezultat risc ridicat de cedare la forță tăietoare al grinzilor (punctul 4.2.2). Astfel, în capitolul 6 al tezei se va analiza modelul Brăila P13-70 utilizând un program de calcul mai avansat, specializat pe analize la colaps progresiv, Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures, în care se va ține cont și de modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor.

## CAPITOLUL 6

# ANALIZE AVANSATE DE EVALUARE A RISCULUI DE COLAPS PROGRESIV (ELS)

### 6.1. Metoda Elementelor Aplicate (MEA)

Pe durata de viață a unei construcții pot să apară sarcini extreme cauzate de explozii, incendii, cutremure majore etc., care depășesc valoarea încărcărilor de proiectare. Din punct de vedere al siguranței vieții este necesar ca în cazul apariției unei astfel de încărcări extreme, oamenii să poată fi evacuați în condiții de siguranță înainte de producerea colapsului structurii. Pentru acest lucru este necesară o cercetare amănunțită cu privire la eventualitatea intrării în colaps a unei clădiri în cazul producerii unui astfel de eveniment, iar rezultatele cercetării să fie aplicate atât la structurile existente, cât și la viitoarele structuri.

Referitor la dezastrele cauzate de marile cutremure, statisticile arată că în jur de 90% din numărul persoanelor decedate se datorează colapsului structural al clădirii. În acest caz, este absolut necesar ca simularea unui astfel de eveniment, în urma căruia siguranța vieții miilor de persoane este pusă în pericol, să nu se efectueze utilizând metode aproximative de calcul. Simularea pe calculator reprezintă o cheie importantă în determinarea capacității structurilor de a rezista sub acțiunea sarcinilor extreme. [166]

Conform literaturii de specialitate, metodele utilizate pentru analiza structurală se bazează în principal pe regulile mecanicii continue (engl. *continuum mechanics rules*), cum este Metoda Elementelor Finite (MEF), care nu poate fi aplicată explicit pentru a separa elementele. Structurile pe durata colapsului trec prin două mari etape: etapa de continuitate, urmată de etapa de separare. Iar analizele și simulările trebuie să urmeze ambele etape pentru a răspunde la întrebări, cum sunt: Structura va ceda pe durata producerii unui eveniment extrem? Care este modul de cedare al structurii? Colapsul va fi parțial sau total? În cât timp se va prăbuși structura? În cazul unui colaps parțial este posibilă reabilitarea structurii? La aceste câteva întrebări nu se poate răspunde fără a avea o estimare precisă cu privire la performanțele structurale atunci când aceasta este supusă unor sarcini extreme. Astfel, s-a dezvoltat Metoda Elementelor Aplicate (MEA), capabilă să prezică cu un înalt grad de exactitate comportarea continuă și separată a structurilor.

MEA s-a dovedit a fi metoda care poate urmări comportamentul la colaps progresiv al structurilor, parcurgând toate stadiile de aplicare a încărcărilor: stadiul elastic, formarea fisurilor și propagarea lor, curgerea armăturii, separarea elementelor, coliziunea elementelor și coliziunea cu terenul sau cu structurile adiacente. Spre deosebire de MEF, MEA poate surprinde comportarea structurilor pe durata și după producerea colapsului.

#### **Modelarea conform MEA**

Utilizând MEA, structura este modelată ca un ansamblu de elemente mici, care sunt obținute prin împărțirea structurii virtual, după cum se poate vedea în figura 6.1a. Două astfel de elemente adiacente sunt legate împreună prin intermediul a trei tipuri de resorturi: unul corespunzător efortului axial și două pentru forța tăietoare. Fiecare grup de resorturi reprezintă starea de tensiuni și deformații a unui anumit volum, după cum este prezentat în figura 6.1b.

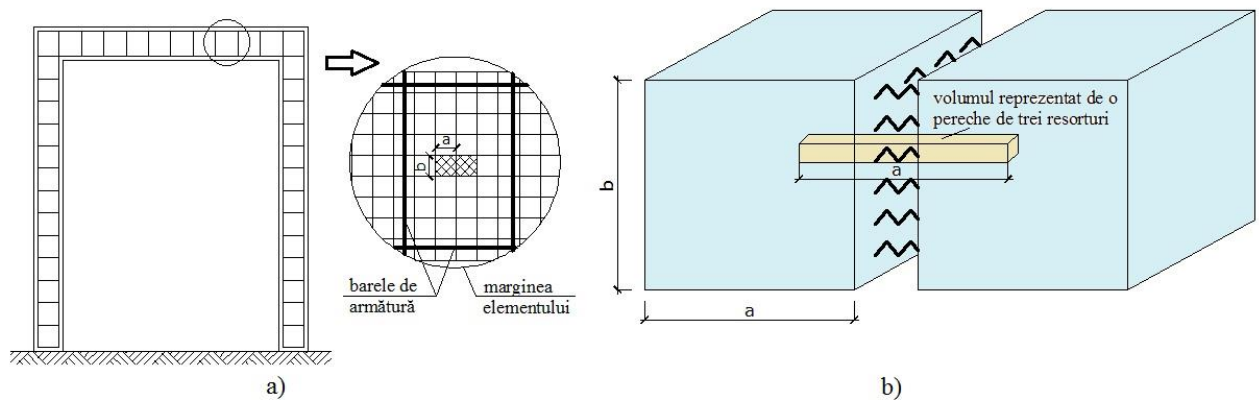


Figura 6.1 Modelarea structurii utilizând MEA: a) generarea elementului; b) distribuția resorturilor pe fețele a două elemente adiacente [166]

### Conexiunea elementelor conform MEA

În cadrul analizelor care au la bază MEF, elementele sunt conectate în noduri, iar un nod de obicei face legătura între patru elemente. Astfel, cele patru elemente au aceeași deplasare (a nodului respectiv). Această metodă oferă rezultate bune atunci când elementele nu urmează să fie separate, cum se întâmplă în orice simulare de colaps. Dacă se utilizează MEA, elementele sunt conectate utilizând o serie de resorturi distribuite pe întreaga suprafață de contact dintre elemente. Mai mult decât atât, prin MEA este permisă conexiunea parțială între elemente pe durata analizei, atunci când unele resorturi cedează în timp ce altele rămân active în continuare. În figura 6.2 este prezentată conexiunea parțială dintre două elemente atât prin MEF, cât și prin MEA. Se observă că prin MEF cele două elemente, prin intermediul celor două noduri nu se pot conecta parțial, iar prin MEA elementele sunt conectate prin intermediul resorturilor. În MEF conexiunea parțială s-ar putea realiza, dar aceasta presupune introducerea mai multor noduri pe suprafața de contact dintre elemente, ceea ce conduce la creșterea numărului de grade de libertate și mai multe dificultăți în ceea ce privește discretizarea zonei respective. Astfel, modul de conexiune dintre elemente utilizând resorturi prezintă un avantaj al MEA, comparativ cu MEF.

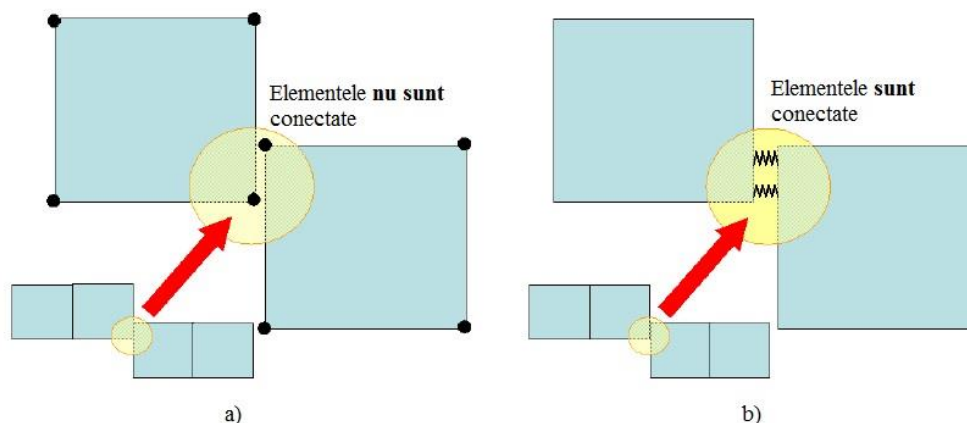


Figura 6.2 Conexiunea parțială între două elemente aplicând: a) MEF și b) MEA [166]

Un alt avantaj important al MEA în comparație cu MEF, îl constituie modul de discretizare al elementelor. În MEA fiecare element este discretizat individual indiferent de conexiunea cu

celelalte elemente, spre deosebire de MEF în care discretizarea este foarte complicată în special la interfața cu alte elemente. Mai mult decât atât, în MEF sunt necesare elemente de tranziție pentru a putea realiza trecerea de la elemente discretizate în subdiviziuni mari la cele discretizate în subdiviziuni mici, pe când în MEA aceste elemente de tranziție nu sunt necesare, trecerea realizându-se direct. În figura 6.3 este prezentat modul de discretizare specific celor două abordări MEF și MEA.

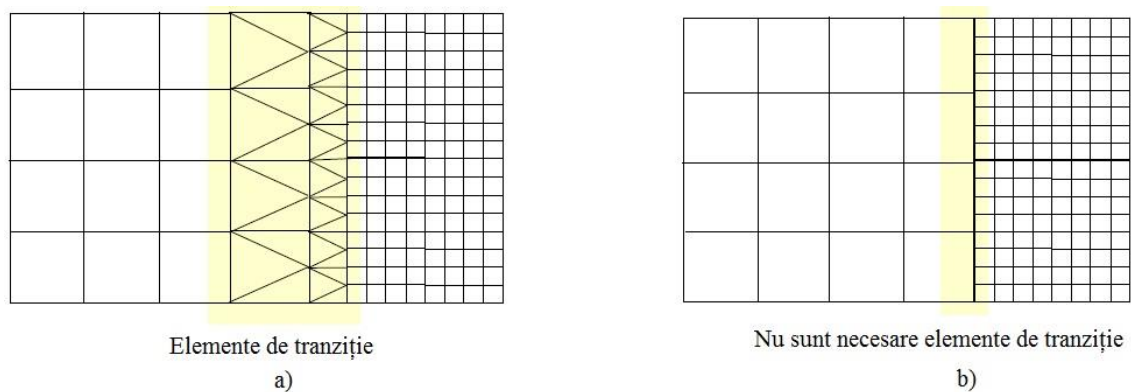


Figura 6.3 Discretizarea elementelor utilizând: a) MEF sau b) MEA [166]

Generarea resorturilor care fac legătura între elemente se realizează automat de către programul de calcul ELS<sup>®</sup>. Aceste resorturi sunt deosebit de importante deoarece:

1. reprezintă continuitatea între elemente;
2. reflectă proprietățile materialelor utilizate. Tensiunile, deformațiile și criteriul de cedare sunt calculate și estimate utilizând aceste resorturi.

Acele resorturi care fac legătura între două elemente adiacente și care reprezintă materialul principal utilizat în model, formează așa numita matrice a resorturilor (engl. *matrix springs*). De exemplu, în cazul structurilor din beton armat aceste resorturi reprezintă betonul, iar în cazul structurilor metalice, reprezintă oțelul. În fiecare punct de calcul sunt generate trei resorturi: unul pentru tensiunile normale și celelalte două pentru calculul tensiunilor tangențiale. În figura 6.4 este prezentată matricea resorturilor.

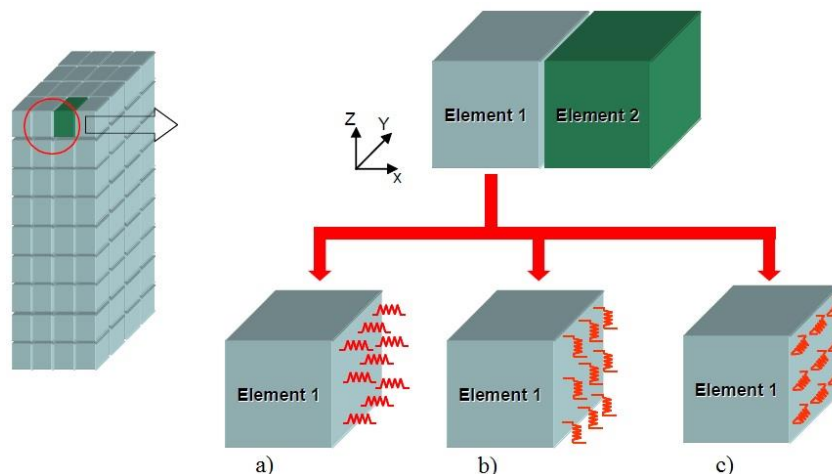


Figura 6.4 Matricea resorturilor: a) normale, b) tangențiale x-z, c) tangențiale y-z [166]

În cazul structurilor din beton armat sunt generate și resorturile corespunzătoare barelor de armătură (engl. *reinforcement springs*). Acestea reprezintă proprietățile oțelului, poziția exactă și dimensiunile barelor de armătură. În figura 6.5 sunt prezentate cele trei tipuri de resorturi utilizate: unul normal și două tangențiale.

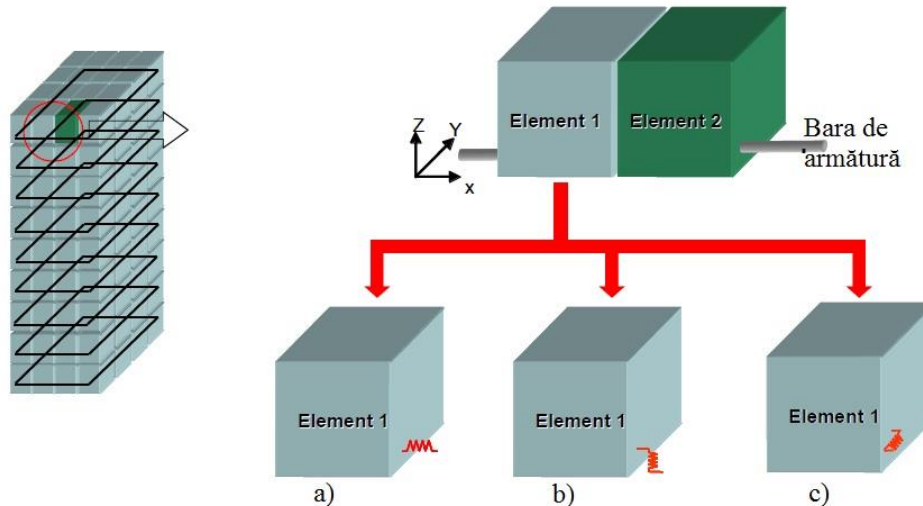


Figura 6.5 Resorturile corespunzătoare barelor de armătură: a) normale, b) tangențiale x-z, c) tangențiale y-z [166]

Resorturile cedează în una dintre următoarele situații:

- 1) Atunci când tensiunile în barele de armătură ating criteriul de cedare, conform căruia tensiunea normală atinge sau depășește valoarea ultimă a tensiunii specificată pentru materialul respectiv;
- 2) Atunci când deformația medie dintre două fețe adiacente atinge o valoare specifică numită deformație de separare (engl. *separation strain*). În acest caz toate resorturile atât cele caracteristice betonului, cât și armăturii sunt eliminate, iar pentru restul analizei se presupune că cele două elemente se comportă ca două corpuri rigide separate. Valoarea deformației de separare este specificată în model la proprietățile materialelor.

#### ***Modelele constitutive ale materialelor și criteriul de cedare***

În cazul betonului se utilizează modelul Maekawa [167], [168], prezentat în figura 6.6a. Pentru a defini curba  $\sigma - \epsilon$  la compresiune a betonului sunt necesare trei valori: modulul lui Young, parametrul corespunzător ruperii și valoarea deformației plastice la compresiune a betonului. În ceea ce privește relația  $\tau - \gamma$ , prezentată în figura 6.6b, se presupune a fi liniară până la fisurarea betonului, după care tensiunile tangențiale scad. Iar nivelul de scădere al acestora depinde de amestecul de agregate și frecarea de pe suprafața fisurii. Pentru definirea oțelului se utilizează modelul propus de Ristic et al. [169], prezentat în figura 6.6c. Valoarea deformației de rupere a armăturii trebuie definită în programul ELS<sup>®</sup>. Mai multe detalii privind modelele constitutive ale materialelor utilizate în programul ELS<sup>®</sup> se găsesc în lucrările [170], [171].

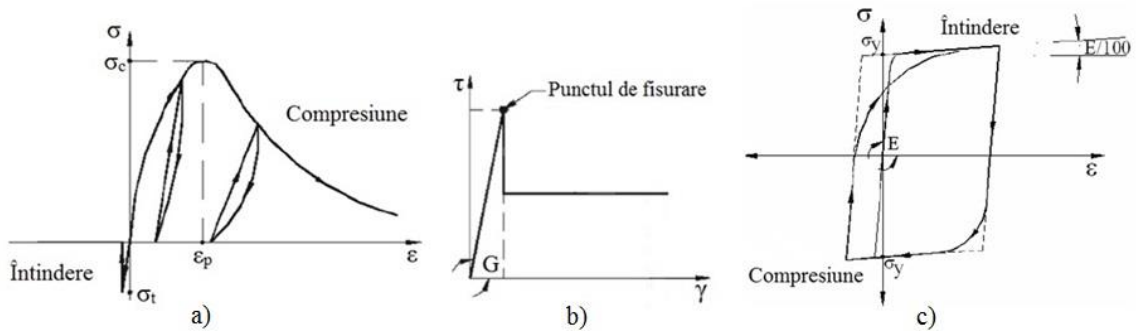


Figura 6.6 Modelele constitutive ale materialelor, utilizate în ELS<sup>®</sup>: a) relația  $\sigma - \varepsilon$  a betonului, b) relația  $\tau - \gamma$  a betonului, c) relația  $\sigma - \varepsilon$  a oțelului [166]

Betonul se presupune că fisurează atunci când tensiunea principală maximă atinge valoarea rezistenței la întindere a betonului. În figura 6.7 este prezentată starea spațială de tensiuni, care se determină pentru fiecare resort. Criteriul de cedare al resorturilor care reprezintă oțelul din barele de armătură sau din secțiunile elementelor structurilor metalice, urmează criteriul Von Mises. [171]

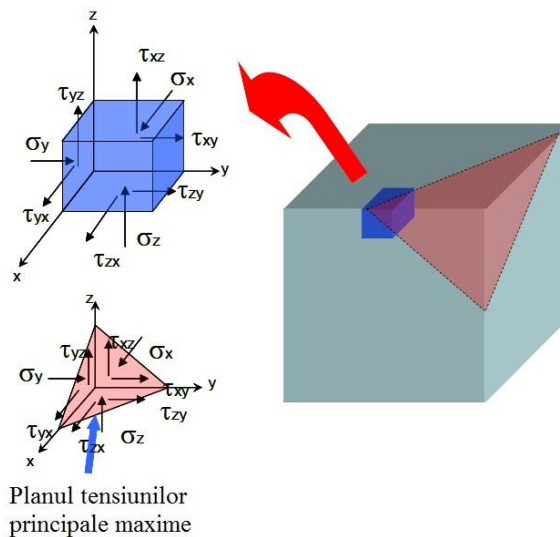


Figura 6.7 Criteriul de fisurare al betonului [166]



## 6.2. Validarea modelului numeric utilizând MEA

În scopul validării rezultatelor obținute utilizând Metoda Elementelor Aplicate, se simulează cu ajutorul programului de calcul ELS<sup>®</sup> experimentul realizat de Yi et al. (2008) [79] asupra unui cadru plan. Cadrul realizat la scara 1/3, reprezintă primele trei niveluri ale unei clădiri din beton armat de opt etaje. Acesta este format din patru deschideri de 2.667 m și trei niveluri având înălțimea de 1.10 m, cu excepția primului nivel care are 1.567 m în înălțime. Dimensiunile și detaliile de armare ale elementelor structurale sunt prezentate în tabelul 6.1. Iar în tabelul 6.2 se pot vedea valorile măsurate ale proprietăților materialelor utilizate. Cele două valori ale alungirilor  $\delta_5$  și  $\delta_{10}$  s-au măsurat cu tensiometre pe o lungime egală cu de cinci ori diametrul barei (27.5%) și de zece ori diametrul barei (23%). Iar rezistența la compresiune a betonului s-a determinat pe cub cu dimensiunea laturii de 150 mm.

Tabel 6.1 Dimensiunile și detaliile de armare ale elementelor structurale [79]

Element	Dimensiuni [mm]	Armătura longitudinală		Armătura transversală
		superioară	inferioară	
Grindă	100x200	2 $\phi$ 12	2 $\phi$ 12	$\Phi$ 6/150
Stâlp	200x200	4 $\phi$ 12		$\Phi$ 6/150

Tabel 6.2 Proprietățile materialelor utilizate în experimentul lui Yi et al. [79]

Material	Caracteristica	Valoare măsurată
Oțelul din armăturile longitudinale (HRB400)	Limita de curgere [MPa]	416
	Rezistența ultimă [MPa]	526
	Alungirea ultimă	$\delta_5 = 27.5\%$ ; $\delta_{10} = 23\%$
Oțelul din armăturile transversale (HPB235)	Limita de curgere [MPa]	370
Beton (C30)	Rezistența la compresiune [MPa]	25

Pe baza datelor experimentale se definește modelul numeric în programul de calcul ELS<sup>®</sup>. O forță verticală constantă  $F = 109$  kN se aplică la partea superioară a stâlpului din mijloc, reprezentând greutatea nivelurilor superioare ale structurii. Încărcările gravitaționale care le revin celorlalți stâlpi nu se iau în considerare, deoarece efectul lor asupra răspunsului în deformații mari ale grinzii de la al doilea nivel este nesemnificativ. În urma aplicării sarcinilor gravitaționale (forța  $F$  și greutatea proprie a elementelor), se simulează cedarea treptată a stâlpului din mijloc de la primul nivel.

În experiment, cedarea stâlpului a fost simulată printr-un proces de descărcare pas-cu-pas, o acțiune de tip deplasare-controlată, prin care s-au îndepărtat cele două cricuri mecanice care alcătuiau stâlpul. Numeric, cedarea stâlpului se simulează prin aplicarea statică, în mai mulți pași, a unei deplasări pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat. Deplasarea aplicată crește treptat până la valoarea  $\Delta = 500$  mm simulând astfel cedarea stâlpului. Modelul cadrului definit în programul de calcul ELS<sup>®</sup> și schița de încărcare sunt prezentate în figura 6.8.

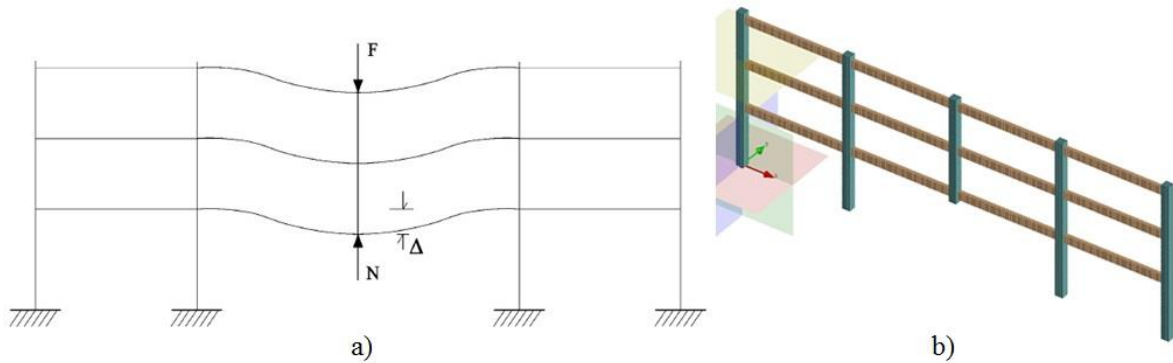


Figura 6.8 Cadrului testat de Yi et al. [78]: a) schița de încărcare, b) modelul numeric ELS<sup>®</sup>

### **Rezultatele numerice vs. experimentale**

Principalul obiectiv al experimentului efectuat de Yi et al. [79] a fost să se urmărească răspunsul în forță-deplasare, determinat în stâlpul din mijloc de la primul nivel, simulat cedat. În figura 6.9 se poate vedea curba forță-deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc cedat, obținută numeric și experimental. Comportarea cadrului în urma cedării stâlpului central de la primul nivel, simulată prin creșterea treptată a deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului, poate fi împărțită în patru etape:

- *Stadiul elastic (A-B)* – care se încheie cu apariția fisurilor în grinzi, iar deplasarea pe verticală a stâlpului din mijloc, corespunzător punctului B de pe curbă, este mai mică decât 5 mm.
- *Stadiul elasto-plastic (B-C)* – care corespunde cu intrarea în curgere a barelor de armătură de la capetele grinzilor adiacente stâlpului din mijloc de la primul nivel, indicând formarea articulațiilor plastice la finalul acestui stadiu (punctul C).
- *Stadiul plastic (C-D)* – în secțiunile de la capetele grinzilor se înregistrează rotiri plastice mari, iar strivirea betonului are loc la o deplasare pe verticală care depășește valoarea de 70 mm. După acest stadiu, fisurile de întindere din grinzi pătrund în zona comprimată, indicând formarea mecanismului catenar, iar tensiunile măsurate în barele de armătură de la partea superioară se modifică din compresie în întindere.
- *Stadiul catenar (D-E)* – care este reprezentat de o scădere treptată a forței, măsurată în stâlpul din mijloc de la primul nivel sau de o creștere treptată a rezistenței datorită acțiunii catenare. Atunci când deplasarea pe verticală atinge valoarea de 450 mm, forța în stâlpul din mijloc este de doar 6 kN, ceea ce semnifică faptul că forța axială inițială din stâlp a fost redistribuită prin intermediul grinzilor adiacente la ceilalți stâlpi. Conform experimentului, la o deplasare pe verticală de 456 mm barele de armătură de la partea inferioară în secțiunea de la capătul grinzii de la primul nivel, adiacentă stâlpului din mijloc, s-au rupt. Această cedare a barelor de armătură a cauzat o creștere bruscă a forței, ceea ce indică inițierea colapsului cadrului. [79]

În figura 6.9 se prezintă comparativ curba forță-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului din mijloc de la primul nivel obținută experimental și numeric (reprezentată cu linie continuă de culoare roșie). Se observă că rezultatele numerice, obținute cu ajutorul programului ELS<sup>®</sup>, utilizând MEA, sunt într-o foarte bună concordanță cu cele rezultate experimentale. MEA

poate surprinde comportarea cadrului până în momentul cedării, inclusiv în domeniul marilor deplasări (stadiul catenar). În literatura de specialitate, Salem et al. [48] validează un model numeric în raport cu același experiment, utilizând același program de calcul (ELS<sup>®</sup>), iar rezultatele obținute sunt prezentate tot în figura 6.9.

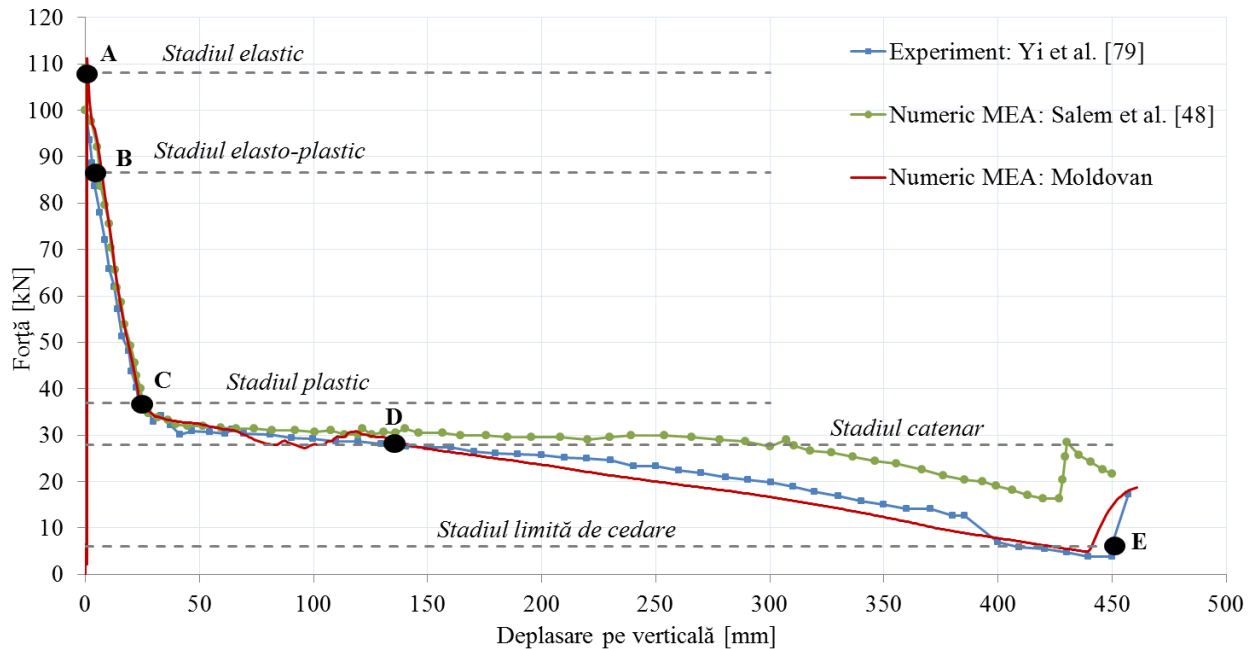


Figura 6.9 Relația forță-deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc cedat, obținută experimental (Yi et al. [79]) și numeric, utilizând MEA

Identific cu experimentul, colapsul cadrului este inițiat de ruperea barelor de armătură de la partea inferioară a grinzii de la primul nivel, adiacentă stâlpului din mijloc. Ruperea barelor de armătură se produce numeric la o deplasare pe verticală de 440 mm, valoare apropiată de cea obținută experimental de 456 mm. În figura 6.10 se poate vedea comparativ (experimental vs. numeric) detaliul de rupere al armăturii. Rezultatele numerice (figura 6.10b) obținute cu MEA, prezintă resorturile corespunzătoare oțelului din armături, cu culoarea roșie sunt reprezentate armăturile longitudinale, iar cu culoarea albastră cele transversale. Se observă că în aceeași secțiune, ca și în experiment, se rup barele de armătură longitudinale din grindă. Pentru a obține aceste rezultate foarte apropiate de experiment, în calibrarea modelului numeric s-a sporit cu 10% valoarea deformației ultime a oțelului corespunzător armăturilor longitudinale (HRB400), rezultând astfel și o creștere a rezistenței ultime a oțelului la 537 MPa.

O imagine a cadrului după ce a fost testat, corespunzător stadiului limită de colaps este prezentată în figura 6.11a. Aceasta se compară cu rezultatele numerice în termeni de tensiuni normale  $\sigma_x$  în beton, care se poate vedea în figura 6.11b (culoarea portocalie reprezintă tensiunile de întindere, iar culoarea verde tensiunile de compresiune).

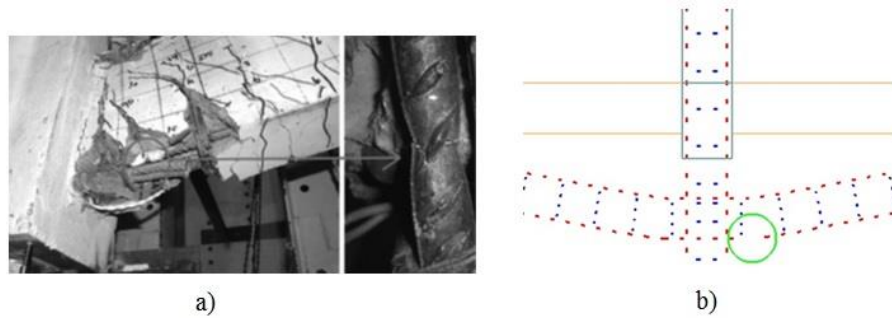


Figura 6.10 Ruperea barelor de armătură în grinda de la primul nivel, adiacentă stâlpului din mijloc: a) experimental Yi et al. [79] vs. b) numeric, utilizând MEA

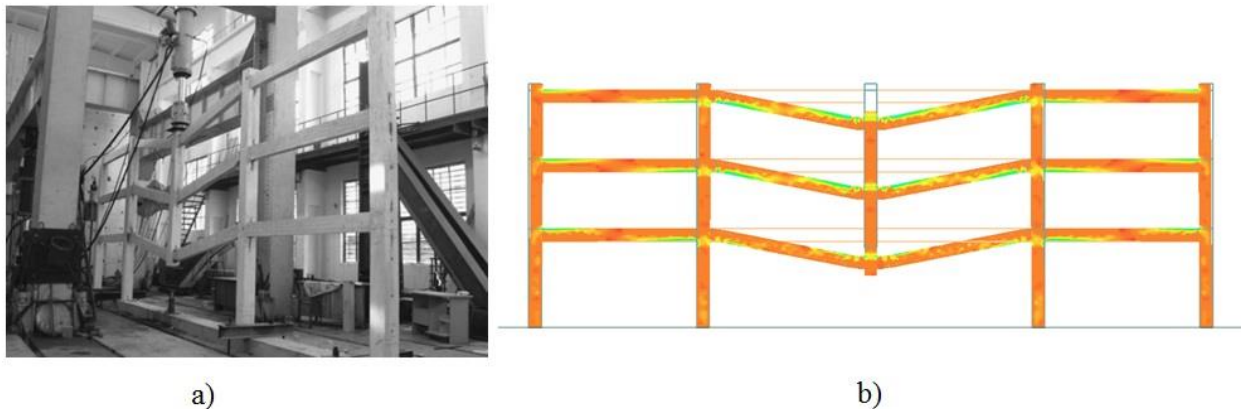


Figura 6.11 a) Cadrul după ce a fost testat [79] vs. b) stadiul limită de colaps obținut numeric, utilizând MEA în termeni de tensiuni normale

Experimental se obține relația între deplasarea pe orizontală a stâlpilor de la primul nivel și deplasarea pe verticală a stâlpului din mijloc, prezentată în figura 6.12a. În care, secțiunile 3-1 și 3-2 sunt situate în cei doi stâlpi de la primul nivel din stânga celui central, iar 3-3 și 3-4 în stâlpii din dreapta. Scăderea deplasării pe orizontală semnifică faptul că punctul se deplasează dinspre stâlpul din mijloc spre exterior, iar creșterea acesteia semnifică deplasarea punctului dinspre exterior spre stâlpul din mijloc al cadrului. În experiment, punctele se deplasează spre exterior pe măsură ce deplasarea pe verticală atinge valoarea de aproximativ 140 mm. Pe durata acestui stadiu se dezvoltă acțiunea de arc comprimat în grinziile de la primul nivel adiacente stâlpului din mijloc. De obicei, acțiunea de arc comprimat în grinzi se formează la o deplasare pe verticală a stâlpului mai mică decât jumătate din înălțimea grinzii ( $\Delta < h/2$ ), în acest caz 100 mm. Atunci când deplasarea pe verticală a stâlpului din mijloc depășește 100 până la 140 mm, stâlpii adiacenți celui din mijloc încep să se deplaseze înspre acesta, indicând formarea mecanismului catenar. Asemănător cu rezultatele obținute experimental, în figura 6.12b sunt prezentate rezultatele obținute numeric cu MEA. Conform rezultatelor numerice, la o deplasare pe verticală de doar 100 mm, stâlpii adiacenți celui din mijloc încep să se deplaseze înspre acesta.

Figura 6.13 reprezintă graficul variației eforturilor determinate în grinda de la primul nivel adiacentă stâlpului din mijloc, în raport cu deplasarea pe verticală a acestuia. Secțiunile 5-1 și 5-2 sunt situate la capetele grinzii de la primul nivel, la fața stâlpului. Pe grafic, forța axială este reprezentată cu linie continuă, iar momentul încovoietor cu linie întreruptă. Se observă că la o

deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc de 160 mm, eforturile se modifică din compresiune-încovoire în întindere-încovoire. Această valoare a deplasării pe verticală a stâlpului la care se modifică eforturile în grindă din compresiune în întindere, poate reprezenta formarea mecanismului catenar. În literatura de specialitate, Li et al. [76] au analizat același experiment a lui Yi et al. [79] cu ajutorul programului de calcul MSC.MARC, bazat pe Metoda Elementelor Finite. Iar valoarea deplasării pe verticală a stâlpului la care se modifică în grindă eforturile din întindere în compresiune a rezultat de 150 mm, apropiată de valoarea obținută cu Metoda Elementelor Aplicate de 160 mm.

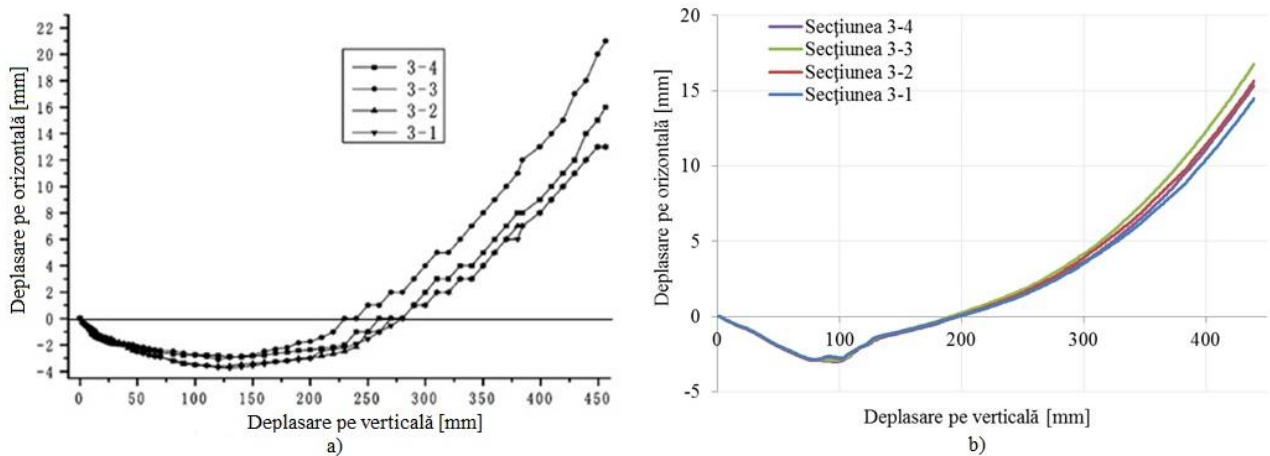


Figura 6.12 Relația între deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc și deplasarea pe orizontală a stâlpilor de la primul nivel: a) experimental Yi et al. [79] vs. b) numeric cu MEA

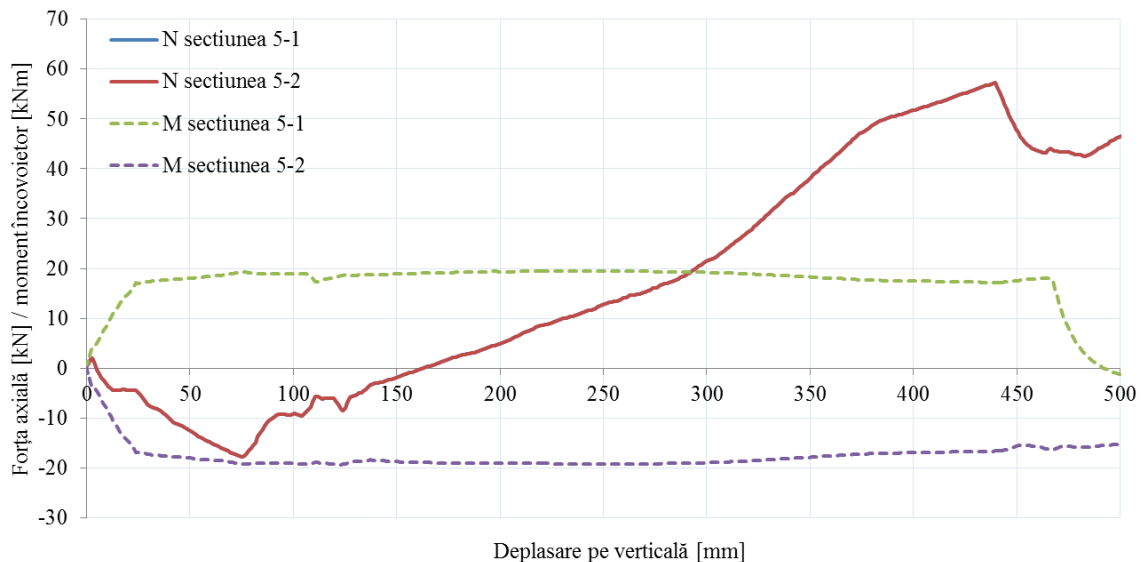


Figura 6.13 Relația între deplasarea pe verticală a stâlpului din mijloc și forța axială/moment încovoietor în grinda de la primul nivel adiacentă stâlpului

### *Cedarea la forță tăietoare*

Rezultatele analizelor statice liniare, detaliate la punctul 4.2.2, au arătat că structura existentă de 13 niveluri din Brăila proiectată conform prevederilor vechiului normativ P13-70 [118]

prezintă risc ridicat de colaps progresiv la forța tăietoare ( $DCR > 1$ ). Vechile prescripții de proiectare permiteau dispunerea etrierilor în grinzi la distanțe mai mari ( $a = \min\{h_g/3; 15d; 300 \text{ mm}\}$ ), comparativ cu noile reglementări, care sunt mai restrictive ( $s = \min\{h_w/4; 150\text{mm}; 7d_{bL}\}$  pentru DCH), iar tipul oțelului utilizat era OB38 ( $R_a^n = 260 \text{ N/mm}^2$ ), spre deosebire de S500 ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ). Astfel capacitatea la forța tăietoare a grinzilor proiectate conform vechilor normative este mult mai redusă în comparație cu noile reglementări. Deoarece modul de cedare al grinzilor la forța tăietoare nu s-a putut luat în considerare în analizele neliniare efectuate cu programul SAP2000, s-a recurs la analize mai avansate cu ajutorul programului ELS<sup>®</sup>.

Pentru a vedea dacă programul de calcul ELS<sup>®</sup> poate surprinde această cedare la forța tăietoare, s-au efectuat câteva analize pe cadrul testat de Yi et al. [79] reducând armătura transversală din grinzi. Astfel, s-a definit primul model în care s-a mărit doar distanța între etrieri de la  $\phi 6/150 \text{ mm}$  la  $\phi 6/300 \text{ mm}$ . În figura 6.14 se poate vedea răspunsul în forță-deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc (cu linie întreruptă). Se observă că la o deplasare pe verticală de doar 250 mm forța începe să crească, iar când se atinge deplasarea de 280 mm are loc ruperea barelor de armătură de la partea inferioară a grinzii de la primul nivel, identic cu modelul original (Fig. 6.15a). Pentru a surprinde totuși ruperea armăturii transversale s-a definit încă un model în care se reduce și diametrul etrierilor la  $\phi 4/300 \text{ mm}$ . La o deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc de doar 80 mm se observă cum se rupe primul resort corespunzător armăturii transversale (HPB235) în grinda de la primul nivel, după cum se poate vedea în figura 6.15b. Pe măsură ce crește deplasarea se rup și alte resorturi corespunzătoare armăturii transversale din grinzi, însă nu se observă ruperea resorturilor corespunzătoare armăturii longitudinale (HRB400).

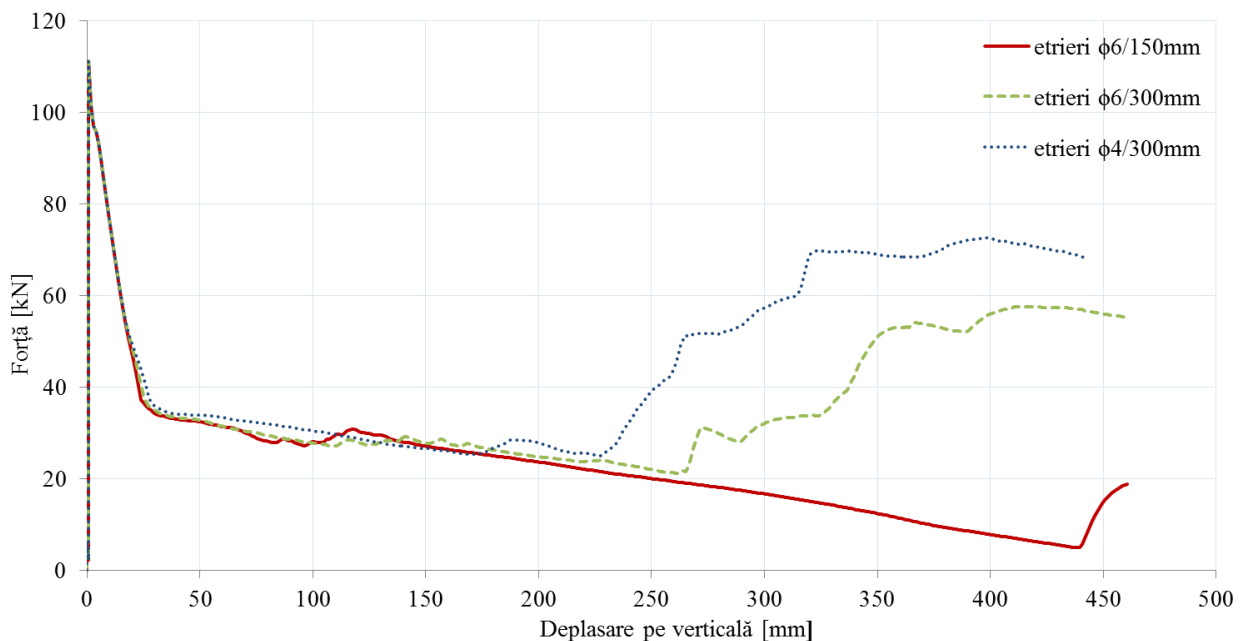


Figura 6.14 Relația forță-deplasare pe verticală a stâlpului din mijloc, obținută numeric în funcție de armarea transversală a grinzilor



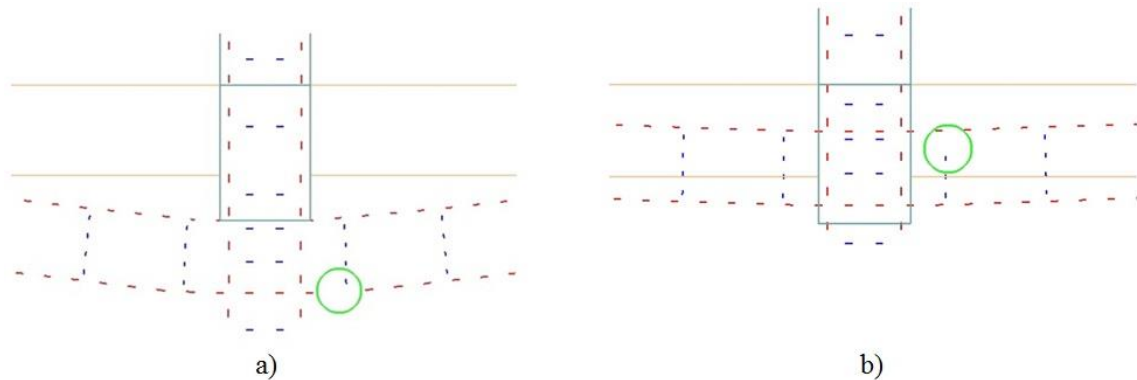


Figura 6.15 Ruperea barelor de armătură: a) modelul cu etrieri  $\phi 6/300$  mm și b) modelul cu etrieri  $\phi 4/300$  mm

În concluzie, rezultatele obținute numeric utilizând programul de calcul ELS<sup>®</sup>, care are la bază MEA, sunt validate în raport cu cele obținute experimental. Prin urmare, MEA poate fi utilizată cu încredere în evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat. De asemenea, MEA poate surprinde și cedarea la forță tăietoare, astfel încât se va putea verifica concluzia privind riscul ridicat de colaps progresiv rezultată în urma analizei statice liniare pentru modelul Brăila P13-70.

### ***6.3. Influența modificărilor prevederilor de proiectare seismică asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat: modelul Brăila P13-70 vs. modelul Brăila P100-2013 (cazul C<sub>3</sub> parter)***

Pentru a evalua efectul evoluției normelor de proiectare seismică din țara noastră asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat se analizează cu ajutorul programului de calcul ELS<sup>®</sup> modelele Brăila P13-70 și Brăila P100-2013. Modelul Brăila P13-70 reprezintă structura originală, proiectată în urmă cu 45 de ani, iar modelul Brăila P100-2013 reprezintă aceeași structură de 13 niveluri, proiectată conform prevederilor din actualul cod seismic P100-1/2013 [120].

Geometria structurii, dimensiunile și detalierea elementelor structurale, valorile încărcărilor gravitaționale și proprietățile materialelor utilizate sunt detaliate la punctul 3.3.1 pentru modelul Brăila P13-70 și la punctul 3.3.6 pentru modelul Brăila P100-2013. Pornind de la modelele proiectate se alcătuiesc modelele avariate, care sunt analizate la colaps progresiv. În programul ELS<sup>®</sup> pentru modelarea structurii se utilizează elemente solide, tridimensionale, spre deosebire de programul de calcul SAP2000 în care s-au utilizat elemente de tip bară.

Similar cu modelele numerice analizate în programul SAP2000 (capitolul 4), grinzile se consideră de secțiune T și L, iar conform codului american ACI 318-11 [133] lățimea activă de placă este de patru ori grosimea plăcii, dispusă de o parte și de alta a grinzii. Se definesc doar încărcările gravitaționale (permanente și utile), care sunt uniform distribuite pe grinzi. În model se utilizează proprietățile materialelor definite la punctul 4.2.1 pentru modelul avariat Brăila P13-70 și la punctul 4.6.1 pentru modelul avariat Brăila P100-2013. În figura 6.6 sunt prezentate modelele constitutive ale materialelor, utilizate în programul ELS<sup>®</sup>.

În programul de calcul ELS<sup>®</sup> rezolvarea problemelor dinamice se face prin metoda de integrare pas – cu – pas (Newmark-beta). Iar soluțiile ecuațiilor de echilibru rezultă utilizând fie metoda directă (Cholesky), fie metoda iterativă [166].

Prin urmare, se definește în programul ELS<sup>®</sup> un model numeric reprezentând structura de 13 niveluri din Brăila, proiectată conform normativului seismic P13-70 [118]. În acest model sunt introduse explicit toate detaliile de armare din grinzi, stâlpi și placă. În figura 6.16 se poate vedea modelul numeric, alcătuit în programul ELS<sup>®</sup>, pentru care s-au utilizat 83.681 de elemente (dintr-un total de 120.000 de elemente maxim permis) legate între ele prin resorturi.

În literatura de specialitate, Helmy et al. [49] efectuează un studiu privind influența discretizării elementelor structurale asupra rezultatelor obținute pentru o structură în cadre din beton armat de 10 etaje. Pentru aceasta, utilizează în programul de calcul ELS<sup>®</sup> patru discretizări diferite: #1 (grinzile 1x1x8, stâlpii 1x1x10, plăcile 5x5x2), #2 (grinzile 2x2x10, stâlpii 2x2x10, plăcile 10x10x2), #3 (grinzile 3x3x16, stâlpii 3x3x20, plăcile 14x14x2) și #4 (grinzile 4x4x20, stâlpii 4x4x25, plăcile 14x14x2). Rezultatele au arătat că pentru ultimele două tipuri de discretizări #3 și #4 diferențele sunt neglijabile. Astfel, în cazul modelului numeric Brăila P13-70 pentru a obține rezultate cât mai exacte, grinzile adiacente stâlpului îndepărtat se discretizează în 4x4x40 elemente, iar restul grinzilor în 2x2x20 elemente, după cum se poate vedea în figura 6.16.

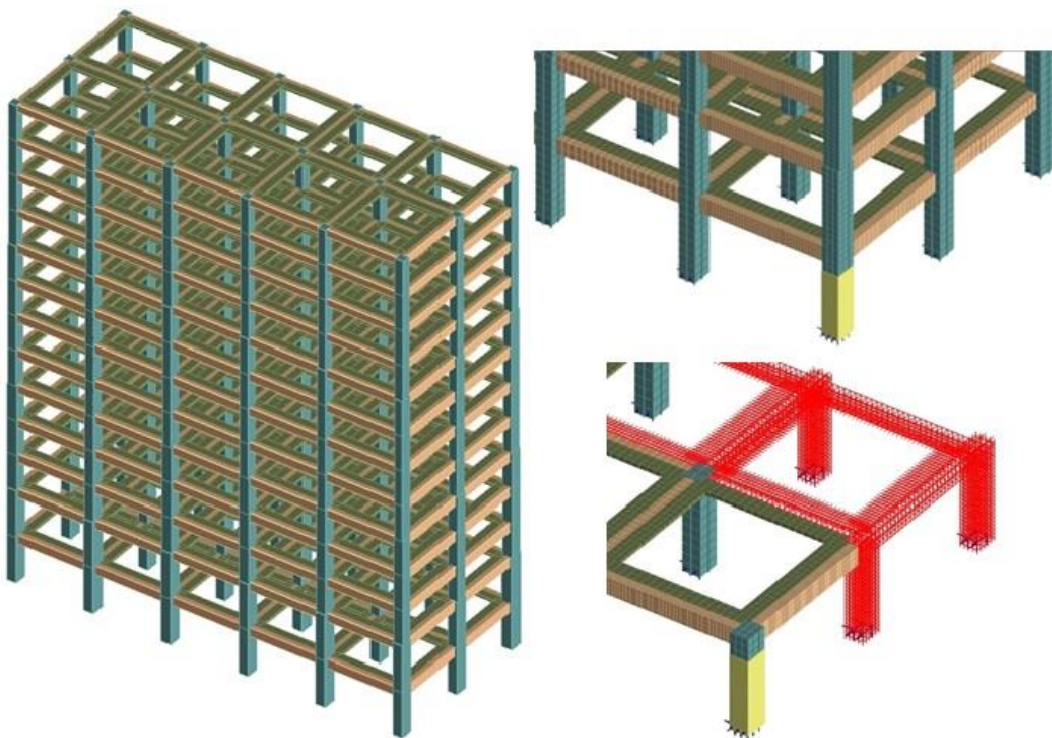


Figura 6.16 Modelul numeric Brăila P13-70 definit în ELS<sup>®</sup>

Pentru a determina potențialul de colaps progresiv al structurii de 13 niveluri din Brăila se efectuează analize dinamice neliniare conform ghidului GSA (2003) [1]. Asemănător cu procedeul de analiză detaliat la punctul 4.1.3 și utilizat în programul de calcul SAP2000, procedeul de analiză dinamic neliniar folosit în programul de calcul ELS<sup>®</sup>, bazat pe MEA, presupune parcurgerea următorilor pași:

- *Pasul 1:* asupra modelului structural alcătuit se aplică combinația de încărcări gravitaționale corespunzătoare analizelor dinamice, conform ghidului GSA (2003) [1]:

$$G_d = P + 0.25U \quad (6.1)$$

În care:  $G_d$  – încărcările gravitaționale corespunzătoare analizelor dinamice;

$P$  – încărcările permanente;

$U$  – încărcările utile.

- *Pasul 2:* se selectează în model stâlplul care urmează să fie îndepărtat din structură, conform cazurilor de avarie  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  și  $C_4$  și se setează următorii parametri specifici analizelor dinamice: timpul de îndepărtare al stâlplului  $t_r = 0.005$  s, fracțiunea din amortizarea critică  $\xi = 0.05$  și pasul de timp (engl. *time step*)  $t = 0.001$  s. Această valoare pentru pasul de timp este recomandată în manualul ELS<sup>®</sup> [166] pentru analiza structurilor din beton armat, fiind folosită și de Salem et al. [48] în evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv a unei structuri de cinci etaje în cadre din beton armat.
- *Pasul 3:* în urma analizei se obține răspunsul structurii în termeni de timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlplului îndepărtat, pentru un interval de timp definit  $t = 3$  s.

Modelul structural Brăila P13-70 se analizează la colaps progresiv pentru toate cele patru cazuri de avarie recomandate de ghidul GSA (2003) [1]. În figura 6.17 se poate vedea răspunsul structurii în termeni de timp-deplasare pe verticală în nodul de deasupra stâlplului îndepărtat. Valorile maxime ale deplasărilor pe verticală pentru fiecare caz de avarie sunt: 2.082 cm pentru cazul  $C_1$ , 2.076 cm pentru cazul  $C_2$ , 2.467 cm pentru cazul  $C_3$  și 1.791 cm pentru cazul  $C_4$ . Se observă că aceste valori sunt mai mari decât cele rezultate în urma analizelor dinamice neliniare efectuate cu programul SAP2000, utilizând articulații plastice de tip  $M_3$ . Diferențele se datorează și pasului de timp  $t = 0.001$  s în programul ELS<sup>®</sup>, mai redus decât cel utilizat în SAP 2000  $t = 0.005$  s.

Deoarece și în urma analizelor efectuate cu MEA pentru cazul  $C_3$  de avarie s-a obținut cea mai mare valoare a deplasării pe verticală, în continuare se studiază comportamentul structurii din Brăila la colaps progresiv doar în situația în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură. Aplicând procedeul de analiză dinamic neliniar descris anterior, în figura 6.18 se poate vedea răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlplului de colț îndepărtat pentru modelul structural Brăila P13-70. Rezultatele arată că într-un interval de timp de trei secunde, structura avariata sub încărcarea standard  $GSA = P + 0.25U$  nu cedează, iar valoarea maximă a deplasării pe verticală este de 2.467 cm. Sub acest nivel al încărcării, se observă apariția, respectiv propagarea fisurilor și atingerea limitei de curgere în oțelul corespunzător etrierilor (OB38), în grinzile din deschiderile adiacente stâlplului de colț avariata.

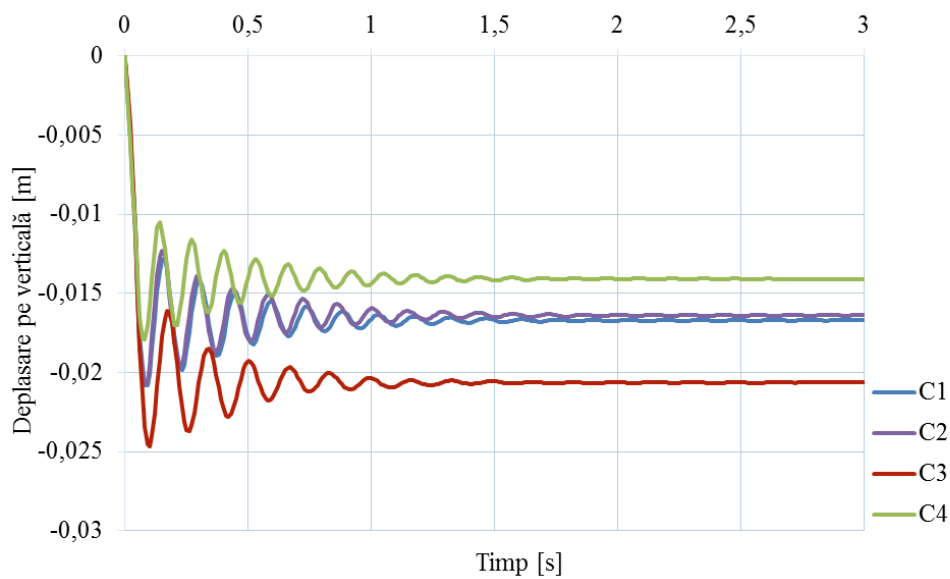


Figura 6.17 Răspunsul timp-deplasare pe verticală obținut cu MEA pentru modelul structural avariat Brăila P13-70, cazurile C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub>

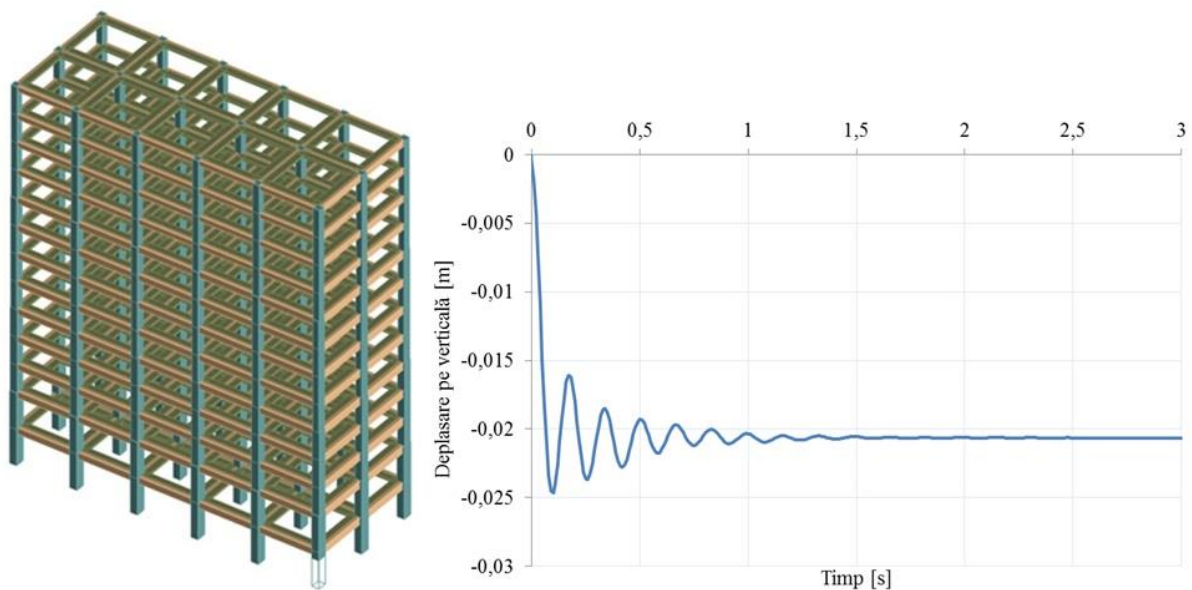


Figura 6.18 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat, obținut cu MEA pentru modelul structural Brăila P13-70

Deoarece sub încărcarea standard GSA structura nu cedează prin colaps progresiv, în continuare se efectuează mai multe analize dinamice neliniare pentru valori sporite ale încărcărilor gravitaționale, până când se observă cedarea structurii. Similar analizei de robustețe efectuată în programul SAP2000 și prezentată detaliat în capitolul 5 al tezei, se va determina capacitatea de rezistență a structurii utilizând MEA, cu ajutorul programului ELS<sup>®</sup>. Pe durata de viață a unei clădiri, se poate modifica destinația pentru care aceasta a fost proiectată, de exemplu din locuințe în birouri sau spații comerciale, care conduce la o creștere semnificativă a sarcinilor gravitaționale. Astfel, riscul de colaps progresiv al structurii determinat inițial se poate schimba din scăzut în

ridicat. Din acest motiv este important să se determine capacitatea ultimă de rezistență la colaps progresiv a structurilor.

Astfel, s-au efectuat 9 analize dinamice neliniare corespunzător următoarelor combinații de sarcini gravitaționale:  $0.4(P+0.25U)$ ;  $0.6(P+0.25U)$ ;  $0.8(P+0.25U)$ ;  $1.0(P+0.25U)$ ;  $1.2(P+0.25U)$ ;  $1.4(P+0.25U)$ ;  $1.5(P+0.25U)$ ;  $1.6(P+0.25U)$ , iar sub încărcările  $1.65(P+0.25U)$  se observă cedarea structurii. În figura 6.19 se poate vedea răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat pentru fiecare nivel al încărcării. Valorile maxime ale deplasării pe verticală corespunzător fiecărui nivel al încărcării sunt colectate pentru a alcătui curba de capacitate a structurii. Pentru modelul structural avariata Brăila P13-70 curba de capacitate rezultată în urma îndepărtării din structură a unui stâlp de colț (cazul  $C_3$  de avarie) este prezentată în figura 6.20. Pe ordonată este reprezentat nivelul încărcării, exprimat sub formă de procent din încărcarea standard GSA, iar pe abscisă deplasarea pe verticală determinată în nodul de deasupra stâlpului de colț îndepărtat.

În aceeași figură 6.20 sunt prezentate comparativ curbele de capacitate obținute în programul SAP2000 cu MEF (subcapitolul 5.3.1) și în programul ELS<sup>®</sup> cu MEA. Se observă că utilizând MEA și luând în considerare modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor, precum și toate detaliile de armare ale elementelor structurale, modelul avariata Brăila P13-70 cedează sub o încărcare mai mică de  $1.65(P+0.25U)$ , comparativ cu  $2.11(P+0.25U)$  rezultată cu MEF. În concluzie, evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv a modelului Brăila P13-70 cu programul SAP2000, utilizând în analizele dinamice neliniare articulații plastice de tip  $M_3$ , prin care nu se ia în considerare cedarea la forță tăietoare a grinzilor, este supraestimată. Iar pentru o evaluare mai exactă este necesar să se efectueze analize cu ajutorul programului de calcul ELS<sup>®</sup>.

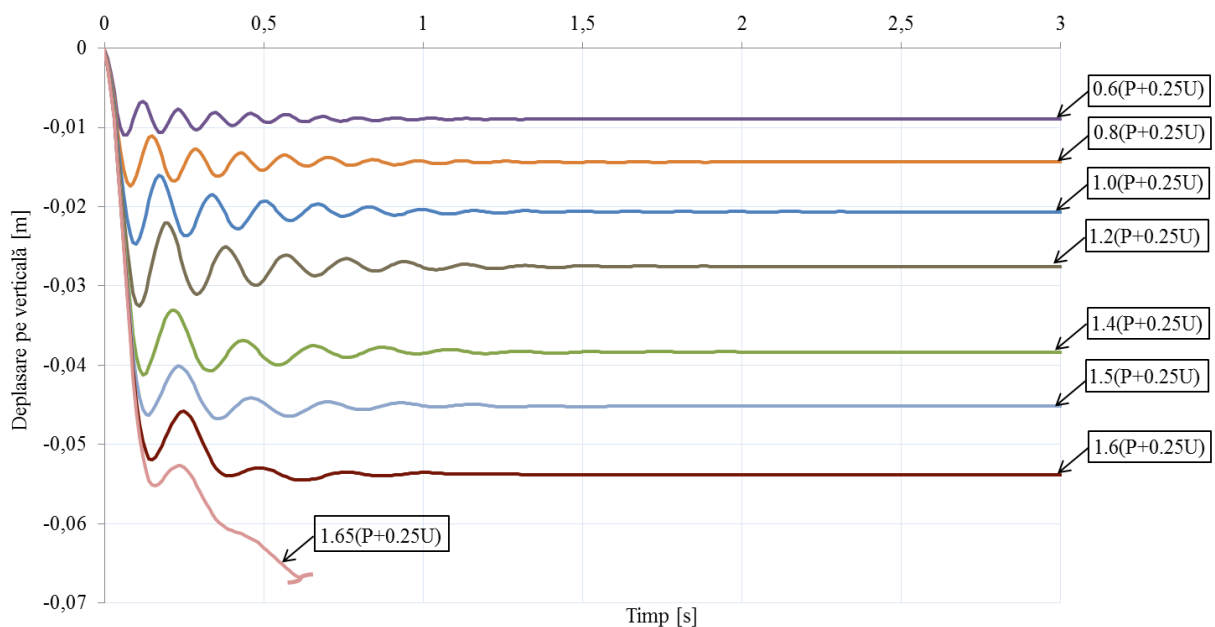


Figura 6.19 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, obținute în urma analizelor dinamice neliniare cu MEA pentru modelul Brăila P13-70



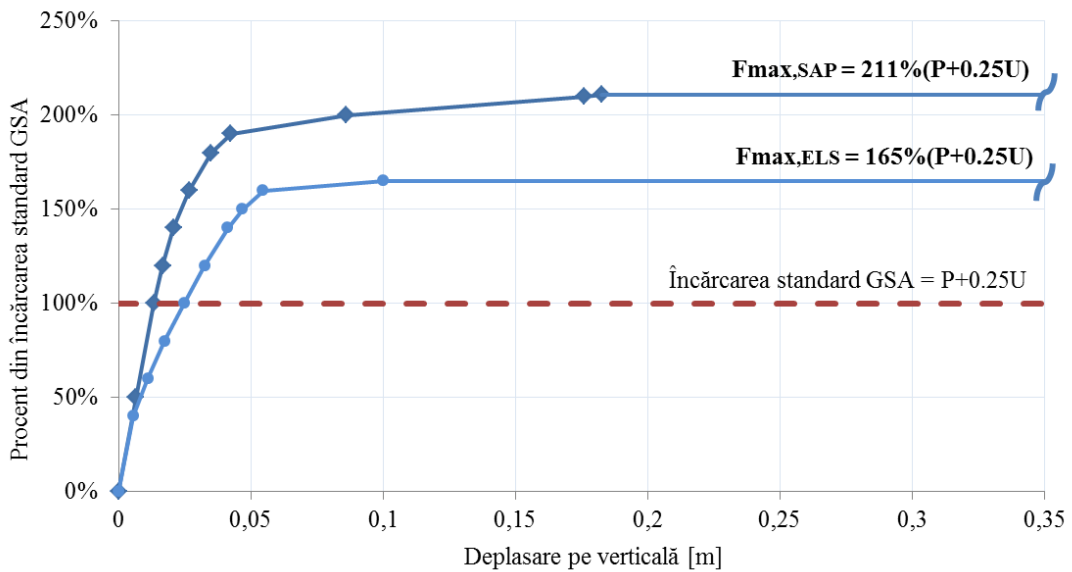


Figura 6.20 Curba de capacitate rezultată în urma analizelor dinamice neliniare MEF (SAP2000) vs. MEA (ELS<sup>®</sup>) pentru modelul structural Brăila P13-70, cazul C<sub>3</sub> de avarie

În figura 6.21 se poate vedea cedarea modelului structural Brăila P13-70 obținută în programul ELS<sup>®</sup>, precum și curba forță-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat. Colapsul parțial al structurii din Brăila proiectată conform prevederilor vechiului normativ P13-70 [118] este cauzat de ruperea etrierilor din grinzile adiacente stâlpului de colț avariati.

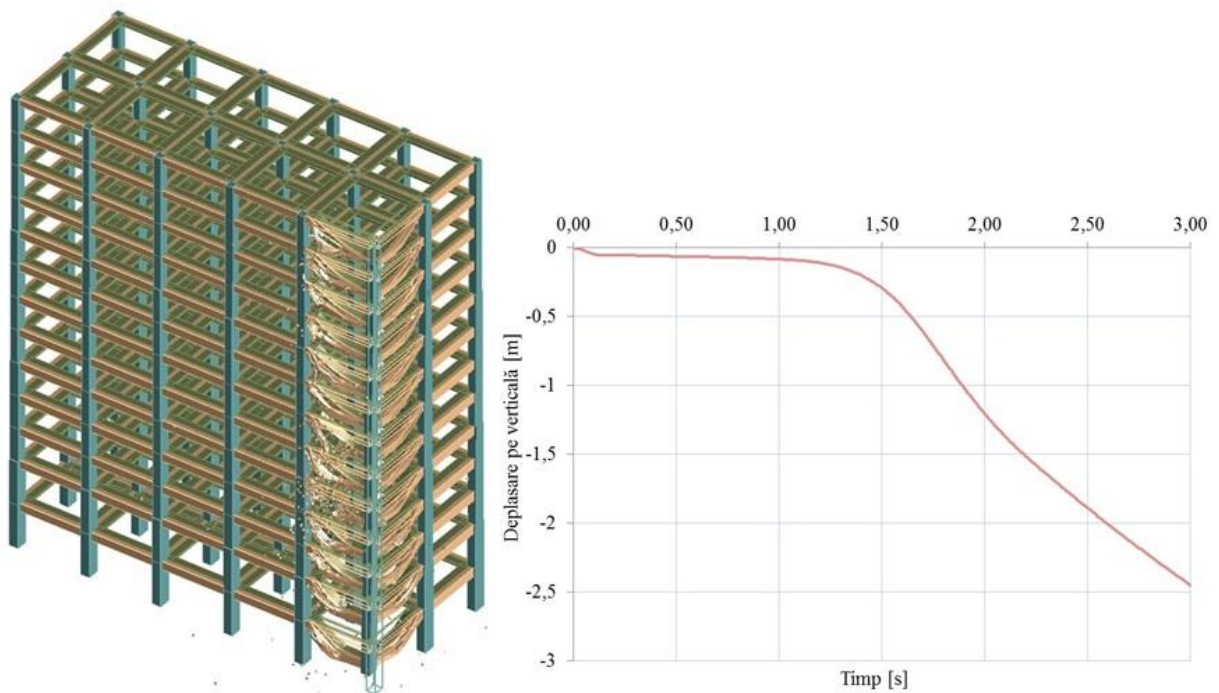


Figura 6.21 Cedarea modelului structural Brăila P13-70 sub încărcările 1.65(P+0.25U)



Figura 6.22 prezintă comportarea până în momentul cedării a grinzii de la primul nivel al cadrului transversal, adiacentă stâlpului de colț. Fisurile în beton se formează la o deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat de doar 6 mm (Fig. 6.22a). La timpul  $t = 0.05$  s, când deplasarea este de 1.90 cm se observă propagarea fisurilor (Fig. 6.22b). În armăturile transversale se atinge limita de curgere a oțelului OB38 ( $\sigma_c = 325 \text{ N/mm}^2$ ) la o deplasare pe verticală de 3.10 cm (Fig. 6.22c). Pe măsură ce deplasarea pe verticală crește se observă ruperea etrierilor (Fig. 6.22d), iar în grinzi nu se dezvoltă mecanismul catenar. Ruperea resorturilor corespunzătoare armăturii transversale în grinzile de la toate nivelurile adiacente stâlpului de colț avariat, conduce la separarea elementelor (Fig. 6.22f) și în final la colapsul parțial al structurii, după cum se poate vedea în figura 6.21.

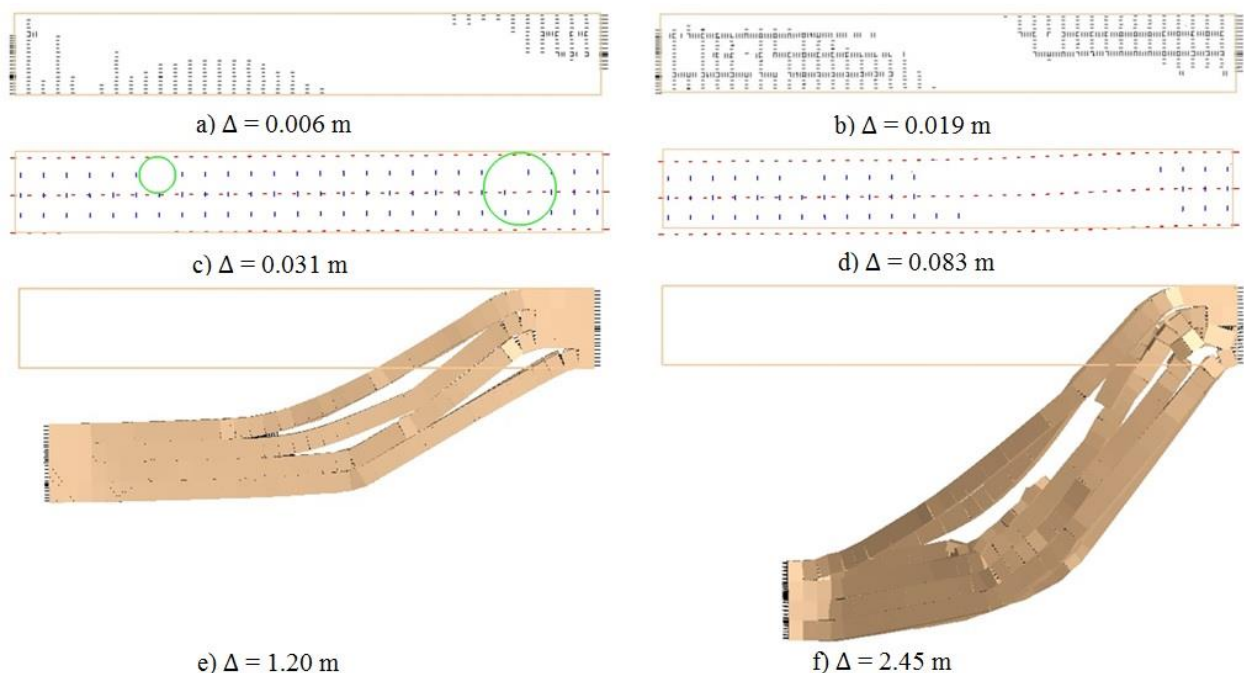


Figura 6.22 Comportarea grinzii de la primul nivel al cadrului transversal: a), b) apariția și propagarea fisurilor; c), d) ruperea etrierilor; e), f) cedarea grinzii

Efectul evoluției prevederilor de proiectare seismică din țara noastră asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat este studiat pe aceeași clădire de 13 niveluri din Brăila proiectată în urmă cu 45 de ani conform normativului P13-70 [118] și re-proiectată conform prevederilor actuale din codul P100-1/2013 [120]. Astfel, conform noilor reglementări structura este proiectată la o forță seismică de bază  $F_b^{P100-2013} = 0.098G$ , mult mai mare decât cea determinată urmând prevederile vechiului normativ de proiectare P13-70 [118]  $F_b^{P13-70} = 0.037G$ , unde  $G$  este greutatea structurii. De asemenea, în prezent se utilizează beton de clasă C25/30 ( $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ), comparativ cu vechea marcă a betonului B250 ( $R_f^n = 22 \text{ N/mm}^2$ ) și oțel de tip S500 ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ) în locul oțelului PC52 ( $R_a^n = 340 \text{ N/mm}^2$ ) utilizat pentru armăturile longitudinale, cât și în locul oțelului OB38 ( $R_a^n = 260 \text{ N/mm}^2$ ) utilizat pentru armăturile transversale. Aceste modificări conduc la diferențe privind detaliile de armare ale elementelor structurale.

La punctul 3.3.6 (capitolul 3) sunt prezentate detaliat proprietățile materialelor (Tab. 3.24) și detaliile privind armarea stâlpilor (Tab. 3.25) și a grinzilor (Tab. 3.27) pentru modelul Brăila P100-2013. Se observă o diferență majoră în ceea ce privește armarea transversală a grinzilor, care conform noilor prevederi diametrul etrierilor este mai mare (de la 6 mm la 8 mm), iar distanța dintre etrieri scade (de la 200 mm la 100 mm), aceștia fiind îndesiți pe lungimea critică de la capetele grinzilor. Aceste modificări conduc la o creștere a capacității de rezistență la forță tăietoare a grinzilor.

Similar cu analiza dinamică neliniară efectuată utilizând MEA pentru modelul structural Brăila P13-70, se evaluează capacitatea de rezistență la colaps progresiv a modelului structural Brăila P100-2013. Astfel, conform ghidului GSA (2003) [1] pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură, sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$ , rezultă curba timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului avariat prezentată în figura 6.23. Se observă că sub încărcarea standard, deplasarea pe verticală obținută pentru modelul Brăila P100-2013 este mai mică ( $\Delta = 2.029$  cm) comparativ cu cea obținută pentru modelul structural Brăila P13-70 ( $\Delta = 2.467$  cm). Iar sub acest nivel al încărcării, se observă doar apariția și propagarea fisurilor în grinzile din deschiderile adiacente stâlpului de colț avariat.

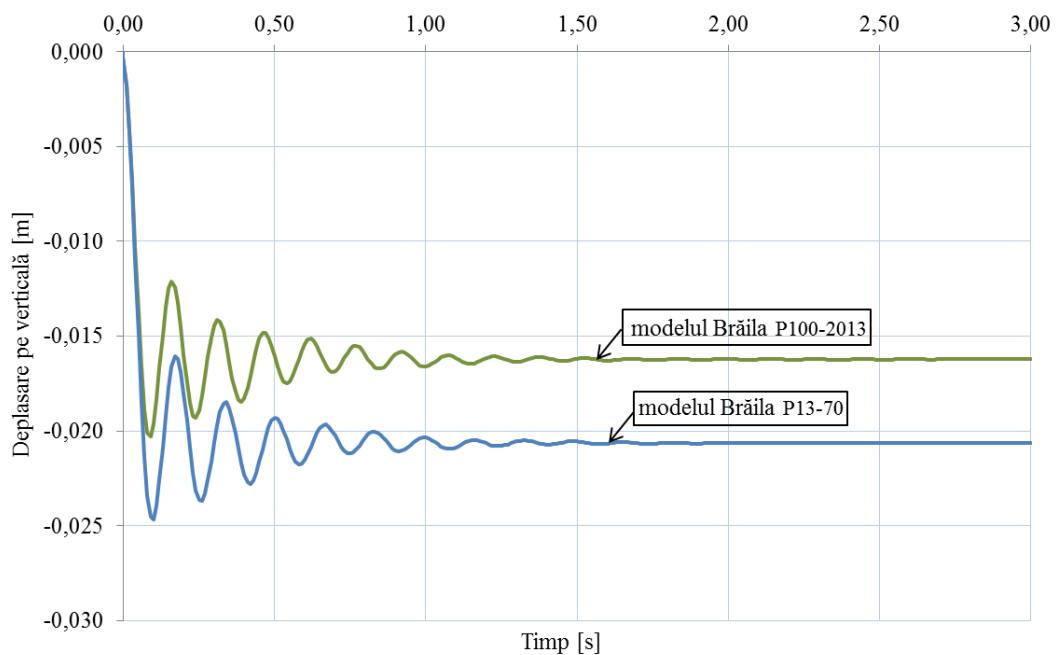


Figura 6.23 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat pentru modelul structural Brăila P100-2013 vs. modelul structural Brăila P13-70

Deoarece sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$  structura din Brăila proiectată conform codului seismic P100-1/2013 [120] rezistă colapsului progresiv pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat, în continuare se evaluează capacitatea ultimă de rezistență a structurii. Pentru aceasta, se efectuează 10 analize dinamice neliniare cu ajutorul programului ELS<sup>®</sup> pentru diferite valori ale încărcărilor gravitaționale: 0.50( $P+0.25U$ ); 0.75( $P+0.25U$ ); 1.00( $P+0.25U$ ); 1.25( $P+0.25U$ ); 1.50( $P+0.25U$ ); 1.75( $P+0.25U$ ); 2.00( $P+0.25U$ ); 2.25( $P+0.25U$ ); 2.45( $P+0.25U$ )

și 2.50(P+0.25U). În figura 6.24 sunt prezentate curbele timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat pentru diferite niveluri ale încărcărilor.

După cum se poate vedea în figura 6.24, sub sarcinile gravitaționale 2.50(P+0.25U) structura nu reușește să atingă un nou echilibru după îndepărtarea stâlpului de colț într-o perioadă de timp  $t = 3$  s. În figura 6.25 este prezentată structura avariata Brăila P100-2013 și răspunsul acesteia privind variația deplasării pe verticală determinată în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, în urma aplicării combinației de încărcări gravitaționale 2.50(P+0.25U) pentru o perioadă de timp  $t = 4$  s.

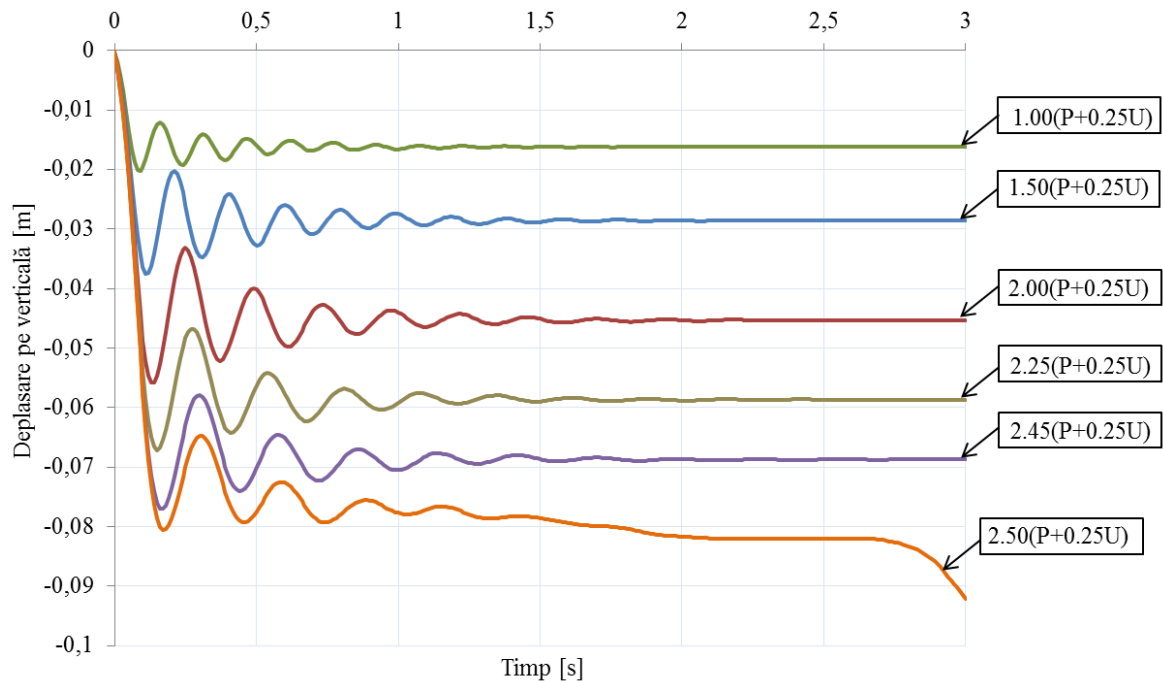


Figura 6.24 Curbe timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat, obținute în urma analizelor dinamice neliniare cu MEA pentru modelul Brăila P100-2013

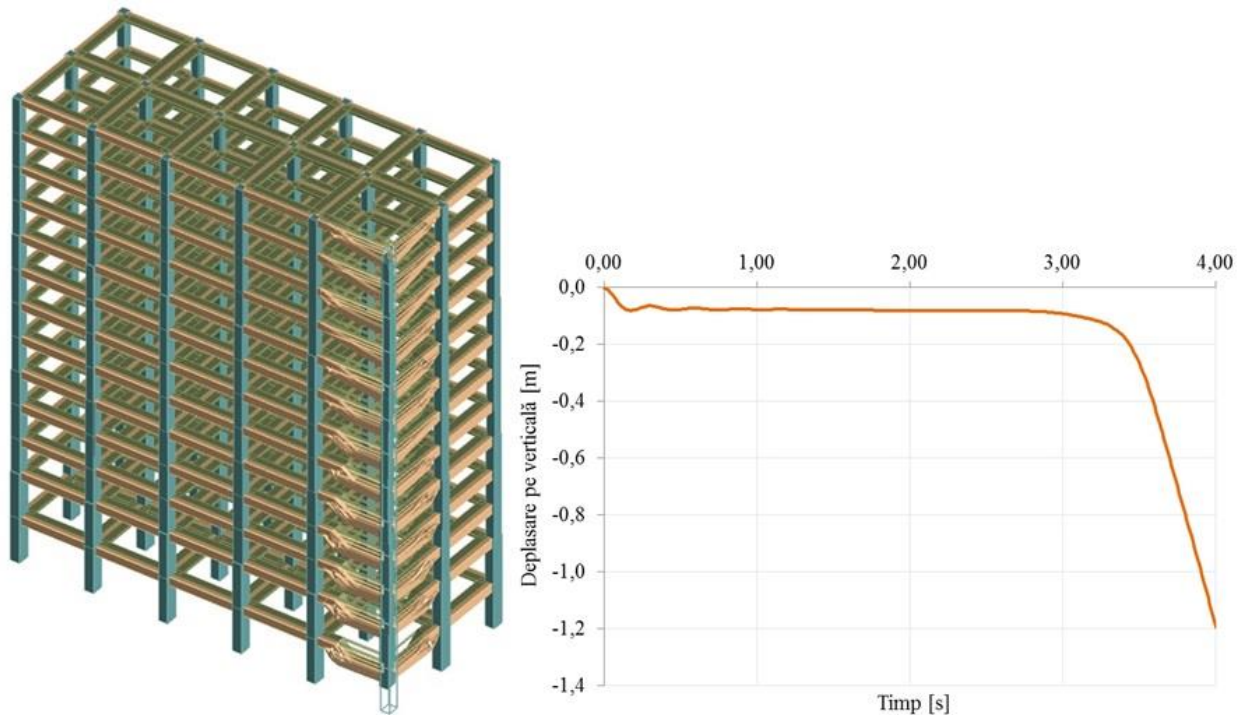


Figura 6.25 Cedarea modelului structural Brăila P100-3013 sub încărcările 2.50(P+0.25U)

În urma analizelor efectuate cu ajutorul programului de calcul SAP2000 (prezentate la punctul 5.3.4), în care nu s-a luat în considerare modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor a rezultat că modelul Brăila P100-2013 cedează sub încărcarea 2.70(P+0.25U). Iar în urma analizelor efectuate cu programul ELS<sup>®</sup>, ținând cont de cedarea grinzilor la forță tăietoare, același model structural cedează sub încărcarea 2.50(P+0.25U). Diferența între cele două încărcări sub care structura cedează (determinate în SAP2000 și ELS<sup>®</sup>) este de doar 8% pentru modelul Brăila P100-2013, spre deosebire de modelul Brăila P13-70 la care diferența este mai mare de 28%.

Pentru a evidenția diferența privind comportarea la colaps progresiv a structurii din Brăila proiectată conform normativului seismic P13-70 [118] și aceeași structură proiectată în prezent, conform codului seismic actual P100-1/2013 [120], în figura 6.26 sunt prezentate curbele de capacitate pentru ambele modele structurale. Se observă că atunci când un stâlp de colț de la primul nivel este îndepărtat brusc din clădire, modelul structural Brăila P100-2013 poate susține o încărcare mai mare cu aproximativ 50% decât modelul structural Brăila P13-70. Structura din Brăila proiectată în prezent cedează sub încărcarea maximă  $F_{\max} = 2.50(P+0.25)$ , mai mare decât încărcarea sub care cedează structura proiectată la începutul anilor '70,  $F_{\max} = 1.65(P+0.25)$ .

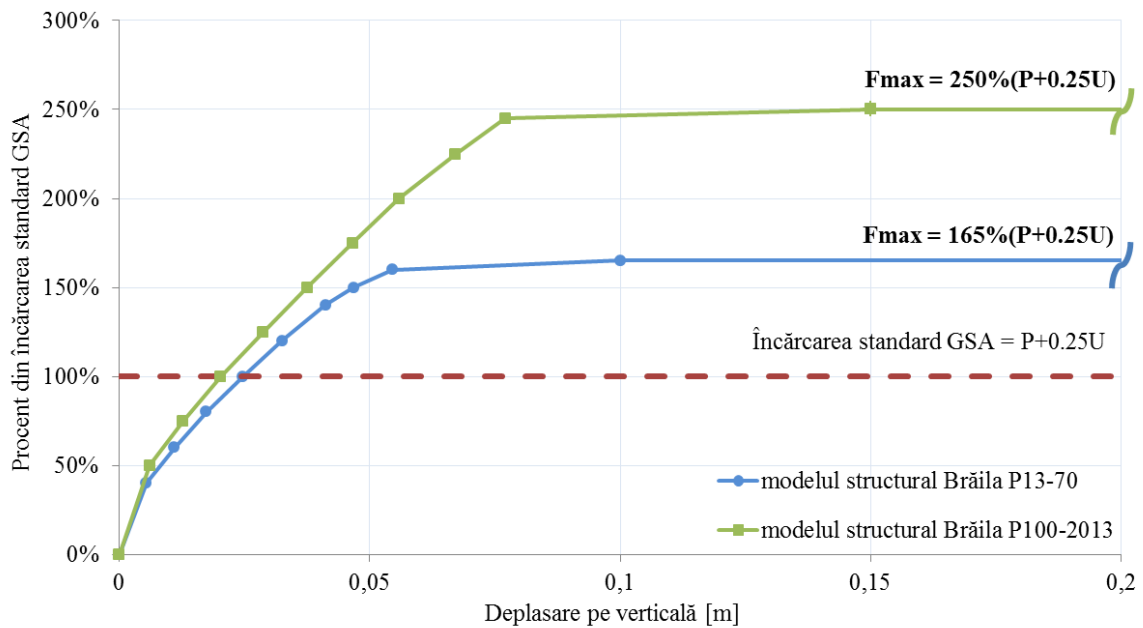


Figura 6.26 Curba de capacitate dinamică obținută cu MEA corespunzător cazului C<sub>3</sub> de avarie: modelul structural Brăila P100-2013 vs. modelul structural Brăila P13-70

Înainte de cedarea efectivă a modelului structural Brăila P100-2013, se observă formarea și propagarea fisurilor în beton, precum și ruperea resorturilor corespunzătoare atât armăturilor transversale, cât și a celor longitudinale din grinzile adiacente stâlpului de colț avariat. De exemplu, în figura 6.27 se poate vedea modul de cedare al grinzii transversale de la ultimul nivel.

În concluzie, rezultatele analizelor dinamice neliniare efectuate utilizând MEA, arată că evoluția prevederilor de proiectare seismică din țara noastră are o influență benefică asupra rezistenței la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Structura proiectată în prezent, conform actualelor coduri are o rezistență mai mare la colaps progresiv, cu aproximativ 50%, decât structura originală proiectată în urmă cu 45 de ani, conform vechilor normative.

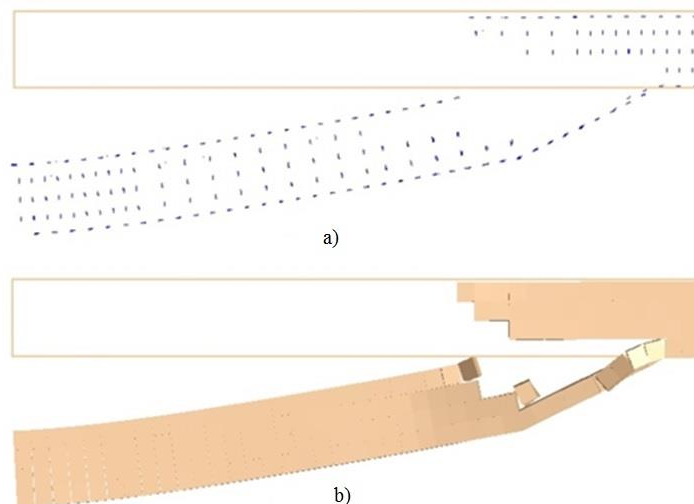


Figura 6.27 Comportarea grinzii de la ultimul nivel al cadrului transversal, adiacentă stâlpului de colț avariat: a) ruperea armăturii și b) cedarea grinzii

#### **6.4. Simplitate structurală vs. robustețe: modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni constante vs. modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile (cazul C<sub>3</sub> parter)**

Deoarece în prezent se preferă simplitate în execuție, respectiv costuri reduse, pornind de la modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile ale elementelor structurale (grinzi și stâlpi) pe înălțimea structurii se alcătuieste un nou model al clădirii de 13 niveluri. Noul model se proiectează astfel încât dimensiunile grinzilor și stâlpilor să fie constante pe înălțimea structurii. În urma verificărilor privind deplasările laterale în SLS și ULS, precum și a condiției privind asigurarea ductilității locale la stâlpi, conform actualului cod seismic P100-1/2013 [120], au rezultat dimensiunile grinzilor de  $b_g = 300$  mm și  $h_g = 600$  mm și ale stâlpilor de  $b_s = h_s = 750$  mm. La punctul 3.3.6 din cadrul capitolului 3 al tezei, este prezentat detaliat alcătuirea acestui model structural Brăila P100-2013 cu secțiuni constante, iar în tabelul 3.28 sunt date detaliile de armare ale grinzilor. Noul model structural al clădirii din Brăila s-a modelat în programul ELS<sup>®</sup>, fiind alcătuit din 111.900 de elemente legate între ele prin resorturi. În figura 6.28 se pot vedea primele trei niveluri ale modelului numeric Brăila P100-2013 cu secțiuni constante.

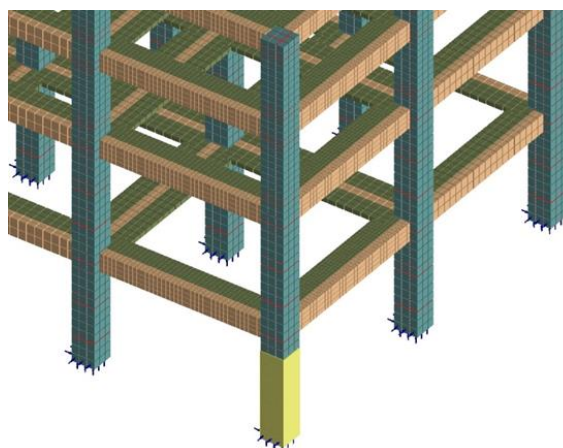


Figura 6.28 Modelul numeric Brăila P100-2013 cu secțiuni constante în ELS<sup>®</sup>

În urma analizei dinamice neliniare a noului modelului numeric conform cazului C<sub>3</sub> de avarie, sub încărcările standard  $GSA = P+0.25U$ , rezultă curba timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat, prezentată în figura 6.29. Se observă că valoarea maximă a deplasării pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat pentru noul model cu secțiuni constante ale elementelor structurale este mai mare ( $\Delta = 2.706$  cm) cu aproximativ 33% decât cea obținută pentru modelul structural Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile ( $\Delta = 2.029$  cm). Sub acest nivel al încărcării, structura nu cedează observându-se doar apariția și propagarea fisurilor în grinzile din deschiderile adiacente stâlpului de colț avariat.



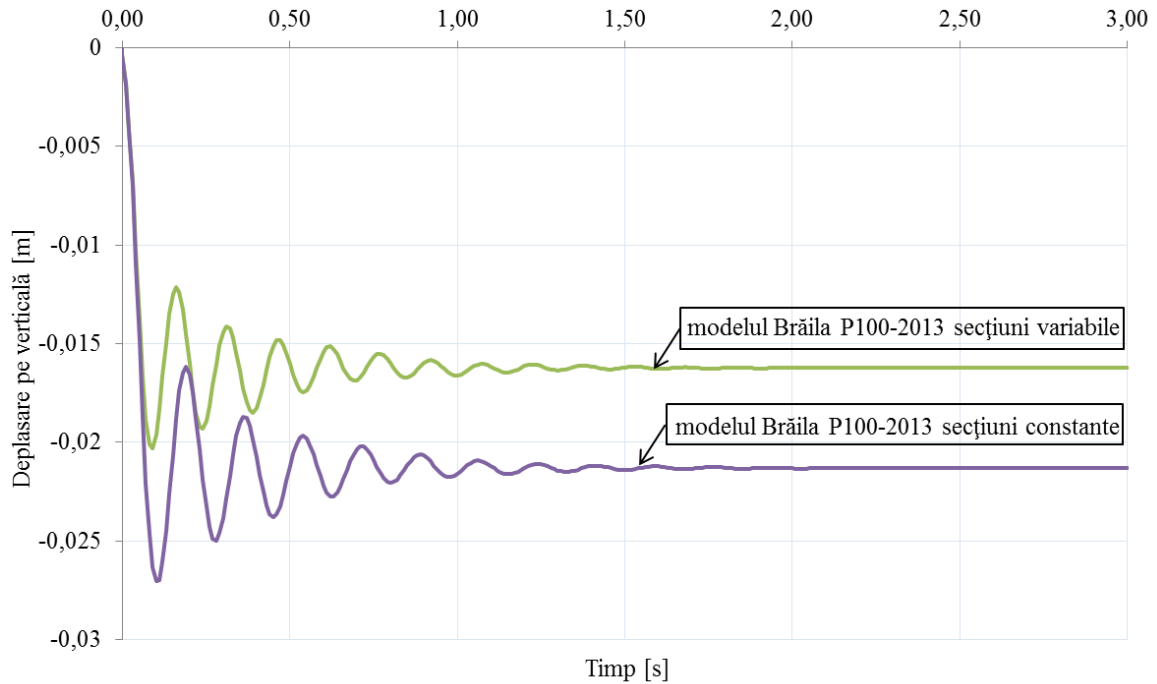


Figura 6.29 Curba timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț avariat: modelul Brăila P100-2013 secțiuni variabile vs. modelul Brăila P100-2013 secțiuni constante

Pentru a determina capacitatea de rezistență la colaps progresiv a noului model structural, asemănător cu analiza efectuată pentru modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile, se cresc treptat încărcările gravitaționale care acționează pe structură până când se observă cedarea acesteia. Astfel, pentru cazul în care un stâlp de colț este avariat s-au efectuat 9 analize dinamice neliniare sub încărcările gravitaționale:  $0.50(P+0.25U)$ ;  $0.75(P+0.25U)$ ;  $1.00(P+0.25U)$ ;  $1.25(P+0.25U)$ ;  $1.50(P+0.25U)$ ;  $1.75(P+0.25U)$ ;  $2.00(P+0.25U)$ ;  $2.10(P+0.25U)$ , iar sub combinația de încărcări  $2.15(P+0.25U)$  structura cedează. În figura 6.30 se poate observa modul de cedare al structurii sub sarcina ultimă și curba timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat din structură. Sub acest nivel al încărcărilor gravitaționale deplasările cresc foarte mult, observându-se fisurarea betonului, ruperea armăturilor longitudinale și transversale, precum și cedarea grinzilor din deschiderile adiacente stâlpului de colț avariat.

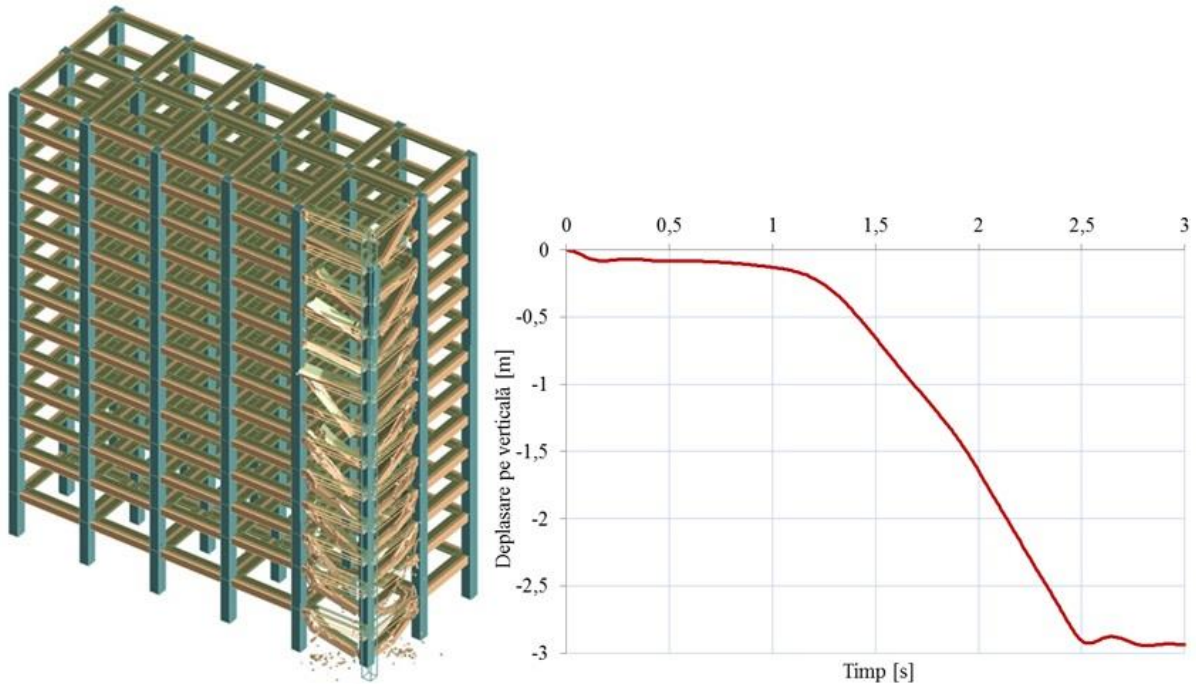


Figura 6.30 Cedarea modelului Brăila P100-2013 cu secțiuni constante sub  $2.15(P+0.25U)$

În figura 6.31 este prezentată curba de capacitate a modelului structural Brăila P100-2013 cu secțiuni constante în comparație cu cea rezultată pentru modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile ale elementelor pe înălțimea structurii. Se observă că structura originală, cu secțiuni variabile ale elementelor structurale, are o capacitate de rezistență mai mare la colaps progresiv, aceasta cedează sub încărcarea  $F_{\max} = 2.50(P+0.25U)$ , mai mare cu aproximativ 16% decât încărcarea sub care cedează structura nouă cu secțiuni constante  $F_{\max} = 2.15(P+0.25U)$ .

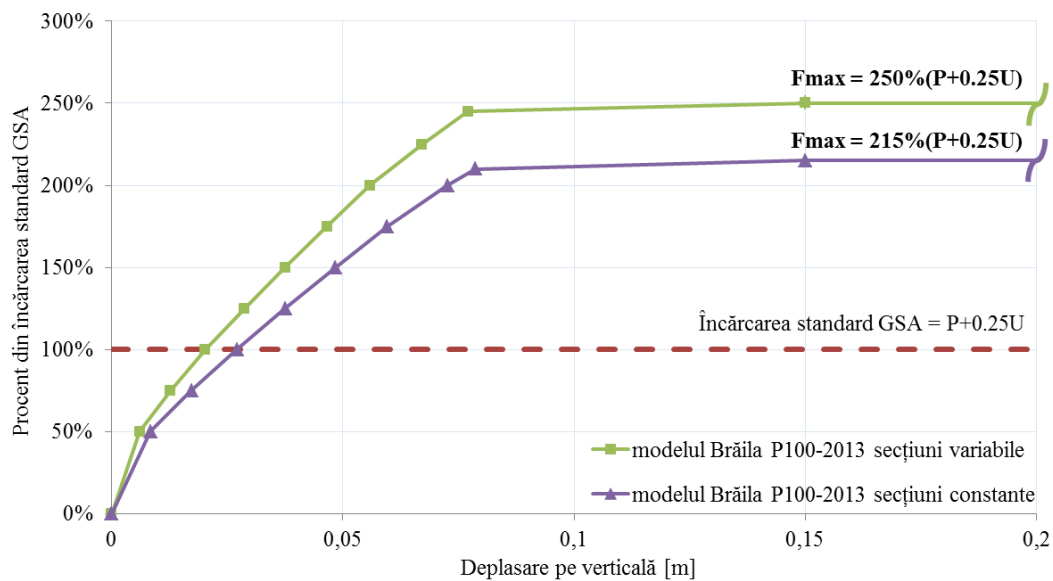


Figura 6.31 Curba de capacitate dinamică pentru cazul  $C_3$  de avarie: modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile vs. modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni constante

În concluzie, structura proiectată conform prevederilor actuale din codul seismic P100-1/2013 [120], realizată cu secțiuni constante ale elementelor structurale: grinzi 30x60 cm și stâlpi 75x75 cm prezintă o capacitate de rezistență la colaps progresiv mai mică decât aceeași structură în care dimensiunile elementelor variază (stâlpii de la primele niveluri au dimensiunile de 70x90 cm, iar la ultimele niveluri de 60x60 cm, grinzile longitudinale de la primele niveluri sunt de 35x65 cm, iar la ultimele niveluri de 30x55 cm și cele transversale pornesc de la dimensiunile 35x70 cm ajungând la ultimele niveluri la 30x60 cm). Lungimea mai mare a deschiderii grinzilor și creșterea dimensiunilor secțiunii transversale conduc la o reducere a rotirilor de la capetele acestora, iar în final la o cedare a structurii sub valori mai mari ale sarcinilor limită. Helmy et al. [49] realizează un studiu parametric pe o structură în cadre din beton armat de zece niveluri supusă la colaps progresiv prin îndepărtarea unui stâlp de la primul nivel, nivelul cinci, nivelul opt și de la ultimul nivel. Autorii arată cum creșterea înălțimii grinzilor cu 50% sau 25% conduce la o reducere semnificativă a rotirilor (de aproximativ 50%).

### **6.5. Efectul considerării zidăriei de închidere asupra răspunsului structurii: modelul Brăila P13-70 fără zidărie vs. modelul Brăila P13-70 cu zidărie (cazul C<sub>3</sub> parter)**

Pentru a evalua influența modelării pereților exteriori asupra rezistenței la colaps progresiv a unei structuri în cadre din beton armat, pornind de la modelul original Brăila P13-70, se alcătuieste un model nou în care se introduc pereții de închidere. În figura 6.32 este prezentat noul model Brăila P13-70 cu zidărie și discretizarea componentelor structurale, rezultând în total 99.401 de elemente legate între ele prin resorturi.

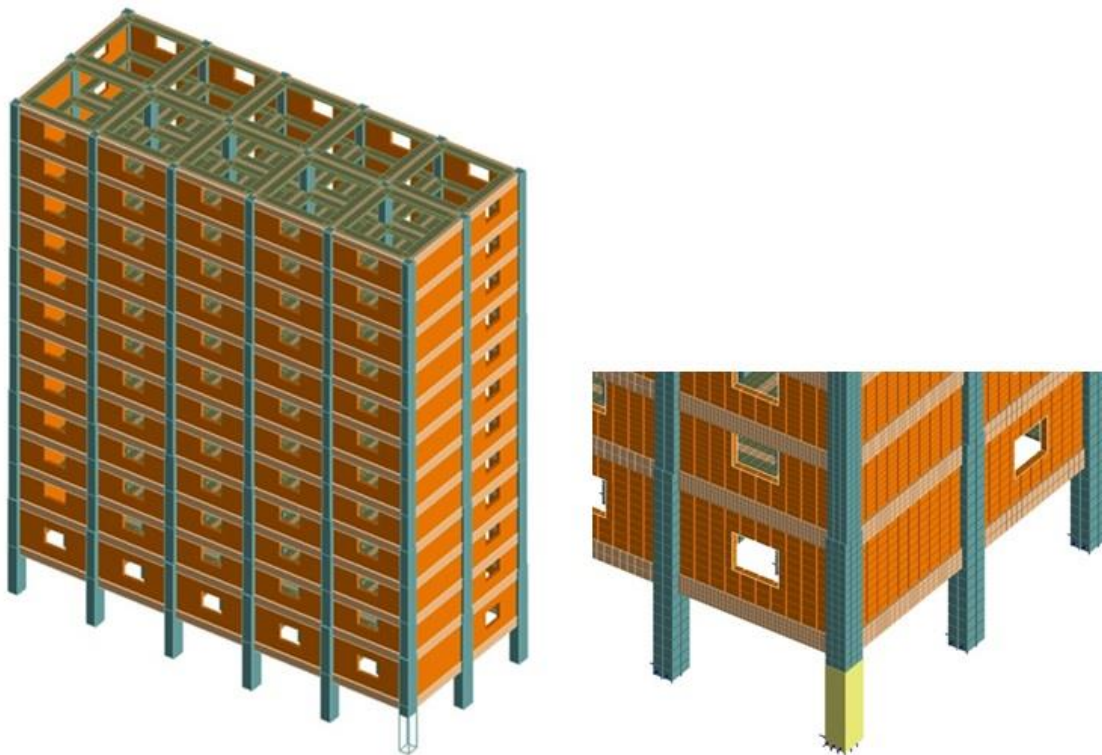


Figura 6.32 Modelul numeric Brăila P13-70 cu zidărie

Conform manualului privind modelarea în programul de calcul ELS<sup>®</sup> [172] există două metode prin care se poate defini zidăria:

- 1) simulare reală – prin care zidăria este modelată ca și în realitate, definindu-se separat proprietățile celor două materiale: cărămizi și mortar;
- 2) macro-simulare – prin care zidăria este alcătuită din elemente relativ mari, compuse din cărămizi și mortar, pentru care se definește un singur material omogen, care reprezintă proprietățile mecanice medii ale ambelor materiale.

În alcătuirea modelului structural Brăila P13-70 cu zidărie s-a ales cea de-a doua metodă prin care s-a definit un singur material omogen corespunzător zidăriei. Conform datelor obținute despre structura reală a Blocului Turn din Brăila [126], pereții de închidere sunt realizați din cărămizi de BCA cu grosimi de 25 cm. Deoarece nu se cunoaște cu exactitate tipul de BCA utilizat la începutul anilor '70, s-au alcătuit două modele numerice: unul cu zidărie din BCA MACON 3.5 cu mortar M2.5 și celălalt cu zidăria din BCA MACON 5 cu mortar M5. Proprietățile zidăriei s-au calculat conform codului de proiectare a structurilor din zidărie CR6-2006 [173], rezultatele sunt prezentate în tabelul 6.3.

Tabel 6.3 Proprietățile zidăriei de BCA

Caracteristica	BCA MACON 3.5 și mortar M2.5	BCA MACON 5 și mortar M5
Modulul de elasticitate longitudinal $E_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1267	1879
Modulul de elasticitate transversal $G_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	507	752
Rezistența caracteristică la compresiune $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.49	2.21
Rezistența caracteristică la întindere $f_{xk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.13	0.16

Cele două modele structurale Brăila P13-70 cu zidărie sunt analizate la colaps progresiv pentru cazul de avarie în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură, sub încărcările standard  $GSA = P+0.25U$ . În figura 6.33 se poate vedea răspunsul structurii în urma analizei dinamice neliniare. Comparativ cu rezultatele obținute pentru modelul structural Brăila P13-70 fără zidărie, se observă că dacă în model se introduce zidăria deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului îndepărtat se reduce cu aproximativ 48% (de la 2.467 cm la 1.287 cm) pentru zidăria din BCA MACON 5 și mortar M5, respectiv cu aproximativ 39% (de la 2.467 cm la 1.502 cm) pentru zidăria BCA MACON 3.5 și mortar M2.5. Sub acest nivel al încărcărilor se observă doar fisuri în grinzile și panourile de zidărie din deschiderile adiacente stâlpului de colț avariat.

Alți autori, cum sunt Lupoiaie et al. [53] au efectuat o analiză similară asupra unei structuri în cadre din beton armat de șase niveluri. Iar pentru cazul stâlpului de colț ( $C_3$ ) au obținut deplasarea pe verticală mai mică cu aproximativ 69% (de la 1.62 cm s-a redus la 0.497 cm) dacă în model se introduc pereții exteriori din zidărie de cărămidă. Zidăria are ca și caracteristici: modulul de elasticitate longitudinal  $E_z = 1960$  MPa și rezistența la compresiune 9.8 MPa. De asemenea, Sasani în lucrarea sa [82] evaluează comportamentul la colaps progresiv al unei structuri în cadre din beton armat de șase niveluri (Hotel San Diego). În modelul numeric s-au considerat doar pereții de umplură de la nivelurile 2, 4, 5 și 6, deoarece pereții de la nivelurile 1 și 3 au fost îndepărtați înaintea testului ca făcând parte din procesul de demolare. Pereții de umplură sunt realizați din cărămizi cu goluri, care au rezistența la întindere 26 psi (0.18 N/mm<sup>2</sup>) și modulul de elasticitate 644 ksi (4440 N/mm<sup>2</sup>). Structura s-a analizat la colaps progresiv în urma îndepărtării

bruște a doi stâlpi adiacenți de la exteriorul clădirii, dintre care unul este stâlp de colț. Dacă în modelul numeric nu se consideră pereții, deplasarea pe verticală maximă a structurii crește de aproximativ 2.4 ori față de cea obținută pentru modelul numeric cu pereți. Valoarea maximă a deplasării pe verticală obținută pentru modelul fără pereți este de 1.52 cm, iar pentru modelul cu pereți exteriori dispuși la nivelurile 2, 4, 5 și 6 este de 0.64 cm.

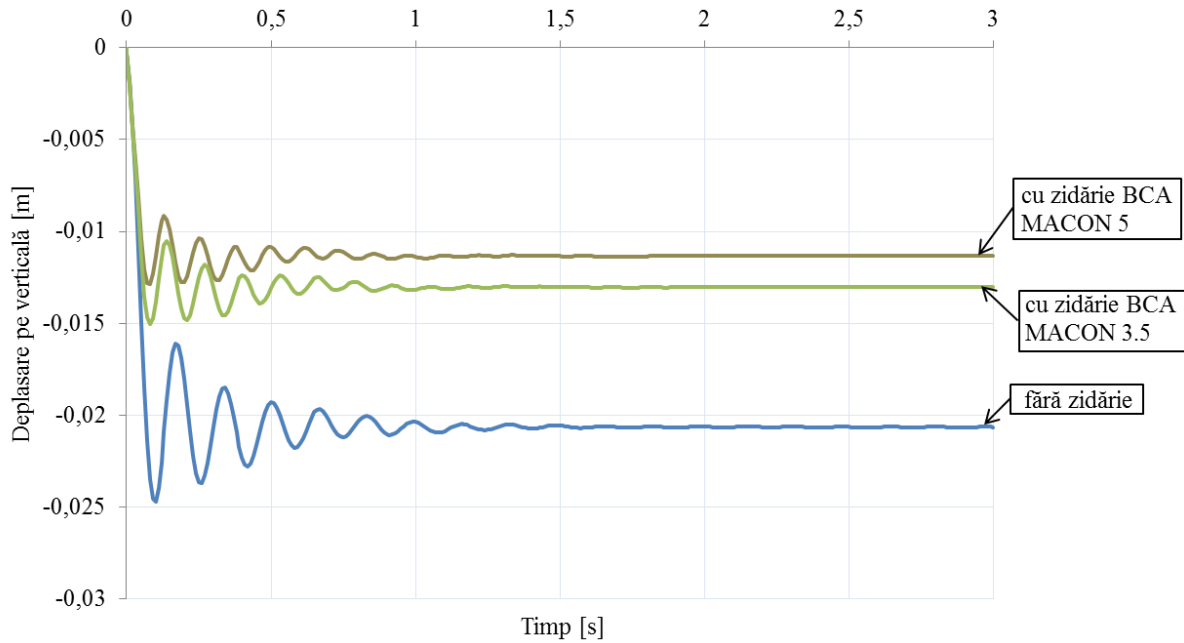


Figura 6.33 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț avariāt: modelul Brăila P13-70 cu zidărie vs. modelul Brăila P13-70 fără zidărie

În concluzie, rezultatele analizelor dinamice neliniare arată că introducerea în modelul numeric a pereților de zidărie la exteriorul clădirii afectează semnificativ răspunsul structurii obținut în urma îndepărtării unui suport vertical. Zidăria de umplutură de la exteriorul clădirii contribuie la creșterea rezistenței și a rigidității structurii. Iar pentru acuratețea rezultatelor se recomandă ca în modelul numeric să se introducă și efectul zidăriei de la exteriorul clădirii.

## 6.6. Alte scenarii de avarie pentru modelul structural Brăila P13-70

### 6.6.1. Îndepărtarea unui stâlp de colț de la diferite niveluri ale structurii

Spre deosebire de ghidul american GSA (2003) [1], care recomandă evaluarea potențialului de colaps progresiv al unei structuri în urma îndepărtării unui stâlp de la primul nivel, ghidul DoD 2009 [15] propune și alte scenarii de avarie. Acestea constau în îndepărtarea stâlpului de la diferite niveluri ale clădirii: primul nivel, nivelul intermediar și de la ultimul nivel. Astfel, pentru modelul structural Brăila P13-70 s-au analizat toate cele trei cazuri de avarie pentru stâlpul de colț, care este îndepărtat de la primul nivel (cazul C<sub>3</sub> jos), de la nivelul 7 (cazul C<sub>3</sub> intermediar) și de la nivelul 13 (cazul C<sub>3</sub> sus) al clădirii. Se aplică același procedeu de analiză dinamic neliniar, prin care stâlpul se îndepărtează într-un interval de timp  $t_r = 5$  ms, iar pe structură sunt aplicate încărcările gravitaționale  $P+0.25U$ . În figura 6.34 se poate vedea deplasarea pe verticală în urma îndepărtării stâlpului de colț. Deplasarea variază de la zero, valoare reprezentată cu roșu, la valori



maxime, reprezentate cu albastru, care sunt diferite pentru cele trei cazuri. Graficul privind variația în timp a deplasării pe verticală determinată în nodul de deasupra stâlpului de colț îndepărtat pentru toate cele trei cazuri de avarie ( $C_3$  jos,  $C_3$  intermediar și  $C_3$  sus) este prezentat în figura 6.35. Pentru cazul în care stâlpul de colț de la primul nivel este avariata se obține cea mai mică valoare a deplasării pe verticală, de doar 2.467 cm. Iar pentru cazul în care se îndepărtează din structură stâlpul de colț de la ultimul nivel rezultă cea mai mare valoare a deplasării pe verticală de 4 cm. Deplasarea obținută dacă se îndepărtează stâlpul de la nivelul 7 al clădirii este de 3.05 cm. În nici unul din cele trei cazuri de avarie, sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$  structura nu cedează.

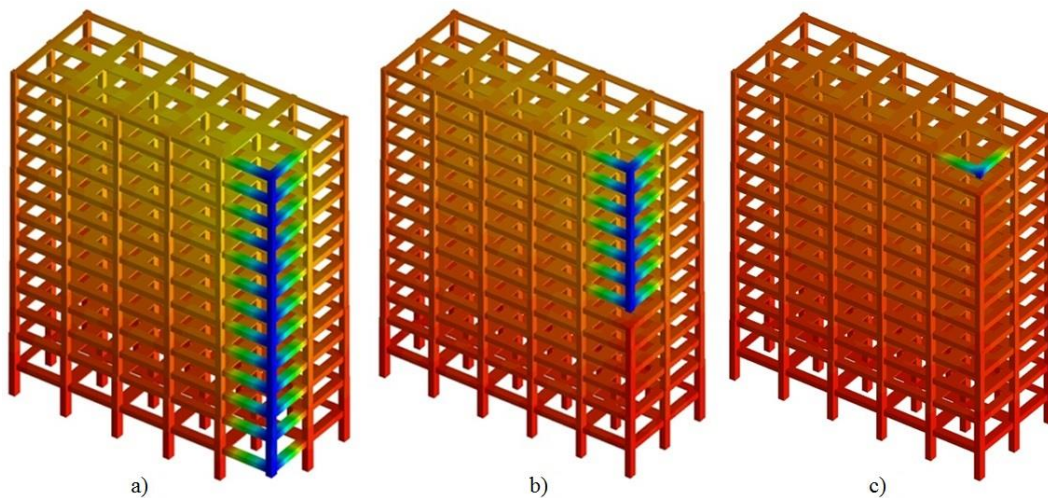


Figura 6.34 Deplasarea pe verticală corespunzătoare modelului structural Brăila P13-70 în urma îndepărtării unui stâlp de colț situat la: a) primul nivel; b) nivelul intermediar și c) ultimul nivel

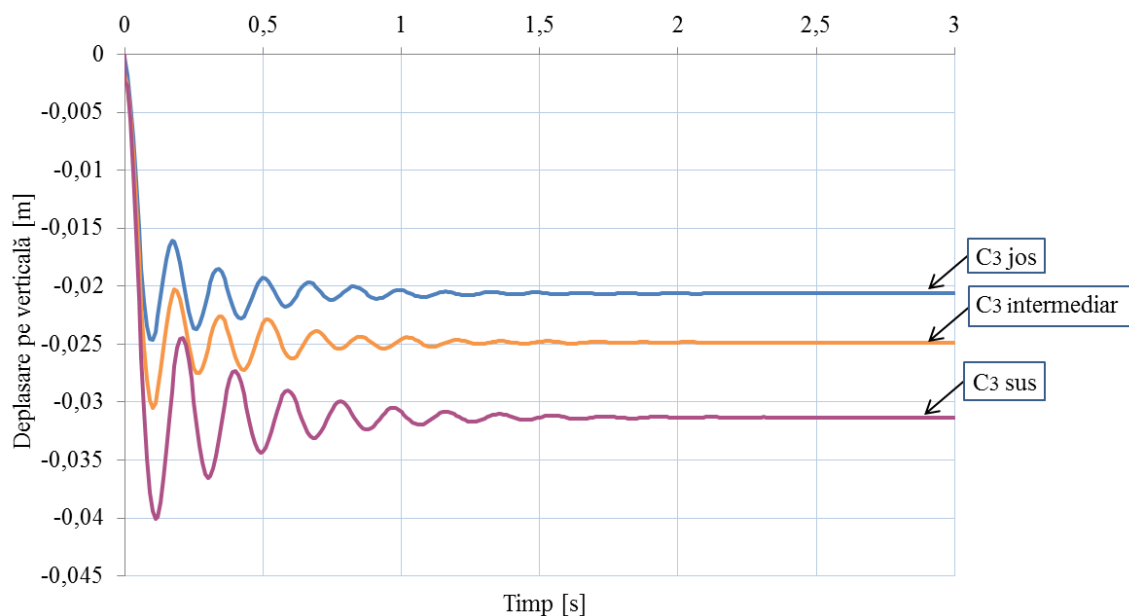


Figura 6.35 Răspunsul timp-deplasare pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat: de la primul nivel, nivelul intermediar și de la ultimul nivel al modelului Brăila P13-70



Anterior, la punctul 6.3 al tezei, s-a evaluat capacitatea de rezistență la colaps progresiv a modelului structural Brăila P13-70 pentru cazul în care stâlpul de colț de la primul nivel este îndepărtat din structură. Pentru acest caz de avarie a rezultat că structura cedează sub încărcările gravitaționale  $1.65(P+0.25U)$ . În continuare se evaluează nivelul încărcărilor sub care aceeași structură cedează în cazul în care este avariata stâlpul de colț de la nivelul intermediar sau de la ultimul nivel al clădirii. Pentru aceasta se efectuează o serie de analize dinamice neliniare pentru valori sporite ale încărcărilor gravitaționale. Corespunzător fiecărui nivel al încărcării se determină deplasarea pe verticală maximă, iar în final se trasează curba de capacitate a structurii pentru fiecare caz de avarie.

În figura 6.36 sunt prezentate curbele de capacitate pentru cazul în care se îndepărtează din structură un stâlp de colț de la primul nivel ( $C_3$  jos), de la nivelul șapte ( $C_3$  intermediar) și de la ultimul nivel ( $C_3$  sus). Se observă că pentru scenariile în care este avariata stâlpul de colț de la primul nivel și de la nivelul intermediar, structura cedează sub aceleași sarcini gravitaționale:  $1.65(P+0.25U)$ . Iar pentru cazul în care este avariata stâlpul de la ultimul nivel al clădirii, încărcările sub care aceasta cedează sunt mai mari  $F_{max} = 1.80(P+0.25U)$ . Aceste rezultate s-au obținut modelând în programul ELS<sup>®</sup> structura alcătuită din stâlpi și grinzi de secțiune T și L. În model placa s-a luat în considerare doar pe lungimea activă, care conform codului american ACI 318-11 [133] este egală cu de patru ori grosimea plăcii de o parte și de alta a grinzii. Este posibil ca rezultatele să fie diferite în situația în care se introduc plăcile în întregime în model, datorită greutateii plăcilor de la nivelurile superioare care ar cădea peste cele de la nivelurile inferioare ale structurii.

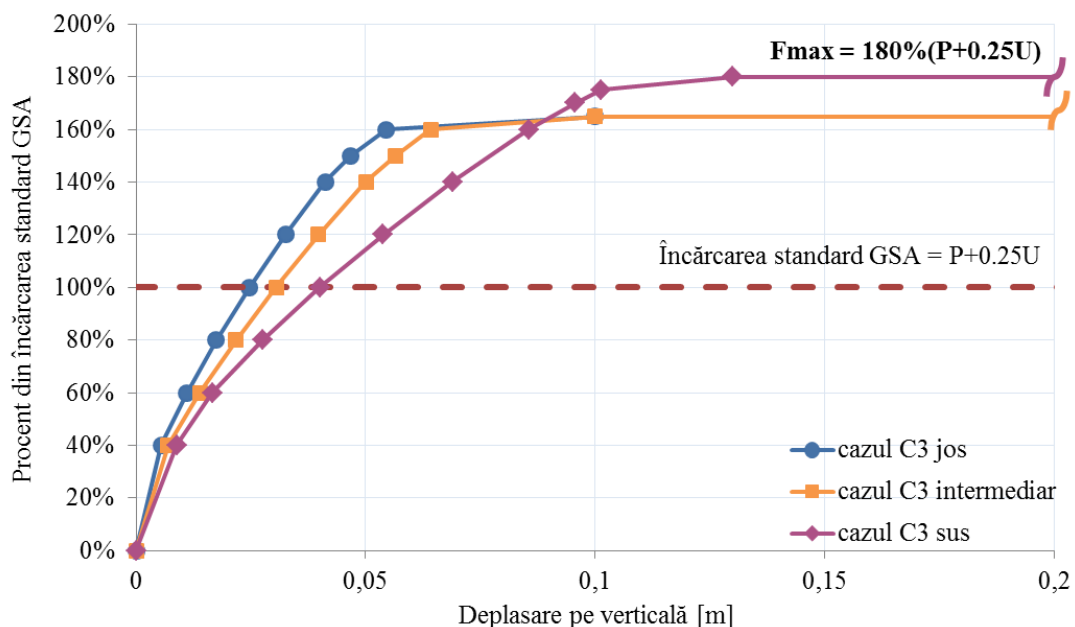


Figura 6.36 Curbele de capacitate obținute în urma avarierii stâlpului de colț de la primul nivel, nivelul intermediar și de la ultimul nivel al modelului structural Brăila P13-70

Cedarea modelului structural Brăila P13-70 sub încărcările gravitaționale maxime se poate vedea în figura 6.37: a) în urma îndepărtării stâlpului de colț de la primul nivel, sub  $F_{max} = 1.65(P+0.25U)$ ; b) în urma îndepărtării stâlpului de colț de la nivelul șapte, sub  $F_{max} =$

1.65(P+0.25U) și c) în urma îndepărtării stâlpului de colț de la ultimul nivel, sub  $F_{max} = 1.80(P+0.25U)$ .

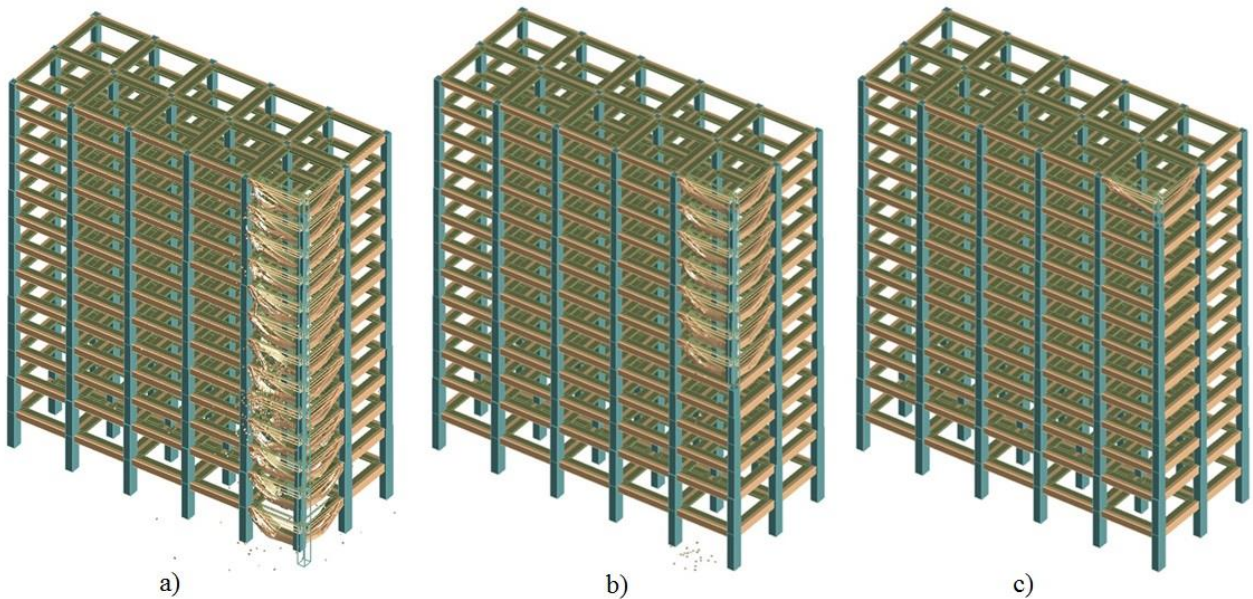


Figura 6.37 Cedarea modelului structural Brăila P13-70 în urma îndepărtării unui stâlp de colț situat la: a) primul nivel; b) nivelul intermediar și c) ultimul nivel

În concluzie, pentru structura din Brăila de 13 niveluri, proiectată la începutul anilor '70, a rezultat că dacă se îndepărtează un stâlp de colț de la parter sau de la nivelul șapte al clădirii este mai periculos decât cazul în care stâlpul este îndepărtat de la ultimul nivel. Pentru cazurile în care stâlpul este îndepărtat de la parter sau de la nivelul șapte, structura cedează sub încărcările gravitaționale  $1.65(P+0.25U)$ , iar pentru cazul în care este îndepărtat stâlpul de la ultimul nivel sub sarcinile  $1.80(P+0.25U)$ , cu 9% mai mari. Rezultă că în analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat este important să se studieze și cazul în care un stâlp de la un nivel intermediar al clădirii este îndepărtat din structură. În analiză s-au considerat grinzile de secțiune T sau L, fără a lua în considerare placa în întregime. Rezultatele ar putea fi afectate în situația în care în model se introduc plăcile în întregime. Helmy et al. [49] au efectuat un studiu similar pe o structură în cadre din beton armat de 10 niveluri, supusă îndepărtării unui stâlp de la parter, nivelul cinci, nivelul opt și de la ultimul nivel al clădirii. Structura este încărcată cu sarcinile gravitaționale  $1.2P+0.5U$ , conform ghidului american DoD 2009 [15] și încărcarea laterală egală cu  $0.002\sum(P+U)$ . Rezultatele studiului au arătat că, colapsul parțial al structurii are loc doar pentru cazul în care se îndepărtează stâlpul de colț de la ultimul nivel al clădirii. Analizele s-au efectuat pentru modelul structural în care s-au considerat plăcile în întregime.

### 6.6.2. Îndepărtarea a doi sau trei stâlpi din structură

În cadrul cercetărilor întreprinse de Salem et al. [48], Sasani et al. [82], [83] sau Dinu și Dubină [54], se evaluează comportamentul la colaps progresiv al structurilor supuse îndepărtării accidentale a doi sau mai mulți stâlpi din clădire. Pornind de la aceste cercetări și datorită faptului că modelul structural Brăila P13-70 nu cedează sub încărcarea standard atunci când doar un stâlp este îndepărtat, în continuare se propun și alte scenarii de avarie prin care să se îndepărteze mai

mulți stâlpi din structură. După cum se poate vedea în figura 6.38, modelul structural Brăila P13-70 este supus următoarelor trei scenarii de avarie care constau în îndepărtarea instantanee a doi stâlpi din structură:

- cazul  $C_3+C_1$ : se îndepărtează un stâlp de colț ( $C_3$ ) și un stâlp exterior situat la mijlocul laturii scurte a clădirii ( $C_1$ );
- cazul  $C_3+C_2$ : se îndepărtează un stâlp de colț ( $C_3$ ) și un stâlp exterior adiacent celui de colț situat pe latura lungă a clădirii ( $C_2$ );
- cazul  $C_4+C_1$ : se îndepărtează un stâlp interior ( $C_4$ ) și un stâlp exterior situat la mijlocul laturii scurte a clădirii ( $C_1$ ).

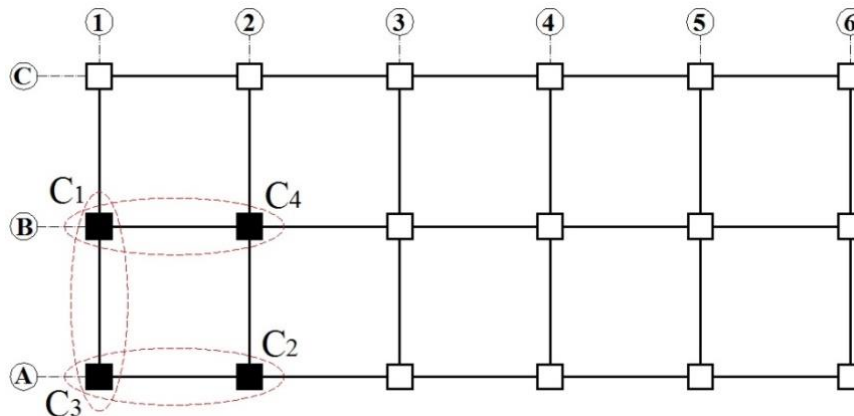


Figura 6.38 Cazurile de avarie prin îndepărtarea a doi stâlpi din structură

Cei doi stâlpi sunt îndepărtați simultan într-un interval de timp  $t_r = 0.005s$ , iar pe structură este aplicată combinația de încărcări gravitaționale:  $P+0.25U$ , recomandată de ghidul GSA (2003) [1] pentru analizele dinamice neliniare. Răspunsul structurii privind variația în timp a deplasării pe verticală pentru toate cele trei scenarii de avarie este prezentat în figura 6.39.

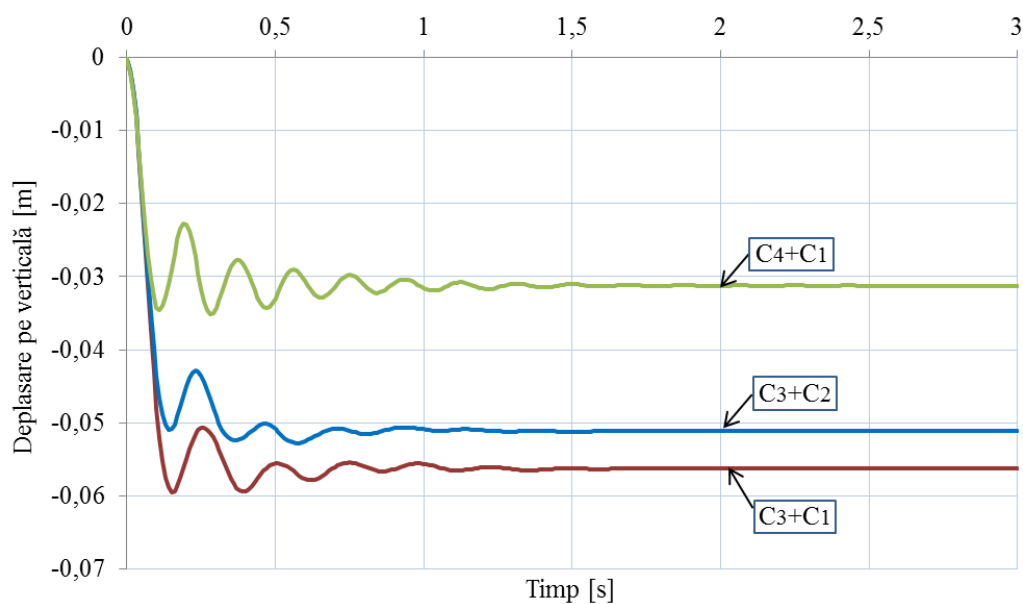


Figura 6.39 Răspunsul timp-deplasare pe verticală obținut pentru modelul Brăila P13-70 în urma îndepărtării a doi stâlpi din structură

Rezultatele analizelor arată că structura din Brăila proiectată în urmă cu 45 de ani conform vechiului normativ seismic P13-70 [118] nu cedează prin colaps progresiv nici în urma îndepărtării a doi stâlpi din clădire, sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$ . Se observă doar fisurarea betonului și ruperea resorturilor corespunzătoare oțelului OB38 din armăturile transversale în grinzile adiacente stâlpilor îndepărtați. Dintre cele trei scenarii de avarie cel mai periculos este cel prin care se îndepărtează un stâlp de colț și un stâlp exterior situat la mijlocul laturii scurte a clădirii (cazul  $C_3+C_1$ ). Pentru cazurile de avarie  $C_3$  (atunci când un stâlp de colț este îndepărtat din structură) și  $C_1$  (atunci când un stâlp exterior situat la mijlocul laturii scurte a clădirii este îndepărtat) sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$  s-au obținut cele mai mari valori ale deplasării pe verticală în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat: 2.467 cm în cazul  $C_3$  și 2.082 cm în cazul  $C_1$ . Iar dacă din structură sunt îndepărtați simultan cei doi stâlpi (cazul  $C_3+C_1$ ) valoarea deplasării crește la 5.947 cm.

Datorită faptului că structura Brăila P13-70 nu a cedat nici prin îndepărtarea a doi stâlpi din clădire, în continuare se analizează alte două scenarii de avarie prin care se propune îndepărtarea simultană a trei stâlpi din structură (Fig. 6.40):

- cazul  $C_3+2C_2$ : se îndepărtează un stâlp de colț și doi stâlpi exteriori situați pe latura lungă a clădirii;
- cazul  $C_1+2C_3$ : se îndepărtează doi stâlpi de colț și unul exterior situat la mijlocul laturii scurte a clădirii.

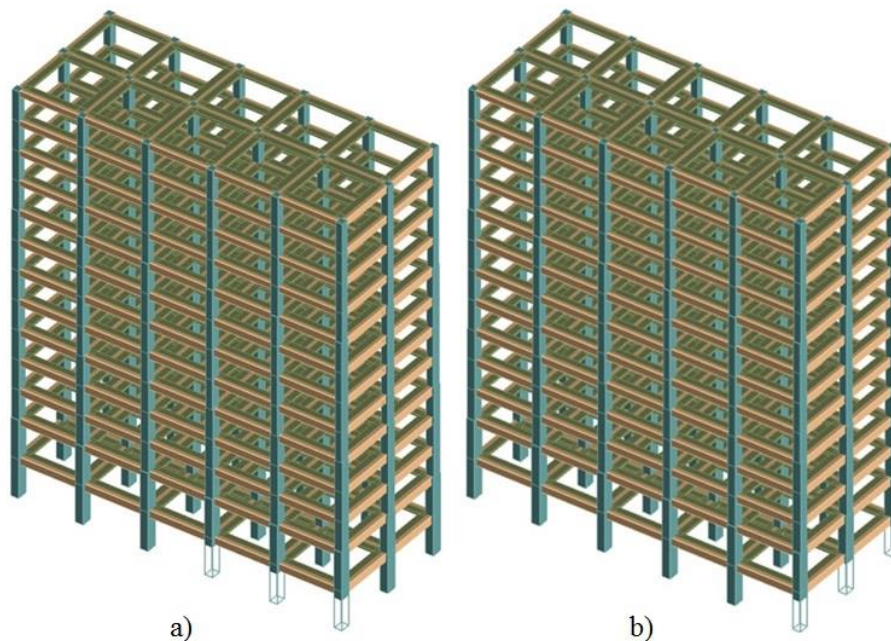


Figura 6.40 Scenarii de avarie prin îndepărtarea a trei stâlpi exteriori din structură, situați: a) pe latura lungă (cazul  $C_3+2C_2$ ) și b) pe latura scurtă (cazul  $C_1+2C_3$ ) a clădirii

Modelele structurale prezentate în figura 6.40 sunt alcătuite din aproximativ 115.000 de elemente, aproape de limita maximă permisă de programul ELS<sup>®</sup> de 120.000 de elemente. Stâlpii sunt îndepărtați în același timp  $t_r = 0.005s$ , iar structura este încărcată cu sarcinile gravitaționale:  $P+0.25U$ . Rezultatele analizelor dinamice neliniare arată că în urma îndepărtării a trei stâlpi de la



primul nivel, structura de 13 niveluri din Brăila nu mai poate susține încărcările gravitaționale și cedează prin colaps progresiv. În figura 6.41 sunt prezentate curbele de cedare timp-deplasare pe verticală corespunzător celor două cazuri de avarie, obținute pentru un interval de timp de 3 secunde. Iar modul de cedare al structurii atunci când sunt îndepărtați trei stâlpi exteriori situați pe latura lungă a clădirii este prezentat în figura 6.42.

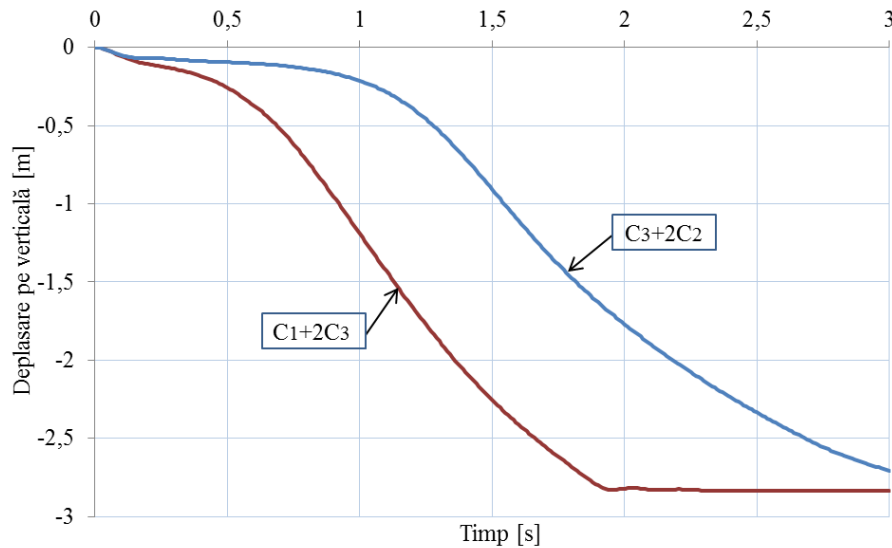


Figura 6.41 Răspunsul timp-deplasare pe verticală obținut pentru modelul Brăila P13-70 în urma îndepărtării a trei stâlpi din structură

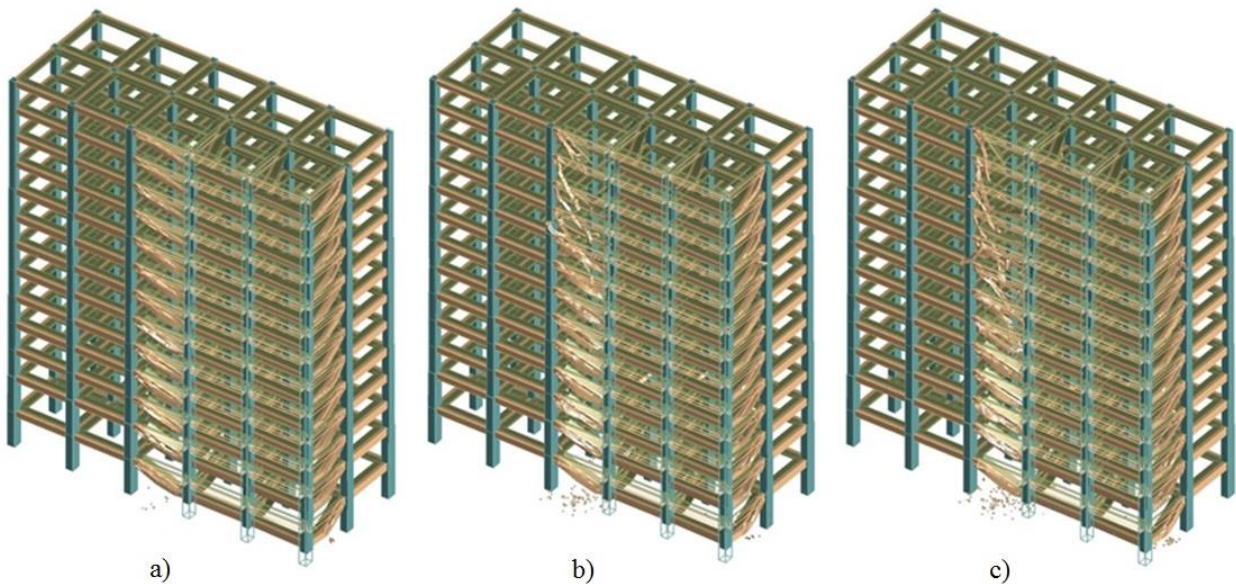


Figura 6.42 Modul de cedare al structurii Brăila P13-70 în urma îndepărtării a trei stâlpi exteriori situați pe latura lungă a clădirii: a)  $t = 3$  s, b)  $t = 5$  s, c)  $t = 7$  s

În concluzie, rezultatele analizelor dinamice neliniare efectuate asupra structurii din Brăila de 13 niveluri, construită în urmă cu 45 de ani, arată că aceasta prezintă o capacitate mare de rezistență la colaps progresiv. Structura analizată conform ghidului american GSA (2003) [1], sub încărcările gravitaționale  $P+0.25U$ , cedează doar în cazul în care trei stâlpi sunt îndepărtați brusc din clădire. Pentru scenariile în care sunt avariați doi stâlpi din structură, aceasta dezvoltă

deformații mari, fără să cedeze, într-un interval de timp de trei secunde. În realitate, blocul Turn de 13 niveluri din Brăila nu a cedat în urma celor trei cutremure majore care au avut loc pe teritoriul României (1977, 1986 și 1990), înregistrându-se doar avarii minore (fisuri fine în grinzi, fisurarea și crăparea zidăriei de umplutură și de compartimentare).

## 6.7. Concluzii

Utilizând Metoda Elementelor Aplicate (MEA) cu ajutorul programului *Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures (ELS<sup>®</sup>)*, analiza poate surprinde comportarea structurilor în timpul și după producerea colapsului. O diferență majoră față de Metoda Elementelor Finite o reprezintă împărțirea structurii în elemente mai mici, legate între ele prin intermediul a trei tipuri de resorturi. Aceste resorturi asigură continuitatea dintre elemente și reflectă proprietățile materialelor utilizate. Tensiunile, deformațiile și criteriile de cedare sunt calculate și estimate prin intermediul acestor resorturi.

Pentru a valida rezultatele obținute numeric utilizând MEA, se simulează în programul ELS<sup>®</sup> un experiment clasic, recent realizat de Yi et al. (2008) [79]. Un cadru plan din beton armat, scara 1/3 este supus cedării stâlpului din mijloc de la primul nivel printr-un proces de descărcare pas-cu-pas. Numeric, cedarea stâlpului este simulată prin aplicarea statică, în mai mulți pași, a unei deplasări pe verticală. Rezultatele numerice privind relația între forța și deplasarea pe verticală determinate în stâlpul din mijloc, efectul catenar și comportarea cadrului până la cedare sunt foarte apropiate de cele obținute experimental. Astfel încât, MEA poate fi utilizată cu încredere mai departe în analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat.

În vederea evaluării efectului modificărilor privind prevederile de proiectare seismică din țara noastră asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, s-au analizat în programul ELS<sup>®</sup> modelele structurale Brăila P13-70 și Brăila P100-2013. Modelul Brăila P13-70 reprezintă structura originală proiectată în urmă cu 45 de ani, conform normativului seismic P13-70 [118], iar modelul Brăila P100-2013 reprezintă aceeași structură proiectată în prezent, conform codului de seism P100-1/2013 [120]. În urma analizelor dinamice neliniare, pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din clădire, a rezultat că structura proiectată în prezent (Brăila P100-2013) are o capacitate de rezistență la colaps progresiv mai mare cu aproximativ 50% decât cea a structurii proiectată în urmă cu 45 de ani (Brăila P13-70). Astfel încât, modificările prevederilor de proiectare seismică din țara noastră din ultimii 45 de ani au condus la creșterea capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat.

Datorită faptului că în prezent inginerii preferă simplitatea structurală, pornind de la modelul Brăila P100-2013, în care elementele de rezistență (grinzi și stâlpi) au secțiuni variabile pe înălțimea structurii, se alcătuieste ipotetic un model nou. Noul model al clădirii de 13 niveluri este format din grinzi și stâlpi cu secțiuni constante pe înălțimea structurii, dimensionate astfel încât să verifice toate condițiile impuse de actualul cod seismic P100-1/2013 [120]. Rezultatele analizelor dinamice neliniare efectuate cu ajutorul programului ELS<sup>®</sup>, arată că noul model Brăila P100-2013 cu secțiuni constante prezintă o capacitate de rezistență la colaps progresiv mai mică, cu aproximativ 14%, decât cea a modelului Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile ale grinzilor și stâlpilor.



Introducerea în model a pereților de zidărie la exteriorul clădirii poate influența răspunsul acesteia obținut în urma îndepărtării unui stâlp din structură. În acest sens se alcătuieste un model structural nou, pornind de la modelul original Brăila P13-70 în care se introduc pereții de închidere din zidărie de BCA. În urma analizei dinamice neliniare rezultă că deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat se reduce cu aproximativ 48% pentru modelul cu zidărie din BCA MACON 5 și mortar M5, respectiv cu 39% pentru modelul cu zidărie din BCA MACON 3.5 și mortar M2.5.

Pentru modelul structural Brăila P13-70 s-au analizat și alte scenarii de avarie, propuse de ghidul DoD (2009) [15], cum sunt: îndepărtarea unui stâlp de la primul nivel, de la un nivel intermediar și de la ultimul nivel al clădirii. S-a observat că structura dezvoltă deplasări tot mai mari pe măsură ce stâlpul este îndepărtat de la nivelurile superioare. Pentru cazul în care este avariat stâlpul de colț de la parter se obține deplasarea pe verticală maximă de 2.467 cm, pentru stâlpul de colț de la nivelul șapte se obține 3.05 cm, iar pentru stâlpul de la ultimul nivel 4 cm. Dar în urma trasării curbelor de capacitate pentru cele trei cazuri de avarie, a rezultat că scenariul prin care se îndepărtează un stâlp de la parter sau de la nivelul intermediar al clădirii este mai periculos decât cel prin care se îndepărtează stâlpul de la ultimul nivel. Pentru cazurile în care este avariat stâlpul de colț de la parter și de la nivelul intermediar, structura cedează sub încărcările gravitaționale 1.65(P+0.25U). Iar pentru cazul în care este avariat stâlpul de colț de la ultimul nivel al clădirii, aceasta cedează sub sarcinile gravitaționale 1.80(P+0.25U). Analizele s-au efectuat pe structura alcătuită din stâlpi și grinzi T sau L, fără să se introducă în model plăcile în întregime.

Deoarece structura de 13 niveluri din Brăila prezintă o capacitate mare de rezistență la colaps progresiv atunci când un singur stâlp este îndepărtat, s-au propus și alte scenarii de avarie prin care să se elimine mai mulți stâlpi din structură. Atunci când doi stâlpi sunt îndepărtați simultan din structură, rezultatele analizelor dinamice neliniare arată că, sub încărcările gravitaționale standard recomandate de ghidul GSA (2003) [1], structura tot nu cedează. În cele din urmă, cedarea clădirii de 13 niveluri din Brăila se observă doar atunci când trei stâlpi exteriori sunt avariați.

## CAPITOLUL 7

### CONCLUZII GENERALE. CONTRIBUȚII

#### 7.1. Concluzii generale

Colapsul progresiv este o situație în care cedarea locală a unui element structural primar se răspândește, ca o reacție în lanț, la elementele adiacente, conducând în final la cedarea întregii structuri sau a unei părți mari din aceasta. Astfel, efectul colapsului progresiv este disproporționat mai mare decât cauza inițială, care o reprezintă avaria locală. Cedarea clădirii de apartamente Ronan Point (Londra, 1968), colapsul clădirii Federale Alfred P. Murrah (Oklahoma, 1995) și prăbușirea Turnurilor Gemene World Trade Center (New York, 2001), reprezintă exemple celebre de structuri care au cedat prin colaps progresiv. Acestea au atras atenția comunității de inginerie structurală asupra studiului acestui fenomen, care poate conduce la pierderi umane și materiale semnificative.

În ultimul deceniu, s-au efectuat studii numerice, analitice și experimentale pe structuri, substructuri, subansamble sau elemente structurale supuse încărcărilor extreme, de tipul exploziei. Rezultatele acestor cercetări au condus la introducerea în unele coduri de proiectare a prevederilor specifice realizării structurilor rezistente la colaps progresiv. Mai mult decât atât, Statele Unite ale Americii au elaborat ghiduri ce conțin metodologii de evaluare a potențialului de colaps progresiv la structurile existente și de proiectare a structurilor noi astfel încât să reziste la acțiunea sarcinilor extreme: GSA (2003) [1] și DoD (2009) [15], cu unele modificări introduse recent, în anul 2013. Pentru a determina potențialul de colaps progresiv al unei structuri, ghidul GSA (2003) [1] prevede doar *Metoda Căii Alternative*, care presupune efectuarea unor analize statice liniare, statice neliniare și dinamice neliniare. Iar ghidul DoD (2009) [15] mai conține două abordări: una indirectă prin *Metoda Forțelor de Legătură* și una directă prin *Metoda Rezistenței Locale Sporite*.

Deoarece în țara noastră există un număr relativ redus de studii privind evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat, iar codurile de proiectare românești, în prezent, nu conțin prevederi explicite referitoare la realizarea structurilor rezistente la colaps progresiv, cercetarea întreprinsă în cadrul tezei de doctorat este necesară și deosebit de importantă. Obiectivul principal al cercetării, constă în evaluarea potențialului de colaps progresiv al unei structuri tipice în cadre din beton armat, în funcție de evoluția normativelor de proiectare seismică din țara noastră din ultimii 50 de ani.

Cercetarea s-a efectuat asupra unei clădiri existente, proiectată la începutul anilor '70 în orașul Brăila, o zonă cu risc seismic ridicat din România. Blocul Turn din centrul orașului Brăila, reprezintă o structură în cadre din beton armat de 13 niveluri (P+M+11E) cu destinația de bloc de locuințe. Pornind de la structura existentă din Brăila, se alcătuesc în total șase modele structurale, reprezentând aceeași clădire (ca și configurație geometrică), dar reproiectată conform principalelor coduri seismice din țara noastră.

În urma unui studiu aprofundat al principalelor normativelor de seism: P13-63 [117], P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120], precum și al codurilor pentru construcțiile din beton: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10107/0-90 [123] și SR EN 1992-1-1:2004 [124], s-au alcătuit cele șase modele structurale: modelul original Brăila P13-

70, modelul derivat Brăila P13-63, modelul derivat Brăila P100-92, modelul derivat Brăila P100-2006, modelul derivat Brăila EC-8 și modelul derivat Brăila P100-2013. Toate modelele structurale au aceeași geometrie, s-au păstrat constante valorile încărcărilor permanente, utile și au variat de la un model la altul valoarea forței seismice, grupările de încărcări, caracteristicile materialelor, prevederile privind armarea longitudinală și transversală a elementelor structurale.

În urma proiectării celor șase modele structurale s-a observat că pentru modelul original Brăila P13-70 este necesară cea mai redusă cantitate de armătură longitudinală în grinzi, iar pentru modelul derivat Brăila P100-92 a rezultat cea mai mare cantitate. Acest lucru se datorează forței seismice mult mai mari (cu aproximativ 116%) determinată pentru modelul derivat Brăila P100-92 decât cea determinată pentru modelul original Brăila P13-70. Chiar dacă forțele seismice de bază calculate conform mai noilor coduri de proiectare P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] sunt mai mari decât cea determinată conform codului seismic P100-92 [21], cantitatea de armătură longitudinală din grinzi se reduce. O scădere semnificativă a eforturilor de proiectare din grinzi rezultă din modificarea spectrului seismic de răspuns elastic, corespunzător noilor coduri [24], [120], Brăila are perioada de control  $T_C = 1.0$  s, mai mică decât cea prevăzută în vechiului cod P100-92 [21],  $T_c = 1.5$  s. De asemenea, conform noilor reglementări pentru clasa de ductilitate înaltă se utilizează armături din oțel de tip S500 cu limita de curgere caracteristică  $f_{yk} = 500$  N/mm<sup>2</sup>, mai mare decât cea a oțelului marca PC52, care are limita de curgere  $\sigma_c = R_a^n = 340$  N/mm<sup>2</sup>. Cerințele privind armarea transversală a grinzilor conduc la dispunerea etrierilor la distanțe mai reduse în cazul modelului derivat Brăila P100-92 față de modelul original Brăila P13-70 și cel derivat Brăila P13-63 (de la 200 mm la 150 mm) și la necesitatea utilizării etrierilor cu diametrul mai mare (de la 6 mm la 8 mm în unele grinzi). Iar în noile coduri P100-1/2006 [24] și P100-1/2013 [120] se prevede o îndesire a etrierilor pe lungimea zonelor critice de la extremitățile grinzilor ( $\phi 8/100$  mm), care conduce la sporirea rezistenței la forță tăietoare capabilă în aceste zone. Deoarece între codurile de proiectare seismică P100-1/2006 [24] și SR EN 1998-1:2004 [119] nu sunt diferențe majore, s-a renunțat la modelul derivat Brăila EC-8, considerând comportarea acestuia similară cu cea a modelului derivat Brăila P100-2006.

Pentru a evalua influența modificărilor din codurile de proiectare românești asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor, cele cinci modele structurale proiectate seismic și detaliate conform principalelor norme de proiectare din țara noastră vor fi analizate la colaps progresiv, conform ghidului american GSA (2003) [1]. *Metoda Căii Alternative* utilizată, presupune efectuarea unor analize statice liniare, statice neliniare și dinamice neliniare pentru patru cazuri de avarie, rezultate în urma îndepărtării unui stâlp de la primul nivel al clădirii: cazul  $C_1$  – stâlp exterior situat în apropierea mijlocului laturii scurte, cazul  $C_2$  – stâlp exterior situat în apropierea mijlocului laturii lungi, cazul  $C_3$  – stâlp de colț și cazul  $C_4$  – stâlp interior. Cele patru cazuri de avarie studiate pe fiecare din cele cinci modele structurale, conduc la alcătuirea a 20 de modele avariate. Analizele statice liniare, statice neliniare și dinamice neliniare au fost efectuate cu ajutorul programului de calcul SAP2000 asupra modelelor structurale alcătuite din stâlpi și grinzi de secțiune T sau L. În analizele neliniare s-a utilizat articulația plastică de tip  $M_3$  ( $M-\theta_p$ ), cu valorile rotirilor corespunzătoare analizelor la colaps progresiv. În evaluarea potențialului de colaps progresiv se analizează doar modul de cedare al grinzilor din structură, nu și cel al stâlpilor.

Rezultatele analizei statice liniare efectuate pentru modelul avariat Brăila P13-70, în toate cele patru cazuri de avarie prevăzute de ghidul GSA (2003) [1], indică faptul că structura prezintă

risc redus de colaps progresiv la încovoiere și risc ridicat de colaps progresiv la forță tăietoare al grinzilor. Risc redus de colaps progresiv s-a obținut și în urma analizelor neliniare statice și dinamice, conform cărora rotirile în articulațiile plastice formate la capetele grinzilor sunt mai mici decât valoarea maximă admisă de 0.035 rad. Dar, în cadrul analizelor neliniare în programul SAP2000, cu articulații plastice de tip  $M_3$ , nu s-a luat în considerare în nici un fel eventuala cedare la forță tăietoare a grinzilor. Astfel, verdictul de risc ridicat de colaps progresiv la forță tăietoare al modelului structural Brăila P13-70, rezultat în urma analizei statice liniare, nu poate fi deocamdată verificat prin intermediul analizelor neliniare.

Deoarece colapsul progresiv este un eveniment dinamic și neliniar, pentru toate cele cinci modele structurale avariate, corespunzător celor patru cazuri de avarie s-au efectuat comparativ analize dinamice neliniare. În toate cazurile a rezultate risc redus de colaps progresiv al structurilor la încovoiere. Rezultatele privind variația în timp a deplasării pe verticală, determinată în nodul de deasupra stâlpului îndepărtat, au arătat că pentru cazul  $C_3$  de avarie (atunci când un stâlp de colț este îndepărtat din structură) se obțin cele mai mari valori ale deplasării. Cum era de așteptat, modelul avariat P100-92 se comportă cel mai bine la colaps progresiv, deoarece nu se formează nici o articulație plastică la capetele grinzilor sub încărcarea standard, recomandată de ghidul GSA (2003) [1]:  $G_d = P+0.25U$ . Pentru restul modelelor avariate (Brăila P13-63, Brăila P13-70, Brăila P100-2006 și Brăila P100-2013) s-au observat apariția articulațiilor plastice în unele secțiuni de la capetele grinzilor.

Pentru o mai bună evaluare a efectului modificărilor prevederilor de proiectare din codurile seismice românești asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor, se compară rezultatele obținute pentru modelul avariat Brăila P13-70 (care reprezintă structura reală, proiectată la începutul anilor '70) cu cele obținute pentru modelul Brăila P100-2013 (care reprezintă aceeași structură în situația în care s-ar proiecta ipotetic în prezent). Astfel, pentru modelul avariat Brăila P100-2013 s-au efectuat toate cele trei tipuri de analiză: static liniar, static neliniar și dinamic neliniar. Rezultatele analizei statice liniare comparative au arătat că modelul avariat Brăila P100-2013 prezintă o rezistență la încovoiere și forță tăietoare mai mare decât cele obținute pentru modelul avariat Brăila P13-70, rezultând că structura din Brăila proiectată conform actualului cod de seism P100-1/2013 [120] prezintă risc redus de colaps progresiv atât la încovoiere, cât și la forță tăietoare al grinzilor. Verdict confirmat și de rezultatele analizelor neliniare statice și dinamice, în care s-a neglijat modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor. Astfel, evoluția prevederile de proiectare seismică a structurilor în cadre din beton armat din țara noastră, au condus la o îmbunătățire a capacității de rezistență la colaps progresiv a acestora.

Deoarece în urma analizelor la colaps progresiv conform metodologiei din ghidul GSA (2003) [1] a celor cinci modele structurale, a rezultat că acestea nu cedează sub încărcarea standard  $GSA = P+0.25U$ , mai departe s-a determinat capacitatea ultimă de rezistență a acestora. Astfel, pentru fiecare model structural s-au efectuat mai multe analize dinamice neliniare, crescând treptat valorile încărcărilor gravitaționale pe structură până când se observă cedarea acesteia. Analizele sunt efectuate doar pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat brusc din structură și se ia în considerare doar modul de cedare la încovoiere al grinzilor, prin articulația plastică de tip  $M_3$ . Raportul dintre încărcările gravitaționale sub care structura cedează și cele nominale (standard  $GSA = P+0.25U$ ) reprezintă indicele de robustețe ( $\Omega$ ) al structurii. În urma analizelor, s-au obținut următoarele valori pentru indicele de robustețe:  $\Omega = 2.38$  pentru modelul

Brăila P13-63,  $\Omega = 2.11$  pentru modelul Brăila P13-70,  $\Omega = 2.95$  pentru modelul Brăila P100-92,  $\Omega = 2.45$  pentru modelul Brăila P100-2006 și  $\Omega = 2.70$  pentru modelul Brăila P100-2013. Se observă că structura din Brăila de 13 niveluri, proiectată conform prevederilor din codurile seismice în vigoare în ultimii 20 de ani, se comportă mai bine la colaps progresiv decât aceeași structură proiectată conform vechilor normative seismice, existente înainte de a avea loc pe teritoriul României cele trei cutremure majore (în 1977, 1986 și în 1990).

În continuare, s-au trasat curbele de capacitate pentru fiecare model structural, rezultate atât din analizele dinamice neliniare, cât și din analizele statice neliniare. În funcție de acestea se determină valorile reale ale factorului de amplificare dinamic (DIF), cu care trebuie multiplicată încărcările gravitaționale în analizele statice, pentru a lua în considerare efectul dinamic al îndepărtării stâlpului din structură. Pentru toate cele cinci modele structurale analizate, a rezultat o variație a factorului DIF cuprinsă între 1.00 și 1.40 sub diferite niveluri ale încărcărilor gravitaționale. Aceste valori sunt mult mai mici decât valoarea factorului DIF = 2.00, pe care o recomandă ghidul GSA (2003) [1] în efectuarea analizelor statice.

Pentru a lua în considerare în analiza la colaps progresiv a structurilor și modul de cedare al grinzilor la forță tăietoare, precum și cel al stâlpilor, s-a utilizat un program de calcul mai avansat Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures (ELS<sup>®</sup>), specializat pe analiza structurilor sub încărcări extreme. Înainte de a efectua analize pe structură, pentru a avea încredere în rezultatele obținute, s-a validat un model numeric în raport cu un experiment clasic efectuat de Yi et al. (2008) [79] asupra unui cadru plan din beton armat. Rezultatele obținute numeric, cu programul ELS<sup>®</sup>, care are la bază Metoda Elementelor Aplicare (MEA), surprind cu un grad ridicat de acuratețe comportarea cadrului până în momentul cedării. Apariția fisurilor, dezvoltarea mecanismului de arc comprimat și a celui catenar în grinzi, precum și ruperea barelor de armătură sunt similare cu cele observate experimentale. În concluzie, rezultă că MEA poate fi utilizată cu încredere în analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat.

Influența modificărilor codurilor de proiectare românești asupra vulnerabilității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, s-a studiat în programul ELS<sup>®</sup>, comparând rezultatele obținute pentru modelele structurale: Brăila P13-70 și Brăila P100-2013. În urma analizelor dinamice neliniare, pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din clădire, a rezultat că structura proiectată în prezent (modelul Brăila P100-2013) are o capacitate de rezistență la colaps progresiv mai mare cu aproximativ 50% decât cea a structurii proiectată în urmă cu 45 de ani (modelul Brăila P13-70). În analizele efectuate cu programul SAP2000, în care nu s-a luat în considerare modul de cedare la forță tăietoare al grinzilor, diferența era mai mică de doar 28% (capacitatea de rezistență la încovoiere a modelului Brăila P100-2013 este mai mare decât al modelului Brăila P13-70 cu aproximativ 28%). În concluzie, modificările prevederilor de proiectare seismică din țara noastră din ultimii 45 de ani au condus la o creștere a capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat.

Mai departe, s-au efectuat analize dinamice neliniare în programul ELS<sup>®</sup> pentru a studia influența unor parametri asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor. Structura originală din Brăila este alcătuită din grinzi și stâlpi cu secțiuni variabile pe înălțimea clădirii. Iar în prezent, din motive economice, se preferă simplitatea structurală. Pentru a vedea cum influențează simplitatea structurală capacitatea de rezistență la colaps progresiv, s-a proiectat un model nou al structurii de 13 niveluri cu secțiuni constante ale elementelor structurale pe



înălțimea clădirii. Modelul este proiectat conform prevederilor noului cod seismic P100-1/2013 [120] și este supus analizei dinamice neliniare pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură. Rezultatele au fost comparate cu cele obținute pentru modelul Brăila P100-2013 cu secțiuni variabile, rezultând că noul model cu secțiuni constante prezintă o capacitate de rezistență la colaps progresiv mai redusă, cu aproximativ 14%.

Un alt parametru studiat îl reprezintă influența modelării pereților de zidărie de la exteriorul clădirii asupra răspunsului structurii în urma îndepărtării unui stâlp de colț de la primul nivel. Pornind de la modelul original Brăila P13-70 în care nu s-au introdus în program zidăria, s-a alcătuit un model nou în care s-a introdus zidăria din BCA la exterior. În urma analizei dinamice neliniare rezultă că deplasarea pe verticală a nodului de deasupra stâlpului de colț îndepărtat se reduce cu aproximativ 48% pentru zidăria din BCA MACON 5 și mortar M5, respectiv cu 39% pentru zidăria din BCA MACON 3.5 și mortar M2.5.

În evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv a unei structuri, ghidul DoD (2009) [15] recomandă efectuarea analizelor și pentru alte cazuri de avarie, prin care se îndepărtează din structură un stâlp situat la primul nivel, la un nivel intermediar sau la ultimul nivel al clădirii. Efectul pe care îl are nivelul de la care este îndepărtat stâlpul de colț din structură s-a studiat pentru modelul avariat Brăila P13-70. În urma analizelor, s-a observat că structura dezvoltă deplasări tot mai mari pe măsură ce stâlpul este îndepărtat de la nivelurile superioare. Iar pentru cazurile de avarie prin care se îndepărtează din clădire un stâlp de colț de la parter sau de un nivel intermediar s-au obținut valori mai mici ale încărcărilor gravitaționale maxime ce pot fi aplicate pe structură, cu aproximativ 9%, față de cazul în care se îndepărtează un stâlp de la ultimul nivel al clădirii. În concluzie, rezultă că pentru structura de 13 niveluri din Brăila cazul de avarie prin care un stâlp de colț de la un nivel intermediar este îndepărtat din structură trebuie luat în considerare, deoarece este la fel de periculos ca și cel prin care este avariat un stâlp de colț de la primul nivel.

Deoarece structura de 13 niveluri din Brăila prezintă o capacitate mare de rezistență la colaps progresiv atunci când un singur stâlp este îndepărtat din clădire, în final se analizează și alte scenarii de avarie prin care se avariază mai mulți stâlpi. Atunci când doi stâlpi sunt îndepărtați din structură, rezultatele analizelor dinamice neliniare arată că, sub încărcările gravitaționale standard recomandate de ghidul GSA (2003) [1], structura tot nu cedează. Doar în situația în care trei stâlpi exteriori sunt îndepărtați simultan din structură, s-a observat cedarea acesteia.

## ***7.2. Principalele contribuții personale***

Principalele contribuții originale în dezvoltarea temei de cercetare a tezei de doctorat sunt următoarele:

- Sinteza privind evoluția modificărilor întreprinse în principalele normative de proiectare seismică din țara noastră, care au fost în vigoare din anul 1963 și până în prezent: P13-63 [117], P13-70 [118], P100-92 [21], P100-1/2006 [24], SR EN 1998-1:2004 [119] și P100-1/2013 [120];
- Sinteza privind evoluția prevederilor de proiectare specifice construcțiilor în cadre din beton armat, cuprinse în standardele românești, care au fost în vigoare din anul 1962 și până în prezent: P8-62 [121], STAS 8000-67 [122], STAS 10101/0-90 [161] și SR EN 1992-1-1:2004 [124];



- Proiectarea riguroasă a șase modele structurale, reprezentând aceeași clădire în cadre din beton armat de 13 niveluri din orașul Brăila, proiectată conform celor șase principale coduri de seism și detaliată conform celor patru coduri pentru construcții de beton din țara noastră, în vigoare în ultimii 50 de ani;
- Evaluarea potențialului de colaps progresiv a celor cinci modele structurale, conform metodologiei din ghidul american GSA (2003) [1], efectuând analize statice liniare, statice neliniare și în principal dinamice neliniare;
- Determinarea capacității ultime de rezistență la colaps progresiv a celor cinci modele structurale, prin trasarea curbelor de capacitate obținute în urma analizelor dinamice și statice neliniare pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură ( $C_3$ );
- Evaluarea robusteții la colaps progresiv, prin determinarea indicelui de robustețe al celor cinci modele structurale pentru cazul în care un stâlp de colț este îndepărtat din structură ( $C_3$ );
- Determinarea valorilor reale ale factorului de amplificare dinamic (DIF), cu care se multiplică încărcările gravitaționale în analizele statice, pentru a lua în considerare efectul dinamic al îndepărtării stâlpului din structură;
- Validarea unui model numeric, definit în programul de calcul *Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures (ELS<sup>®</sup>)*, care are la bază pe Metoda Elementelor Aplicate (MEA), în raport cu un experiment clasic efectuat de Yi et al. [79] asupra unui cadru plan din beton armat;
- Evaluarea comparativă a vulnerabilității la colaps progresiv a structurii reale, proiectate conform normativului seismic P13-70 [118] și a structurii proiectate în prezent, conform codului seismic actual P100-1/2013 [120], prin trasarea curbelor de capacitate rezultate în urma analizelor dinamice neliniare, pentru cazul  $C_3$  de avarie, efectuate în programul ELS<sup>®</sup>;
- Compararea capacității de rezistență la colaps progresiv a structurii proiectate conform actualului cod seismic P100-1/2013 [120], în situația în care dimensiunile grinzilor și stâlpilor variază pe înălțimea structurii (conform configurației geometrice a structurii reale) și în situația ipotetică în care acestea sunt constante pe toată înălțimea clădirii, corespunzător cazului  $C_3$  de avarie, prin efectuarea analizelor dinamice neliniare în programul ELS<sup>®</sup>;
- Evidențierea efectului pe care îl are introducerea pereților de zidărie din BCA la exteriorul clădirii, în modelul structural definit în ELS<sup>®</sup>, asupra răspunsului dinamic al structurii proiectate la începutul anilor '70, atunci când un stâlp de colț este îndepărtat brusc din clădire;
- Evaluarea influenței nivelului de la care este îndepărtat stâlpul din structură asupra capacității de rezistență la colaps progresiv, prin efectuarea analizelor dinamice neliniare în programul ELS<sup>®</sup> pentru cazurile în care este îndepărtat un stâlp de colț de la primul nivel, de la un nivel intermediar și de la ultimul nivel al clădirii, conform recomandărilor din ghidul DoD (2009) [15];
- Analiza la colaps progresiv a modelului structural reprezentând clădirea reală, în urma îndepărtării simultane din structură a doi sau chiar trei stâlpi.

### **7.3. Valorificarea rezultatelor cercetării**

Cercetările realizate în vederea elaborării tezei de doctorat au fost valorificate prin publicarea/suținerea unui număr de 10 articole științifice atât în reviste de specialitate, cât și la conferințe internaționale.

### **7.4. Direcții viitoare de cercetare**

Studiile teoretice și experimentale privind evaluarea potențialului de colaps progresiv al structurilor constituie o preocupare actuală în domeniu, iar câteva dintre direcțiile viitoare de cercetare ar putea fi:

- Studiul influenței mai multor parametri asupra rezistenței la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, cum ar fi: lungimea deschiderilor, grosimea plăcilor, înălțimea grinzilor, procentele de armare longitudinală din grinzi, distanța dintre etrieri, limita de curgere a oțelului pentru armături, etc.
- Utilizarea metodologiei de evaluare a potențialului de colaps progresiv al structurilor conform ghidului DoD (2009) [15] cu modificările efectuate în anul 2013;
- Analiza neliniară la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, în programul SAP2000, utilizând articulații plastice de tip PMM (care lucrează la forță axială și moment încovoietor pe două direcții) și FPH (care ia în considerare geometria secțiunii și proprietățile materialelor);
- Realizarea unui model numeric, simplificat, probabil în programul SAP2000, care pentru analizele neliniare să țină cont și de modul de cedare al grinzilor la forță tăietoare;
- Analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat de înălțimi mai reduse, cu ajutorul programului *Extreme Loading<sup>®</sup> for Structures (ELS<sup>®</sup>)*, luând în considerare plăcile în întregime, pentru a studia efectul acestora asupra răspunsului dinamic al structurii supuse unei cedări locale;
- Evaluarea comportamentului la colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat supuse sarcinilor tip explozie, prin definirea în programul ELS<sup>®</sup> a parametrilor necesari unei astfel de încărcări extreme;
- Analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre cu pereți structurali (diafragme) din beton armat, în urma îndepărtării unui perete de la diferite niveluri ale clădirii, cu ajutorul programului ELS<sup>®</sup>.

## Bibliografie

- [1] GSA (2003). „Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects”, U.S. General Services Administration (GSA), Washington, DC., 2003.
- [2] ASCE7-05. „Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2005.
- [3] NISTIR 7396. „Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings”, National Institute of Standards and Technology, Oakland, CA, 2007.
- [4] Georgakopoulos, P.J. „An Overview of Progressive Collapse in Structural Systems”, Master of Engineering in Civil & Environmental Engineering at the Massachusetts Institute of Technology, Syracuse University, 2004.
- [5] SR EN 1991-1-7:2007 (Eurocod 1). „Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-7: Acțiuni generale - Acțiuni accidentale”, ASRO, București, România, 2007.
- [6] CR0-2012. „Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor”, UTCB, București, România, 2012.
- [7] <http://www.geograph.org.uk/photo/2540469>.
- [8] [http://imagesia.com/royalplazaaug1393\\_1my9](http://imagesia.com/royalplazaaug1393_1my9).
- [9] <https://buildingfailures.files.wordpress.com/2014/02/murrah-building-21.jpg>
- [10] <http://worldhistoryproject.org/1995/6/29/sampoong-department-store-collapse>
- [11] <http://911research.wtc7.net/mirrors/guardian2/wtc/seven/fake-explosion.htm>
- [12] [http://terrific10.files.wordpress.com/2014/01/bangladesh-collapse\\_2548149b.jpg](http://terrific10.files.wordpress.com/2014/01/bangladesh-collapse_2548149b.jpg)
- [13] <http://www.bihon.ro/sentinta-pentru-e24-la-oradea/1060574>
- [14] <http://www.opiniatimisoarei.ro/explozie-puternica-intr-un-bloc-din-resita-soldata-cu-un-mort-trei-raniti-si-zeci-de-persoane-evacuate-foto-si-video/01/10/2013/>.
- [15] DoD (2009). „Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”, Unified Facilities Criteria UFC 4-023-03, Department of Defense, Washington, DC, 2009.
- [16] Baldrige, S., Humay, F. „Preventing Progressive Collapse in Concrete Buildings”, *Concrete International*, pp. 73-79, November 2003.
- [17] Bilow, D., Kamara, M. „U.S. General Services Administration Progressive Collapse Design Guidelines Applied to Concrete Moment-Resisting Frame Buildings”, *ASCE Structures Congress*, Nashville, Tennessee, 2004.
- [18] ETABS Plus Version 7.18 „Extended 3-D Analysis of Building Systems”, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [19] Ioani, A.M., Cucu, H.L., Mircea, C. „Seismic design vs. progressive collapse: a reinforced concrete framed structure case study”, *Proceedings of ISEC-4*, Melbourne, Australia, 2007.
- [20] Ioani, A.M., Cucu, H.L. „Seismic resistant RC framed structures under abnormal loads”, *The 4th National Conference on Earthquake Engineering*, UTCB, Bucharest, 2009.
- [21] P100-92. „Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale”, MLPAT, București, România, 1992.
- [22] Ioani, A.M., Cucu, H.L. „Improving resistance to progressive collapse of concrete structures through seismic design (P100-92, P100-1/2006)”, *International Symposium of Computational Civil Engineering 2010*, Iași, Romania, 2010.

- [23] Ioani, A.M., Cucu H.L. „Resistance to progressive collapse of RC structures: principles, methods and designed models”, *International Symposium of Computational Civil Engineering 2010*, Iași, Romania, 2010.
- [24] P100-1/2006. „Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri”, MTCT, București, România, 2006.
- [25] AUTODESK ROBOT Structural Analysis Profesional 2010. „Finite element analysis and design package for structural engineering”, Autodesk Inc.
- [26] Joshi, D., Patel, P., Tank, S. „Linear and Nonlinear Static Analysis for Assessment of Progressive Collapse Potential of Multistoried Building”, *ASCE Structures Congress*, 2010.
- [27] SAP2000 Version 11. „Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures”, Computer and Structures, Inc., Berkely, CA.
- [28] Kim, H. „Progressive Collapse Behavior of Reinforced Concrete Structures with Deficient Details”, PhD thesis, The University of Texas at Austin, 2006.
- [29] Tsai, M.-H., Lin, B.-H. „Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure”, *Engineering Structures*, vol. 30, pp. 3619-3628, 2008.
- [30] Marchiș, A., Botez, M., Ioani, A.M. „Vulnerability to Progressive Collapse of Seismically Designed Reinforced Concrete Framed Structures in Romania”, *Proceedings of the Fifteen World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [31] Marchiș, A.G., **Moldovan, T.S.**, Ioani, A.M. „Progressive collapse resistance of low-rise RC framed structures from seismic areas”, *Proceedings of International Conference on Earthquake Engineering (SE-50EEE)*, Skopje, Macedonia, 2013.
- [32] Marchiș, A.G., **Moldovan, T.S.**, Ioani, A.M. „The influence of the seismic design on the progressive collapse resistance of mid-rise RC framed structures”, *Acta Tehnica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*, vol. 56, nr. 2, pp. 222-234, 2013.
- [33] Marchiș, A.G. „Vulnerabilitatea la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat amplasate în zone seismice”, Teză de doctorat, UTCN, Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, 2013.
- [34] Kokot, S., Anthoine, A., Negro, P., Solomos, G. „Static and dynamic analysis of a reinforced concrete flat slab frame building for progressive collapse”, *Engineering Structures*, vol. 40, pp. 205-217, 2012.
- [35] Ferraioli, M., Mandara, A. „Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames”, *Stessa 2012*, London, 2012.
- [36] Formisano, A., Mazzolani, F. „Robustness assessment approaches for steel framed structures under catastrophic events”, *Stessa 2012*, London, 2012.
- [37] Tahmasebi, E., Chancellor, N., Ricles, J., Sanse, R., Akbas, G. „Collapse performance of steel self-centering braced frame systems”, *Stessa 2012*, London, 2012.
- [38] Foley, C. „Robustness in Structural Steel Framing Systems”, PhD Thesis, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2007.
- [39] Kim, J., Kim, T. „Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, pp. 169-179, 2009.
- [40] DoD (2005). „Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”, Unified Facilities Criteria UFC 4-023-03, Department of Defense, Washington, DC, 2005.
- [41] Marchand, K., McKay, A., Stevens, D. „Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03”, *Structures Congress 2009*, Austin, 2009.

- [42] Stevens, D., Crowder, B., Sunshine, D., Marchand, K., Smilowitz, R., Williamson, E., Waggoner, M. „DoD Research and Criteria for the Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, nr. 9, pp. 870-880, 2011.
- [43] Mohamed, O. „Calculation of load increase factors for assessment of progressive collapse potential in framed steel structures”, *Case Studies in Structural Engineering*, vol. 3, pp. 11-18, 2015.
- [44] Botez, M., Bredean, L., Petran, I., Ioani, A. „Accuracy and Efficiency in Progressive Collapse Analysis: Real Structures vs. Successively Reduced Substructures”, *Proceedings of Protect 2013 Conference*, Mysore, India, 2013.
- [45] Botez, M. „Acuratețe și eficiență în analiza la colaps progresiv a structurilor multietajate din beton armat”, Teză de doctorat, UTCN, Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, 2014.
- [46] Abaqus/CAE V6.13. Dassault Systems Simulia Corp., Providence, RI, 2013.
- [47] Extreme Loading for Structures V3.11. Applied Science International (ASI), Durham, NC, 2013.
- [48] Salem, H., El-Fouly, A., Tagel-Din, H. „Toward an economic design of reinforced concrete structures against progressive collapse”, *Engineering Structures*, vol. 33, pp. 3341-3350, 2011.
- [49] Helmy, H., Salem, H., Mourad, S. „Progressive collapse assessment of framed reinforced concrete structures according to UFC guidelines for alternative path method”, *Engineering Structures*, vol. 42, pp. 127-141, 2012.
- [50] Baciuc, C. „Contribuții la calculul neliniar al elementelor și structurilor din beton armat”, Academia Tehnică Militară, București, 2010.
- [51] Baciuc, C., Lupoae, M. „Nonlinear Analysis for Reinforced Concrete frame structure under extreme loads”, *Construcții*, nr. 1, pp. 51-61, 2012.
- [52] Lupoae, M., Baciuc, C., Constantin, D., Puscau, H. „Aspects Concerning Progressive Collapse of a Reinforced Concrete Frame Structure with Infill Walls”, *Proceedings of the World Congress on Engineering 2011*, vol. III, London, U.K., 2011.
- [53] Lupoae, M., Baciuc, C. „Theoretical and experimental research on progressive collapse of RC frame buildings”, *Urbanism. Arhitectură. Construcții*, vol. 4, nr. 3, pp. 71-87, 2013.
- [54] Dinu, F., Dubina, D. „Robustness based design of steel building frames under extreme loads”, *Stessa 2012*, London, 2012.
- [55] Dinu, F., Dubină, D., Petran, I., Mărginean, I., Andreea, H., Kovcesi, T. „Modelarea interacțiunii dintre grinzile metalice și planșeul din beton armat la structuri în cadre solicitate la acțiuni accidentale”, *AICPS Review*, vol. 3, pp. 23-31, 2013.
- [56] Mărginean, I., Dinu, F., Dubină, D., Dreveny, Z. „Comportarea îmbinărilor cadrelor metalice multietajate în urma cedării accidentale a unui stâlp”, *AICPS Review*, vol. 3, pp. 7-13, 2013.
- [57] Kaewkulchai, G., Williamson, E. „Dynamic Progressive Collapse of Frame Structures”, *The 15th ASCE Engineering Mechanics Division Conference*, New York, 2002.
- [58] Kaewkulchai, G., Williamson, E. „Dynamic Behavior of Planar Frames During Progressive Collapse”, *16th ASCE Engineering Mechanics Conference*, University of Washington, Seattle, 2003.
- [59] Kaewkulchai, G., Williamson, E. „Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis”, *Computers & Structures*, vol. 82, pp. 639-651, 2004.



- [60] Grierson, D., Xu, L., Liu, Y. „Progressive-Failure Analysis of Buildings Subjected to Abnormal Loading”, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 20, pp. 155-171, 2005.
- [61] Izzuddin, B., Vlassis, A., Elghazouli, A., D. Nethercot, D. „Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework”, *Engineering Structures*, vol. 30, pp. 1308-1318, 2008.
- [62] Vlassis, A., Izzuddin, B., Elghazouli, A., Nethercot, D. „Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part II: Application”, *Engineering Structures*, vol. 30, pp. 1424-1438, 2008.
- [63] Vlassis, A., Izzuddin, B., Elghazouli, A., Nethercot, D. „Progressive collapse of multi-storey buildings due to failed floor impact”, *Engineering Structures*, vol. 31, pp. 1522-1534, 2009.
- [64] Menchel, K. „Progressive Collapse: Comparison of Main Standards, Formulation and Validation of New Computational Procedures”, PhD thesis, Universite Libre de Bruxelles, Faculte des Sciences Appliquees, 2009.
- [65] Tsai, M.-H. „An analytical methodology for the dynamic amplification factor in progressive collapse evaluation of building structures”, *Mechanics Research Communications*, vol. 37, pp. 61-66, 2010.
- [66] Iribarren, B. „Progressive Collapse Simulation of Reinforced Concrete Structures: Influence of Design and Material Parameters and Investigation of the Strain Rate Effects”, PhP thesis, Universite Libre de Bruxelles, Faculty of Applied Sciences, Bruxelles, 2011.
- [67] Iribarren, S., Berke, P., Bouilland, P., Vantomme, J., Massart, T. „Investigation of the influence of design and material parameters in the progressive collapse analysis of RC structures”, *Engineering Structures*, vol. 33, nr. 10, pp. 2805-2820, 2011.
- [68] Lee, C.-H., Kim, S., Han, K.-H., Lee, K. „Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, pp. 1130-1137, 2009.
- [69] Kim, S., Lee, C.-H., Lee, K. „Effects of floor slab on progressive collapse resistance of steel moment frames”, *Constructional Steel Research*, vol. 110, pp. 182-190, 2015.
- [70] Bailey, C., Toh, W., Chan, B. „Simplified and Advanced Analysis of Membrane Action of Concrete Slabs”, *ACI Structural Journal*, vol. 105, nr. 1, pp. 30-40, 2008.
- [71] Keyvani, L., Sasani, M., Mirzaei, Y. „Compressive membrane action in progressive collapse resistance of RC flat plates”, *Engineering Structures*, vol. 59, pp. 554-564, 2014.
- [72] Bredean, L. „Mecanisme de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat”, Teză de doctorat, UTCN, Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, 2015.
- [73] Livingston, E., Sasani, M., Bazan, M., Sagioglu, S. „Progressive collapse resistance of RC beams”, *Engineering Structures*, vol. 95, pp. 61-70, 2015.
- [74] Li, M., Sasani, M. „Integrity and progressive collapse resistance of RC structures with ordinary and special moment frames”, *Engineering Structures*, vol. 95, pp. 71-79, 2015.
- [75] Fascetti, A., Kunnath, S., Nistico, N. „Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse”, *Engineering Structures*, vol. 86, pp. 242-249, 2015.
- [76] Y. Li, X. Lu, H. Guan și L. Ye. „An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures”, *Engineering Structures*, vol. 33, pp. 2931-2942, 2011.
- [77] Mendis, P., Ngo, T. „Vulnerability assessment of concrete tall buildings subjected to extreme loading conditions”, *Proceedings of CIB-CTBUH International Conference on Tall*



*Buildings*, Malaysia, 2002.

- [78] Li, J., Hao, H. „Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique”, *Engineering Structures*, vol. 52, pp. 101-113, 2013.
- [79] Yi, W.-J., He, Q.-F., Xiao, Y., Kunnath, S. „Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures”, *ACI Structural Journal*, vol. 105, nr. 4, pp. 433-439, 2008.
- [80] He, Q.-F., Yi, W.-J. „Experimental Study on Collapse-Resistant Behavior of RC Beam-Column Sub-structure considering Catenary Action”, *The Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [81] Sasani, M., Bazan, M., Sagioglu, S. „Experimental and Analytical Progressive Collapse Evaluation of Actual Reinforced Concrete Structure”, *ACI Structural Journal*, vol. 104, nr. 6, pp. 731-739, 2007.
- [82] Sasani, M. „Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns”, *Engineering Structures*, vol. 30, pp. 2478-2491, 2008.
- [83] Sasani, M., Kazemi, A., Sagioglu, S., Forest, S. „Progressive Collapse Resistance of an Actual 11-Story Structure Subjected to Sever Initial Damage”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, nr. 9, pp. 893-902, 2011.
- [84] Kazemi, A., Sasani, M. „Effects of Beam Growth and Axial Force in Progressive Collapse Analysis of RC Structures”, *Proceedings of the IMPLAST 2010 Conference*, Providence, Rhode Island USA, 2010.
- [85] Sasani, M., Sagioglu, S. „Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of 20-Story Reinforced Concrete Structure following Loss of Interior Column”, *ACI Structural Journal*, vol. 107, nr. 6, pp. 636-644, 2010.
- [86] Bazan, M. „Response of reinforced concrete elements and structures following loss of load bearing elements”, PhD Thesis, Northeastern University, Boston, Massachusetts, 2009.
- [87] Vesali, N., Valipour, H., Samali, B., Foster, S. „Development of aching in longitudinally-restrained reinforced concrete beams”, *Construction and Building Materials*, vol. 47, pp. 7-19, 2013.
- [88] Yap, S., Li, B. „Experimental Investigation of Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse”, *ACI Structural Journal*, vol. 108, nr. 5, pp. 542-552, 2011.
- [89] Sadek, F., Main, J., Lew, H., Bao, Y. „Testing and Analysis of Steel and Concrete Beam-Column Assemblies under a Column Removal Scenario”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, nr. 9, pp. 881-892, 2011.
- [90] Huynh, C., Park, J., Kim, J., Choi, H. „Progressive Collapse Resisting Capacity of Reinforced Concrete Beam-Column Sub-Structures”, 2009.
- [91] Choi, H., Kim, J. „Progressive collapse-resisting capacity of RC beam-column sub-assembly”, *Magazine of Concrete Research*, vol. 63, nr. 4, pp. 297-310, 2011.
- [92] Yu, J., Tan, K. „Progressive Collapse Resistance of RC Beam-Column Sub-assemblages”, *Design and Analysis of Protective Structures*, Singapore, 2010.
- [93] Yu, J., Tan, K.-H. „Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages”, *Engineering Structures*, vol. 55, pp. 90-106, 2013.
- [94] Qian, K., Li, B. „Dynamic performance of RC beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column - Experimental results”, *Engineering Structures*, vol.

- 42, pp. 154-167, 2012.
- [95] Qian, K., Li, B. „Slab Effects on Response of Reinforced Concrete Substructures after Loss of Corner Column”, *ACI Structural Journal*, vol. 109, nr. 6, pp. 845-855, 2012.
- [96] Dat, P., Hai, T. „Experimental study of beam-column substructures subjected to a penultimate-internal column loss”, *Engineering Structures*, vol. 55, pp. 2-15, 2013.
- [97] Dat, P., Hai, T. „Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures”, *Engineering Structures*, vol. 55, pp. 107-115, 2013.
- [98] Kang, S.-B., Tan, K.H., Yang, E.-H. „Progressive collapse resistance of precast beam-column sub-assemblages with engineered cementitious composites”, *Engineering Structures*, vol. 98, pp. 186-200, 2015.
- [99] Fujikake, K., Li, B., Soeun, S. „Impact Response of Reinforced Concrete Beam and Its Analytical Evaluation”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, nr. 8, pp. 938-950, 2009.
- [100] Saatci, S., Vecchio, F. „Nonlinear Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures under Impact Loads”, *ACI Structural Journal*, vol. 106, nr. 5, pp. 717-725, 2009.
- [101] Băncilă, R., Țăranu, N., Romînu, S., Ioniță, O.M. „Draft proposal for the classification of failure causes of civil engineering structures”, *Proceedings of the 1st Workshop of COST Action TU0601 - Robustness of Structures*, Zurich, Switzerland, 2008.
- [102] Băncilă, R., Petzek, E., Romînu S., Ioniță, O.M. „Assessment of failure and malfunctions in steel bridges”, *Proceedings of the Joint Workshop of COST Actions TU0601 - Robustness of Structures and E55 - Modelling of the Performance of Timber Structures*, Ljubljana, Slovenia, 2009.
- [103] Dinu, F., Dubină, D. „Effect of column loss on the robustness of a high rise steel building”, *COST Action Final Conference - Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events*, Naples, Italy, 2010.
- [104] Dinu, F., Dubină, D., Matteis, G. „Direct design approach for seismic resistant steel frame buildings under extreme loading”, *COST Action Final Conference - Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events*, Naples, Italy, 2010.
- [105] Dinu, F., Dubină, D., Mărginean, I. „Improving the structural robustness of multistory steel-frame buildings”, *Structure and Infrastructure Engineering*, 2014.
- [106] Dinu, F., Dubină, D., Mărginean, I., Neagu, C. „Experimental test of steel beam-to-column joints under column loss scenarios”, *7th European Conference on Steel and Composite Structures*, Napoli, Italy, 2014.
- [107] Mărginean, I., Dinu, F., Ciutina, A., Dubină, D., Kovacs, T. „Contribuția efectului de membrană al planșeului din b.a. asupra capacității de prevenire a colapsului progresiv în cazul structurilor metalice multietajate”, *a XXIV-a Conferință Națională A.I.C.P.S.*, București, România, 2014.
- [108] Dinu, F. „Concepția structurală și proiectarea pe baza controlului mecanismului de cedare a structurilor multietajate supuse la acțiuni accidentale”, Raport etapa III/finală, Universitatea Politehnica Timișoara, Timișoara, 2014.
- [109] Marchiș, A.G., **Moldovan, T.S.**, Ioani, A.M. „Progressive collapse potential of seismically designed RC framed structures subjected to column removal”, *Proceedings of the C60-International Conference Tradition and Innovation - 60 Years of Constructions in Transylvania*, Cluj-Napoca, România, 2013.
- [110] Marchiș, A.G., **Moldovan, T.S.**, Ioani, A.M. „The Behaviour of an Old Representative

- Reinforced Concrete Building subjected to Abnormal Loads”, *The Eleventh International Conference on Computational Structures Technology, CST 2012*, Dubrovnik, Croatia, 2012.
- [111] Marchiș, A.G., **Moldovan, T.S.**, Ioani, A.M. „Flexural resistance of an old RC framed structure subjected to abnormal loads”, *The 4th International Conference Civil Engineering - Science and Practice GNP 2012*, Zabljak, Muntenegru, 2012.
- [112] **Moldovan, T.S.**, Bredean, L.A., Ioani, A.M. „Changes in Seismic Design Codes from the Perspective of Progressive Collapse Vulnerability of RC Structures”, *Ovidius University Annals Series: Civile Engineering*, nr. 14, pp. 59-66, 2012.
- [113] **Moldovan, T.S.**, Bredean, L.A., Ioani, A.M. „Earthquake and Progressive Collapse Resistance based on the Evolution of Romanian Seismic Design Codes”, *Proceedings of the Fifteen World Conference on Earthquake Engineering*, Lisabona, 2012.
- [114] **Moldovan, T.S.**, Marchiș, A.G., Ioani, A.M. „Influence of actual seismic code provisions P100-1/2013 on the progressive collapse behaviour of an old 13-story RC frame building”, *Ovidius University Annals Series: Civil Engineering*, nr. 16, pp. 21-28, 2014.
- [115] **Moldovan, T.S.**, Marchiș, A.G., Ioani, A.M. „Progressive collapse analysis of an old RC structure subjected to extreme loading”, *Conference proceedings of People, Buildings and Environment (PBE 2014)*, Kromeriz, Czech Republic, 2014.
- [116] Bredean, L.A., **Moldovan, T.S.**, Ioani, A.M. „Influence of Seismic Design and Detailing Provisions on Progressive Collapse Risk of Low-rise RC Framed Structures”, *First International Conference for PhD Students in Civil Engineering CE-PhD 2012*, Cluj-Napoca, România, 2012.
- [117] P13-63. „Normativ condiționat pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice”, C.S.C.A.S., București, România, 1963.
- [118] P13-70. „Normativ condiționat pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice”, Institutul Politehnic Cluj, Facultatea de Construcții, Cluj, România, 1971.
- [119] SR EN 1998-1:2004 (Eurocod 8). „Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea I: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri”, ASRO, București, 2006.
- [120] P100-1/2013. „Cod de proiectare seismică. Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri”, UTCB, București, România, 2013.
- [121] P8-62. „Normativ condiționat pentru calculul construcțiilor la stări limită. Partea a III-a: Calculul și alcătuirea constructivă a elementelor de construcții civile și industriale din beton, beton armat și beton precomprimat”, Buletinul Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare, Editura Tehnică, București, România, 1962.
- [122] STAS 8000-67. „Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Metoda la stări limită”, Oficiul de Stat pentru Standarde, București, România, 1969.
- [123] STAS 10107/0-90. „Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat”, Institutul Român de Standardizare, București, România, 1990.
- [124] SR EN 1992-1-1:2004 (Eurocod 2). „Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri”, ASRO, București, România, 2004.
- [125] Dubină, D., Lungu, D. „Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice”, editura Orizonturi Universitare, Timișoara, 2003.
- [126] Borcia, I. „Procesarea înregistrărilor mișcărilor seismice puternice specifice teritoriului României”, teză de doctorat, UTCB, București, România, 2006.
- [127] SAP2000 Version15. „Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures”, Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc., 2011.

- [128] BS 5950-1:2000. „Structural Use of Steelwork in Building, Part 1: Code of Practice for Design-Rolled and Welded Sections”, British Standards Institute, London, 2000.
- [129] BS 8110-1:1997. „Structural Use of Concrete, Part 1: Code of Practice for Design and Construction”, British Standards Institute, London, 1997.
- [130] Swedish Board of Housing, Building and Planning. „Handbook on Vibrations, Induced Deformations and Accidental Loads”, Boverket, 1994.
- [131] National Building Code of Canada. National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1975, 1977, 1990.
- [132] ASCE7-98. „Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 1998.
- [133] ACI318-11. „Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [134] New York City Building Code. „Resistance to Progressive Collapse Under Extreme Local Loads” (Chapter 18), 1998.
- [135] „World Trade Center Building Code Task Force. Findings and Recommendations. Section 5.2. Draft Progressive Collapse Guidelines”, New York City Department of Buildings, New York, 2003.
- [136] SR EN 1990 (Eurocod). „Bazele proiectării structurilor”, ASRO, București, 2004.
- [137] SR EN 1991-1-7:2007/NB:2011 (Eurocod 1). „Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-7: Acțiuni generale. Acțiuni accidentale. Anexa națională”, ASRO, București, 2011.
- [138] ISC(2001). „Design Criteria for New Federal Office Buildings and Major Reorganization Projects”, Interagency Security Committee, Washington, DC, 2001.
- [139] GSA (2013). „GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance”, U. S. General Services Administration, Washington, DC, 2013.
- [140] UFC3-301-01. „Structural Engineering”, Unified Facilities Criteria, Departement of Defense, Washington, DC, 2010.
- [141] ASCE41-06. „Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2006.
- [142] Agarofinei (căs. Mădularu), I. „Reabilitarea clădirilor utilizând sisteme de disipare a energiei seismice”, UTCN, Cluj-Napoca, 2010.
- [143] STAS 2923-54. „Zone de intensități macroseismice”, Oficiul de Stat pentru Standarde, București, R.P.R., 1954.
- [144] STAS 2923-63. „Zone de intensități macroseismice”, Oficiul de Stat pentru Standarde, București, R.P.R., 1964.
- [145] P100-78. „Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale”, INCERC, București, România, 1978.
- [146] P100-81. „Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale”, INCERC, 1982, 1981.
- [147] P100-91. „Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale”, MLPAT, București, România, 1991.
- [148] SR EN 1998-1:2004/NA:2008 (Eurocod 8). „Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea I: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri. Anexa Națională”, ASRO, București, România, 2008.
- [149] SR EN 1992-1-1:2004/NB:2008 (Eurocod 2). „Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1:



- Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa Națională”, ASRO, București, România, 2008.
- [150] NP 007-97. „Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat”, Institutul Național de Cercetare-Dezvoltare în Construcții și Economia construcțiilor, București, România, 1997.
- [151] STAS 10101/0A-77. „Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale”, Institutul Român de Standardizare, București, România, 1977.
- [152] P7-62. „Încărcări în construcții civile și industriale”, C.S.C.A.S., București, România, 1962.
- [153] STAS 8433-69 „Încărcări în construcții. Clasificarea și gruparea încărcărilor. Metoda la stări limită”, Oficiul de Stat pentru Standarde, București, R.S.R., 1970.
- [154] Postelnicu, T. „P100-1/ Proiectarea seismică a clădirilor. Volumul 2 - B. Comentarii și exemple de calcul”, UTCB, România, 2005.
- [155] CRO-2005. „Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții.”, MTCT, București, România, 2006.
- [156] SR EN 1990:2004/NA:2006. „Bazele proiectării structurilor. Anexa națională.”, ASRO, București, România, 2006.
- [157] Paulay, T., Priestley, M. „Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, John Wiley & Sons, New York, 1992.
- [158] Terteza, I., Oneț, T., Beuran M., Păcurar, V. „Proiectarea betonului armat: tabele, nomograme, prescripții, exemple de calcul”, editura Didactică și Pedagogică, București, 1975.
- [159] Kiss, Z., Oneț, T. „Proiectarea structurilor din beton după SR EN 1992-1: principii, relații de calcul, tabele, diagrame, prescripții de alcătuire, exemple de calcul”, editura Abel, Cluj-Napoca, 2010.
- [160] Dumitrescu, D., Agent, R., Nicula, I., Găină, N., Popăescu, A., Weissenberg, M., Lissai, F., Săndulescu, G., Stănescu, A. „Îndrumător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat”, editura Tehnică, București, 1978.
- [161] STAS10107/0-76. „Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat”, Institutul Român de Standardizare, București, România, 1976.
- [162] Puskas, A. „Deformațiile grinzilor late”, Teză de doctorat, UTCN, Facultatea de Construcții, Cluj-Napoca, 2012.
- [163] Formisano, A., Landolfo, R., Mazzolani, F. „Robustness assessment approaches for steel framed structures under catastrophic events”, *Computers and Structures*, 2014.
- [164] Ioniță, O.M. „Robustețea structurilor pentru clădiri civile și industriale”, Teză de doctorat, Universitatea Tehnică "Gheorghe Asachi" din Iași, Iași, 2010.
- [165] Dubină, D., Ungureanu, V., Grecea, D. „Parametrii și criteriile de robustețe și dezvoltare durabilă pentru clădiri multietajate (I)”, *Revista Construcțiilor*, nr. 43, pp. 66-72, noiembrie, 2008.
- [166] Extreme Loading for Structures - Theoretical Manual, Durham, NC: Applied Science International, 2013.
- [167] Maekawa, K., Okamura, H. „The deformational behavior and constitutive equation of concrete using the elasto-plastic and fracture model”, *Journal of Faculty Engineering University Tokyo*, vol. 37, nr. 2, pp. 253-328, 1983.
- [168] Okamura, H., Maekawa, K. „Nonlinear analysis constitutive models of reinforced concrete”,

Tokyo, 1991.

- [169] Ristic, D., Yamada Y., Iemura, H. „Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varying axial loads”, School of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto, Japan, 1986.
- [170] Tagel-Din, H., Meguro, K. „Applied Element Method for Dynamic Large Deformation Analysis of Structures”, *Structural Eng./Earthquake Eng., International Journal of the Japan Society of Civil Engineers (JSCE)*, vol. 17, nr. 2, pp. 215-224, 2000.
- [171] Tagel-Din, H. „High Fidelity Modeling of Building Collapse with Realistic Visualization of Resulting Damage and Debris Using the Applied Element Method”, Applied Science International, 2009.
- [172] Extreme Loading for Structures - Modeling Manual, Durham, NC: Applied Science International, 2010.
- [173] CR6-2006 „Cod de proiectare pentru structuri din zidărie”, MTCT, București, România, 2006.