

UNIVERSITATEA TEHNICĂ DIN CLUJ-NAPOCA

Facultatea de Construcții

Ing. Lucian-Andrei BREDEAN

TEZĂ DE DOCTORAT

**MECANISME DE REZISTENȚĂ LA COLAPS
PROGRESIV ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE
DIN BETON ARMAT**

Conducător științific

Prof. Dr. Ing. Adrian Mircea IOANI

2015

Cuprins

CUPRINS.....	I
LISTA FIGURILOR.....	IV
LISTA TABELELOR	VIII
LISTA SIMBOLURILOR.....	IX
I. CAPITOLUL I: FENOMENUL DE COLAPS PROGRESIV – NOȚIUNI GENERALE	1
I.1. Colapsul progresiv al structurilor de rezistență pentru clădiri: definiție și evenimente semnificative	1
I.1.A. Definiția fenomenului de colaps progresiv	1
I.1.B. Evenimente semnificative de colaps progresiv	1
I.2. Mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat	6
I.2.A. Mecanismul de încovoiere	7
I.2.B. Mecanismul de arc de compresiune în grinzi.....	7
I.2.C. Mecanismul de lăncșor în grinzi	8
I.2.D. Mecanismul liniilor de curgere în plăci	8
I.2.E. Mecanismul de membrană întinsă sau comprimată în plăci.....	9
I.2.F. Mecanismul de tip Vierendeel	10
I.3. Stadiul cercetărilor actuale în domeniul mecanismelor de rezistență la colaps progresiv la structurile în cadre din beton armat	10
I.3.A. Studii teoretice și experimentale bazate pe subansamble din beton armat	11
I.3.B. Studii teoretice și experimentale bazate pe structuri din beton armat	13
I.4. Necesitatea și oportunitatea temei de cercetare.....	18
I.5. Obiectivele tezei de doctorat	21
I.6. Structurarea tezei de doctorat	22
II. CAPITOLUL II: SURPRINDEREA NUMERICĂ A MECANISMELOR DE REZISTENȚĂ LA COLAPS PROGRESIV ALE STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT.....	24
II.1. Cedarea structurilor în cadre din beton armat: dificultăți în modelarea numerică.....	24
II.2. Validarea unui model numeric capabil să surprindă mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat	25

II.2.A.	Alegerea și prezentarea detaliată a experimentelor etalon.....	25
II.2.A.	Unelte de analiză în evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat.....	29
II.2.B.	Modele numerice de validare – Parametri semnificativi de modelare	30
II.2.C.	Rezultatele analizelor numerice de validare.....	42
II.3.	Sinteza rezultatelor. Concluzii preliminare. Contribuții personale.	52
II.3.A.	Analiză numerică de validare folosind modelul plasticității distribuite: Abaqus/Explicit	52
II.3.B.	Analize numerice de validare folosind modelul plasticității concentrate: SAP2000	54

III. CAPITOLUL III: FACTORI DETERMINANȚI ÎN ACTIVAREA ȘI ANALIZA NUMERICĂ A MECANISMELOR DE REZISTENȚĂ POST-ÎNCOVOIERE57

III.1.	Mecanisme de rezistență – Structuri de rezistență din elemente liniare (cadre pure: stâlpi, grinzi)57	
III.1.A.	Clasa de ductilitate a oțelului: Influență asupra CAA și CA	58
III.1.B.	Flexibilitatea grinzilor: Influență asupra CAA și CA.....	61
III.1.C.	Procent de armare al grinzilor: Influență asupra CAA și CA	63
III.1.D.	Studiul pe subansamble vs. Studiul pe sisteme structurale complete: Influență asupra CAA și CA	66
III.1.E.	Avarierea stâlpilor de la niveluri superioare: Influență asupra CAA și CA	71
III.2.	Mecanisme de rezistență – Structuri de rezistență din elemente liniare și de suprafață (stâlpi, grinzi, plăci).....	76
III.2.A.	Mecanisme de rezistență ale plăcilor: Parametri de modelare și proiectare	76
III.2.B.	Studiul a două modele numerice de structuri cu stâlpi, grinzi și plăci	81
III.3.	Sinteza rezultatelor. Concluzii preliminare. Contribuții personale.	87

IV. CAPITOLUL IV: STUDIU DE CAZ – PRACTICA DE PROIECTARE CURENTĂ A STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT ȘI MECANISMELE DE REZISTENȚĂ LA COLAPS PROGRESIV.....92

IV.1.	Mecanisme avansate de rezistență în cazul unei structuri multi-etajate în cadre din beton armat, proiectată conform P100/2013	92
IV.2.	Sinteza rezultatelor. Concluzii preliminare. Contribuții personale.	100

V. CAPITOLUL V: CONCLUZII GENERALE, CONTRIBUȚII PERSONALE ȘI DIRECȚII VIITOARE DE CERCETARE.....102

V.1.	Concluzii generale privind obiectivele lucrării	102
V.1.A.	Identificarea unui model capabil să surprindă numeric mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat	102

V.1.B. Studiul factorilor determinanți în activarea mecanismelor avansate de rezistență și influența lor asupra sporului de capacitate portantă atins	103
V.1.C. Mecanismele avansate de rezistență versus particularitățile de proiectare ale structurilor în cadre din beton armat din România – Studiu de caz.....	106
V.2. Contribuții personale.....	107
V.3. Direcții viitoare de cercetare	109
VI. ANEXE.....	111
VI.1. Figuri aferente analizei numerice de validare Abaqus/Explicit bazate pe experimentul lui Bailey [13] – Specimen M1	111
VI.2. Caracteristici mecanice ale oțelurilor BST500 și PC52 conform testelor producătorului 118	
VI.3. Figuri aferente studiului densității optime a discretizării în modelarea comportării plăcilor (Secțiunea III.2.A.i).....	120
VI.4. Figuri aferente studiului influenței condițiilor de contur și a grosimii plăcii (Secțiunea III.2.A.ii).....	122
VI.5. Figuri aferente studiului mecanismelor de rezistență pe baza modelului MR (Secțiunea III.2.B).....	125
BIBLIOGRAFIE	127

Lista figurilor

Figura I-1: Clădirea Ronan Point, Londra, Anglia, 1968 [2].....	1
Figura I-2: a)Complexul Skyline Plaza, Virginia, S.U.A., 1973 [3] b)Civic Arena, Hartford, S.U.A., 1978 [4].....	2
Figura I-3: Holul Hyatt Regency, Kansas City, S.U.A., 1981 [5]	3
Figura I-4: a)Clădirea Marinei S.U.A, Liban, 1983 [6] b)Hotelul New World, Singapore, 1986 [3]	3
Figura I-5: Hotelul Royal Plaza, Nakhon Ratchasima, Thailand 1993 [3].....	4
Figura I-6: Clădirea Sampoong Department Store, Seoul, Coreea de Sud, 1995 [3]	4
Figura I-7: Clădirea Federală A. Murrah, Oklahoma S.U.A, 1995 [7]	5
Figura I-8: Turnurile World Trade Center, New York, S.U.A., 2001 [8]	5
Figura I-9: Colapsul unei clădiri de locuințe, Astrakhan, Rusia, 2012 [9].....	6
Figura I-10: Mecanismul de arc de compresiune la structurile în cadre din beton armat	7
Figura I-11: Mecanismul de membrană întinsă/comprimată la plăcile cu restricții reduse sau fără restricții asupra translațiilor în plan ale conturului [13]	9
Figura I-12: Subansamblu grindă-stâlp-grindă încercat experimental de He și Yi [19]	12
Figura I-13: Colaps AMIA, Argentina, 1994: Simulare numerică VS. Prăbușire reală [26] ...	13
Figura I-14: Clădirea Crowne Plaza Hote, Huston, S.U.A., 2006 [33].....	16
Figura I-15: Cadru plan, scara 1:8, utilizat în studiul experimental static și dinamic [16]	17
Figura I-16: Studiu experimental derulat de Xiao și alții [35].....	18
Figura II-17: Cadrul testat experimental de Yi și alții [28]	26
Figura II-18: Experiment Yi și alții [28]: Curba Forță – Deplasare.....	27
Figura II-19: Rezemarea speciemenelor testate și schematizarea încărcărilor [13]	28
Figura II-20: Experiment Bailey și alții [13]: Curba Deplasare verticală/Înălțime utilă a secțiunii – Sarcină/Sarcină de formare a liniilor de curgere.....	28
Figura II-21: Diagrame σ - ϵ de validare pentru oțeluri	33
Figura II-22: Reprezentare schematizată a comportării betonului la solicitări uni-axiale	34
Figura II-23: Diagrama σ - ϵ uni-axială a betonului în analiza numerică de validare	35
Figura II-24: Parametrii modelului „Concrete Damaged Plasticity” pentru întinderea uni-axială a betonului – Abaqus [72].....	36
Figura II-25: Secțiune prin suprafețele de cedare ale modelului Drucker-Prager, respectiv Concrete Damaged Plasticity	37
Figura II-26: Parametri de definiție ai articulației plastice de tip MPH.....	40
Figura II-27: Diagrama σ - ϵ uni-axială a betonului în analiza numerică de validare	42
Figura II-28: Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. Analiză numerică de validare în Abaqus/Explicit.....	43
Figura II-29: Curbe „Deplasare orizontală – Deplasare verticală”: Experiment Yi și alții [28] VS. Analiză numerică de validare în Abaqus/Explicit.....	43
Figura II-30: Cedarea grinzii în structura testată experimental VS. Cedarea grinzii din modelarea numerică – Abaqus/Explicit.....	45
Figura II-31: Rezultate numerice Abaqus/Explicit: Eforturi axiale în grinzile adiacente stâlpului avariata	46
Figura II-32: Rezultate numerice Abaqus/Explicit: Momente încovoietoare în secțiunile grinzilor adiacente stâlpului avariata	46

Figura II-33: Parametri curbă M- θ – Varianta 1. Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – MPH – Varianta 1.....	47
Figura II-34: Parametri curbă M- θ – Varianta 2. Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – MPH – Varianta 2.....	47
Figura II-35: Parametri curbă M- θ – Varianta 3. Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – MPH – Varianta 3.....	48
Figura II-36: Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – FPH	49
Figura II-37: Curbe „Deplasare orizontală – Deplasare verticală” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000	50
Figura II-38: Analiză de validare Abaqus/Explicit VS. Experiment Bailey și alții [13] VS. Studiu numeric Bailey VS. Studiu numeric Dat [14].....	50
Figura II-39: Analiză numerică de validare Abaqus/Explicit: Configurația zonelor întinse și comprimate, pe grosimea plăcii, la o deplasare verticală maximă de 40mm – Secțiune transversală	51
Figura II-40: Reprezentare sintetică a mecanismului de membrană întinsă/comprimită	54
Figura III-41: Influența clasei o țelului în activarea mecanismelor CAA și CA	60
Figura III-42: Influența flexibilității grinzilor în activarea CAA și CA	62
Figura III-43: Influența procentului de armare în activarea mecanismelor CAA și CA	64
Figura III-44: Studiu plan – Modele numerice analizate.....	67
Figura III-45: Studiu plan – Influența condițiilor de capăt asupra CAA și CA	68
Figura III-46: Studiu spațial – Model spațial MS4Dmin (spațialitate minimală).....	69
Figura III-47: Studiu spațial – Model spațial MS4D.....	69
Figura III-48: Studiu spațial – Influența condițiilor de capăt asupra CAA și CA	70
Figura III-49: Curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală”: Influența nivelului la care se consideră scenariul de avarie	72
Figura III-50: Scenariu avarie Parter (Model MS4DP) – Eforturi axiale în grinzile din deschiderile direct afectate.....	73
Figura III-51: Scenariu avarie Nivel Intermediat (Model MS4DEI) – Eforturi axiale în grinzile din deschiderile direct afectate.....	73
Figura III-52: Scenariu avarie Nivel Superior (Model MS4DUE) – Eforturi axiale în grinzile din deschiderile direct afectate.....	74
Figura III-53: Eforturi axiale în grinzi – Cadru plan derivat Yi cu 8 niveluri.....	75
Figura III-54: Studiul densității optime de discretizare - Modele numerice având $h_f/L_0=1/60$	78
Figura III-55: Studiul densității optime de discretizare - Modele numerice având $h_f/L_0=1/30$	78
Figura III-56: Mecanisme de rezistență la plăci – Influența rezemărilor pe contur.....	80
Figura III-57: Mecanisme de rezistență la plăci simplu rezemate pe contur – Influența grosimii plăcii	81
Figura III-58: MF vs. MR - Curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală”	83
Figura III-59: Variația eforturilor axiale în grinzile adiacente stâlpului avariati – Modelul MR	83
Figura III-60: Determinarea lățimii active de placă în conformitate cu AICI 318-11 [75].....	84
Figura III-61: Definiția secțiunilor de grindă T în utilitarul „Section Designer” – SAP 2000	85
Figura III-62: Rezultate analize „pushdown”: Cadre cu plăci (MF) VS. Cadre pure (MS4D)	86
Figura IV-63: Plan nivel curent – Structură P+7E (modificat față de varianta P100/2013 [70])	93

Figura IV-64: Beton C25/30 - Diagrama uni-axială σ - ϵ	95
Figura IV-65: Rezultatele analizelor „pushdown” pentru modelele numerice realizate pe baza exemplului structurii din P100/2013 [70].....	96
Figura IV-66: Model numeric ExP100_G_L04 - Eforturi axiale în grinzi.....	98
Figura IV-67: Model numeric ExP100_GP_L04 - Eforturi axiale în grinzi	99
Figura IV-68: Mod de cedare: a)Model numeric ExP100_G_L04 b)Model numeric ExP100_GP_L04 NRFIG	99
Figura A-69: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 3.5mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	111
Figura A-70: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 5mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	112
Figura A-71: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 7mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	112
Figura A-72: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 15mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	113
Figura A-73: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 30mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	113
Figura A-74: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	114
Figura A-75: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 25mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	114
Figura A-76: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 40mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	115
Figura A-77: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 50mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	115
Figura A-78: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm (roșu corespunde unui degradări de 64%).....	116
Figura A-79: Cedare Specimen M1: Studiu experimental Bailey și alții [13] vs. Analiză numerică de validare Abaqus.....	116
Figura A-80: Abaqus - Analiză numerică de validare a experimentului lui Bailey și alții [13]: Ruperea progresivă a armăturilor longitudinale – Specimen M1	117
Figura A-81: Model PB_G18_4E - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm.....	120
Figura A-82: Model PB_G18_4E – Modul de cedare al plăcii	120
Figura A-83: Model PB_G18_6E - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm.....	121
Figura A-84: Model PB_G18_6E – Modul de cedare al plăcii	121
Figura A-85: Model PB_G22 - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm (roșu - degradare de 64%) ...	122
Figura A-86: Model PB_G22 – Modul de cedare al plăcii.....	122
Figura A-87: Model PB_G36 - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 40mm (roșu - degradare de 64%) ...	123
Figura A-88: Model PB_G36 – Modul de cedare al plăcii.....	123
Figura A-89: Model PB_AMNC - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 40mm (roșu - degradare de 64%) ...	124

Figura A-90: Model MR - Fața superioară a plăcilor: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale de 155mm (roșu - degradare de 64%).....	125
Figura A-91: Model MR – Distribuția tensiunilor în armăturile inferioare din plăci la cedare	126

Lista tabelelor

Tabelul II-1: Geometria structurii proiectate vs. geometria structurii testate.....	26
Tabelul II-2: Caracteristici mecanice ale materialelor conform studiului Yi și alții [28]	27
Tabelul II-3: Caracteristici de rezistență și deformabilitate ale armăturilor [13]	29
Tabelul II-4: Caracteristici mecanice experimentale ale oțelurilor HRB400 și HRB235 conform studiului aparținând Yi și He [19].....	32
Tabelul II-5: Parametri de definire ai opțiunii „Concrete Damaged Plasticity” de modelare a betonului	42
Tabelul II-6: Parametrii caracteristici ai mecanismelor de rezistență ai cadrului plan testat de Yi și alții [28]: Rezultate experimentale VS. Rezultate numerice - Abaqus/Explicit.....	44
Tabelul III-7: Clase de ductilitate pentru oțel-beton conform SR-EN-1992-1-1 [71]	58
Tabelul III-8: Curbe $\sigma - \epsilon_{\text{plastic}}$ utilizate în studiul parametric al influenței clasei oțelului	59
Tabelul III-9: Nivelul capacității portante mobilizate prin mecanisme de rezistență: Influența clasei oțelului	60
Tabelul III-10: Influența flexibilității grinzilor în activarea CAA și CA	63
Tabelul III-11: Influența procentului de armare în activarea mecanismelor CAA și CA	65
Tabelul III-12: Influența procentului de armare și a flexibilității grinzilor asupra sporului de rezistență datorat CAA conform studiului experimental derulat de Yu și Tan [25].....	66
Tabelul III-13: Studiu spațial - Nivelul capacității portante mobilizate prin FA, CAA și CA. 70	
Tabelul III-14: Influența „poziționării” scenariului de avarie pe înălțimea structurii: Nivelul capacității portante mobilizate prin FA, CAA și CA	72
Tabelul III-15: Studiul densității optime de discretizare - Modele numerice și timpi de rulare	77
Tabelul III-16: Modele spațiale cu placă – Proprietăți geometrice.....	82
Tabelul III-17: Momente plastice pentru grinzile T.....	84
Tabelul III-18: Mecanisme de rezistență – MF vs. MR	85
Tabelul IV-19: Valori de proiectare ale rezistențelor materialelor	94
Tabelul IV-20: Cadru interior - Armarea longitudinală a grinzilor conform P100/2013 [70] .94	
Tabelul IV-21: Cadru interior – Procente de armare longitudinală a grinzilor.....	94
Tabelul IV-22: Momente plastice – Structură P100/2013	97
Tabelul IV-23: Mecanisme de rezistență în cazul modelelor de tip „cadre pure”	98
Tabelul IV-24: Mecanisme de rezistență în cazul modelelor complete (cadre + plăci).....	98

Lista simbolurilor

A_{gt}	Alungirea oțelului corespunzătoare rezistenței la întindere
a_g	Accelerația terenului pentru proiectare (componenta orizontală)
b_c	Latura stâlpului
b_{eff}	Lățimea activă de placă
d	Parametru de degradare a rigidității betonului
E_{cm}	Modul de elasticitate secant al betonului
ε_c	Deformație specifică la compresiune a betonului
ε_{cl}	Ddeformația specifică la compresiune a betonului, corespunzătoare efortului unitar maxim
ε_{el}	Deformație specifică elastică a betonului
ε_{pl}	Deformație specifică plastică
ε_t	Deformație specifică la întindere a betonului
f_c'	Rezistența la compresiune a betonului, determinată pe cilindru
f_{cm}	Valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindri
f_{ctm}	Valoarea medie a rezistenței la întindere directă a betonului
f_t	Rezistența la întindere a oțelului
f_{yk}	Tensiunea de curgere a oțelului
G_f	Grad de flexibilitate al grinzii
h_{ef}	Latura elementului finit
h_f	Grosimea plăcii
h_{gr}	Înălțimea secțiunii grinzii
K	Raportul dintre distanțele între axa hidrostatică și meridianul de compresiune, respectiv meridianul de întindere
L_0	Deschiderea liberă a unei grinzi
L_{int}	Lucru mecanic interior
L_{ext}	Lucru mecanic al forțelor exterioare
δL_{ext}	Lucru mecanic elementar al forțelor exterioare
L_σ	Lucru mecanic al tensiunilor
δL_σ	Lucru mecanic elementar al tensiunilor
M	Moment încovoietor
M_{pl}^+	Moment încovoietor pozitiv capabil al grinzii
M_{pl}^-	Moment încovoietor negativ capabil al grinzii
m_{pl}^+	Moment încovoietor pozitiv capabil distribuit al plăcii
m_{pl}^-	Moment încovoietor negativ capabil distribuit al plăcii

P_l	Forța concentrată limită obținută în urma unui calcul plastic pe baza mecanismului de cedare
q_{pl}	Intensitatea sarcinii uniform distribuite corespunzătoare formării mecanismului liniilor de curgere în plăci
TF	Factor de triaxialitate
T_B, T_C, T_D	Perioadele de control ale spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului
w_c	Densitatea betonului
σ_h	Tensiune normală octaedrică (presiune hidrostatică)
σ_{eqv}	Tensiune von Mises
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensiuni normale principale
σ_t	Tensiunea de întindere a betonului
θ	Rotire
ρ_{inf}	Procent de armare inferioară al grinzilor
ρ_{sup}	Procent de armare superioară al grinzilor
γ_I	Factor de importanță la cutremur a construcției

Abrevieri

CA	Catenary Action
CAA	Compressive Arch Action
DCH	Ductility Class High
DoD	Department of Defense
ELS	Extreme Loading for Structures
FA	Flexural Action
FPH	Fiber Plastic Hinge
GSA	General Service Administration
LSA	Linear Static Analysis
MPH	Moment Plastic Hinge
NDA	Nonlinear Dynamic Analysis
NSA	Nonlinear Static Analysis
SUA	Statele Unite ale Americii
UFC	United Facility Criteria

I. CAPITOLUL I: Fenomenul de colaps progresiv – Noțiuni generale

I.1. Colapsul progresiv al structurilor de rezistență pentru clădiri: definiție și evenimente semnificative

I.1.A. Definirea fenomenului de colaps progresiv

Așa cum este definit de una dintre primele norme care s-a impus la nivel internațional ca și ghid de proiectare la colaps progresiv - GSA(2003) Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines [1] – acest fenomen reprezintă cedarea locală a unui element de rezistență, extinsă ulterior, printr-o reacție de tip domino, la elemente adiacente, provocând astfel prăbușirea parțială disproporționată a structurii sau chiar prăbușirea în întregime a acesteia. În proiectarea curentă nu se consideră solicitările provenite din evenimente excepționale cum ar fi exploziile, atacurile teroriste, impactul cu autovehicule sau avioane. Acestea pot duce, în cele din urmă, la colapsul structurilor de rezistență. Cauzele declanșării unui astfel de fenomen pot fi însă și de altă natură: erori de proiectare sau erori de execuție.

I.1.B. Evenimente semnificative de colaps progresiv



Figura I-1: Clădirea Ronan Point, Londra, Anglia, 1968 [2]

Comunitatea inginerilor proiectanți de structuri și-a focalizat atenția asupra fenomenului de colaps progresiv începând cu anul 1968, când o explozie datorată unei acumulări de gaze la etajul 18 al clădirii de apartamente Ronan Point, din Londra, Marea Britanie (Figura I-1) a dus

la prăbușirea unei întregi trame, pe toată înălțimea structurii (22 de niveluri). Structura de rezistență era realizată din panouri mari, prefabricate. În urma analizei, experții au explicat avarierea severă a clădirii prin lipsa realizării unei continuități adecvate la nivelul îmbinărilor dintre panourile prefabricate.

Un alt caz remarcabil de colaps progresiv este cel al uneia clădirile complexului Kylie Plaza, Virginia, S.U.A. (Figura I-2, a). Complexul includea opt clădiri de apartamente, șase clădiri de birouri, un hotel și un centru comercial. La construcția celui de-al 24-lea nivel al unei clădiri de birouri, o porțiune de placă a cedat brusc, provocând cedări succesive la toate celelalte niveluri. Porțiunile desprinse din structură au provocat de asemenea prăbușirea parkingului din apropiere, aflat tot în construcție.

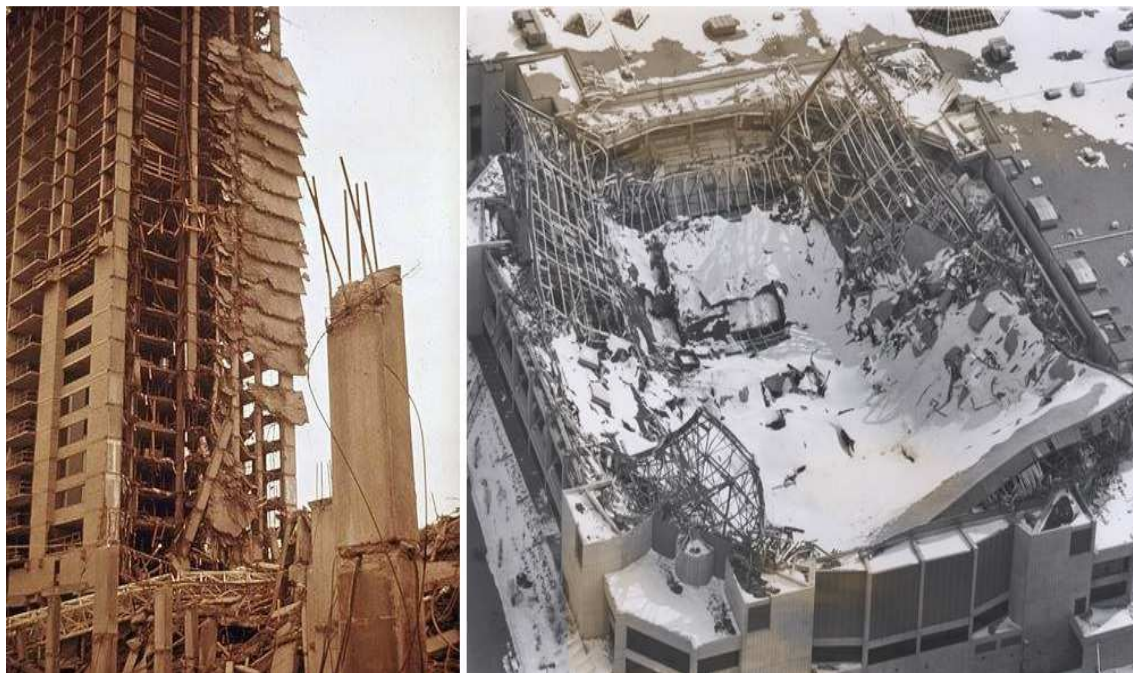


Figura I-2: a)Complexul Skyline Plaza, Virginia, S.U.A., 1973 [3] b)Civic Arena, Hartford, S.U.A., 1978 [4]

Acoperișul Civic Arena din Hartford (Figura I-2, b) s-a prăbușit în ianuarie, 1978. Structura de rezistență era realizată sub forma structurii spațiale din oțel. Conform expertizelor, o cedare prematură prin flambaj a unuia din elementele de rezistență a provocat colapsul întregului acoperiș. Informația conform căreia în timpul execuției lucrării au fost constatate săgeți de două ori mai mari decât cele apreciate prin analizele realizate pe calculator este un argument în favoarea unei erori de proiectare. La momentul colapsului, suma încărcărilor permanente și utile era mai mică decât valoarea încărcării considerată în proiectare.

O altă greșală de concepție a dus, în 1981, la pierderea a 114 vieți omenești și rănirea a peste 200 de oameni, la o petrecere organizată în holul Hotelului Hyatt Regency, Kansas City, S.U.A (Figura I-3). Din motive de execuție dificilă, o îmbinare metalică dintre un tirant și grinda de susținere a unei pasarele din holul hotelului, suspendată deasupra alteia, a fost superficial regândită și reproiectată la momentul punerii în operă. Modificarea adusă dubla însă încărcările de la nivelul îmbinării. În configurația executată îmbinarea abia reușea să suporte solicitările apărute din greutate proprie. În timpul petrecerii, când pasarelele erau încărcate, îmbinarea a cedat iar pasarela superioară s-a prăbușit peste cea inferioară, provocând un adevărat dezastru.



Figura I-3: Holul Hyatt Regency, Kansas City, S.U.A., 1981 [5]

În 1983 un alt caz de colaps progresiv a avut loc, de data aceasta ca urmare a unui atentat cu bombă asupra unui sediu al Marinei Americane din Liban (Figura I-4,a). Un terorist sinucigaș a detonat un autovehicul încărcat cu 910kg de explozibil. Explozia a distrus fațada centrală a clădirii în formă de potcoavă. Peste 60 de persoane au fost ucise.

În 1986, Singapore a fost cadrul unei tragice prăbușiri a unei structuri de șase niveluri (Figura I-4,b). Colapsul s-a produs în doar 60 de secunde, hotelul, clubul de noapte și banca adăpostit de clădire fiind distruse integral. 17 dintre cele 50 de persoane surprinse în clădire, la momentul prăbușirii, au supraviețuit. Comisia care a investigat incidentul a concluzionat că, la originea producerii colapsului structurii a fost neconsiderarea în calcule a greutateii proprii a structurii.



Figura I-4: a) Clădirea Marinei S.U.A., Liban, 1983 [6] b) Hotelul New World, Singapore, 1986 [3]

O prăbușire dramatică, soldată cu nu mai puțin de 137 de victime și 227 de răniți s-a produs în Thailanda. Hotelul Royal Plaza din Nakhon (Figura I-5), având șase niveluri, s-a prăbușit în dimineața zilei de 13 august, 1993, în aproximativ 10 secunde. Investigațiile au scos la iveală faptul că hotelului îi fuseseră adăugate trei niveluri suplimentare în 1990, fără a exista calcule riguroase aprobate de autorități. În plus, în dimineața prăbușirii, la ultimul nivel al clădirii era stocat un volum semnificativ de apă ca și măsură de prevedere față de o posibilă sistare temporară a alimentării cu apă.



Figura I-5: Hotelul Royal Plaza, Nakhon Ratchasima, Thailand 1993 [3]

În iunie, 1995, în Coreea de Sud s-a produs cel mai mare dezastru pe timp de pace: în 20 de secunde, 502 persoane și-au pierdut viața și nu mai puțin de 937 au fost rănite, la prăbușirea clădirii Sampoong Department Store din Seoul (Figura I-6). Investigația derulată îl indică vinovat pe deținătorul clădirii. La insistențele sale, destinația clădirii a fost schimbată în timpul execuției de la cea de birouri, la cea de centru comercial, fără o reproiectare adecvată. În vederea realizării scărilor s-a renunțat la mai mulți stâlpi și, mai mult, s-a adăugat un al șaselea nivel, cu un planșeu foarte greu, încălzit. Instalarea unor unități suplimentare de aer condiționat peste ultimul nivel a mărit de patru ori sarcinile transmise de acesta față de cele considerate în calcule. În aceste condiții, betonul folosit a fost de clasă inferioară celui specificat prin proiect, armările au fost de asemenea reduse la fel ca și secțiunile transversale ale stâlpilor.



Figura I-6: Clădirea Sampoong Department Store, Seoul, Coreea de Sud, 1995 [3]

Al doilea cel mai important atac terorist din istoria S.U.A. a avut ca țintă clădirea federală Murrah (Figura I-7) din orașul american Oklahoma. Consecințele tragice ale colapsului structurii, provocat de detonarea explozibilului amplasat într-un camion parcat în apropierea clădirii, au fost moartea 168 de persoane și rănirea a peste 680 de oameni. Explozia a afectat puternic cel puțin unul din stâlpii de la parter pe care rezema o grindă ce susținea practic întreaga structură. Gradul redus de redundanță s-a dovedit a fi decisiv în declanșarea colapsului.



Figura I-7: Clădirea Federală A. Murrah, Oklahoma S.U.A., 1995 [7]

Atacul terorist asupra World Trade Center Towers (Figura I-8) este probabil cazul de colaps progresiv cu cele mai tragice urmări: în urma prăbușirii turnurilor gemene au murit aproape 3000 de oameni. Cu toate că sistemul structural al turnurilor gemene era unul redundant, dimensionat la sarcini laterale semnificative din vânt, acestea s-au prăbușit în aproape 10 secunde, odată ce efectul de domino a fost declanșat de unul dintre planșee. Factorul care a făcut ca dezastrul să nu poată fi evitat a fost cantitatea imensă de energie degajată de combustibilul aprins al avioanelor. Este de menționat faptul că sistemul structural a rezistat șocului inițial datorat impactului avioanelor.



Figura I-8: Turnurile World Trade Center, New York, S.U.A., 2001 [8]

Un alt eveniment semnificativ de colaps progresiv a avut loc în februarie 2012, în Rusia. În urma unei explozii cauzate de o scurgere de gaz, primele patru niveluri ale unei vechi clădiri de locuințe din orașul Astrakhan, Rusia, s-au prăbușit (Figura I-9). Nivelurile superioare, rămase intacte în urma exploziei, s-au prăbușit chiar înainte de începerea operațiunilor de salvare. În urma evenimentului au fost raportați 12 morți și în jur de 25 de răniți.

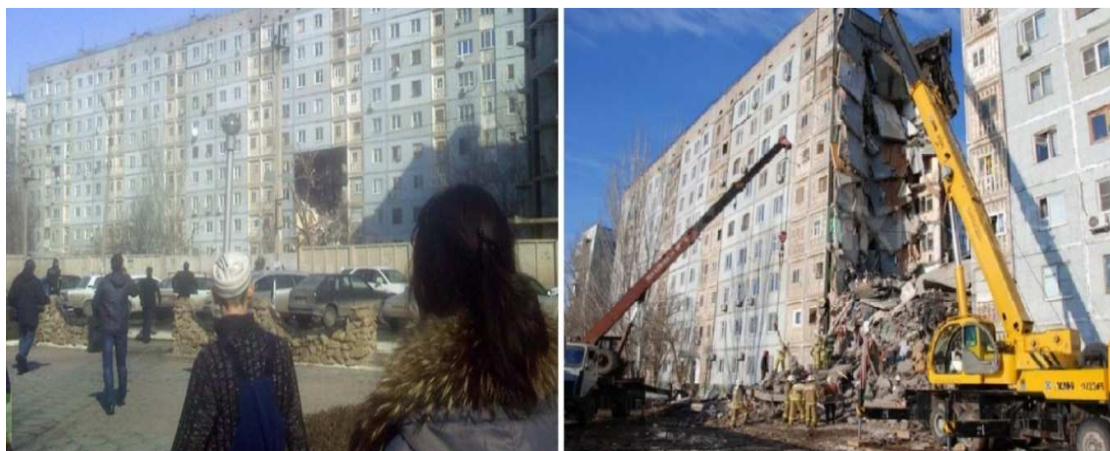


Figura I-9: Colapsul unei clădiri de locuințe, Astrakhan, Rusia, 2012 [9]

I.2. Mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat

Practica de proiectare curentă a structurilor în cadre din beton armat, presupune dimensionarea acestor structuri în așa fel încât, sub sarcinile de exploatare, răspunsul structural să nu implice incursiuni semnificative ale secțiunilor elementelor de rezistență în domeniul plastic. Astfel, în cazul în care pe durata de viață a acestor tipuri de structuri nu intervin situații excepționale (cutremure, explozii, atacuri teroriste), elementele structurale componente funcționează transmițând încărcările spre infrastructură prin intermediul mecanismului clasic, de încovoiere, fără zdrobiri ale betonului, fisurări semnificative sau stadii de curgere a armăturilor. În cazul apariției unor solicitări excepționale însă, materialele – deci secțiunile elementelor de rezistență – ajung în stadii care depășesc mult stadiul de comportare liniar-elastică, sau chiar în stadiul de cedare. Răspândirea unor astfel de cedări la nivelul mai multor secțiuni ale elementelor de rezistență conduc la slăbirea rigidității structurii de rezistență și la deplasări din ce în ce mai mari. În cele din urmă, dacă structura nu este capabilă să transmită fluxul solicitărilor spre infrastructură și prin căi alternative de transfer, altele decât cele gândite în procesul de proiectare, se ajunge la colapsul acesteia.

Este de deosebită importanță faptul că, pe parcursul procesului de redistribuire a încărcărilor, pot fi mobilizate resurse suplimentare de rezistență prin alte mecanisme decât mecanismul care definește funcționarea structurilor în cadre din beton armat, anume mecanismul de încovoiere. Literatura de specialitate indică, atât în studii numerice cât și în studii experimentale, manifestarea câtorva astfel de mecanisme de rezistență cu aport semnificativ în reducerea riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat. Acestea sunt: mecanismul clasic de încovoiere, mecanismul de arc de compresiune, mecanismul de lăntșor, mecanismul liniilor de curgere la plăci, mecanismul de membrană întinsă și comprimată la plăci, și mecanismul de tip Vierendeel.

În continuare se va ilustra și explica, în manieră detaliată, modul de funcționare al acestor mecanisme în transmiterea solicitărilor, prin căi alternative, spre infrastructură, în ipoteza modificării schemei statice originale a unui sistem structural bazat pe cadre din beton armat, prin avarierea unuia dintre stâlpi.

I.2.A. Mecanismul de încovoiere

Sistemele structurale în cadre din beton armat sunt proiectate, prin definiție, astfel încât să transmită solicitările spre terenul de fundare prin mecanismul de încovoiere. Parametrii cheie în proiectarea unor astfel de structuri sunt rigiditatea, capacitatea de rezistență și ductilitatea. În principal, în funcție de funcțiunea îndeplinită de clădire și caracteristicile seismicității amplasamentului, proiectantul structurii de rezistență realizează un reglaj fin între parametrii de proiectare menționați, astfel încât să obțină o structură care să îndeplinească cerințele de performanță impuse de norme, în condiții de maximă economicitate. În consecință, acțiunile suportate de sistemul structural, sunt transmise prin încovoierea elementelor de rezistență (stâlpi, grinzi, plăci), spre infrastructura clădirii. În cazul avarierii unuia element de reazem vertical (stâlp), în primă fază, solicitările din structură sunt transmise spre infrastructură tot prin intermediul încovoierii cu forță tăietoare. Diferența survine însă în zona stâlpului avariat. Grinzile adiacente acestuia își dublează deschiderea, iar zona situată în vecinătatea stâlpului avariat este nevoită să preia o solicitare de încovoiere având sens opus celei prevăzute, uzual, prin proiectare: momentul încovoietor întinde, în această situație, partea inferioară a grinzii, în condițiile în care, de obicei momentul care acționează în zona respectivă întinde partea superioară a grinzii. O serie de studii ([10], [11]) care investighează influența detalierei seismice a structurilor în cadre din beton armat asupra capacității de rezistență la colaps progresiv au fost derulate, având în vedere că normele de proiectare seismice prevăd continuizarea armăturilor inferioare din zona reazemelor și, în general, o detaliere care poate avea efecte de minimizare a riscului de colaps progresiv al structurii.

I.2.B. Mecanismul de arc de compresiune în grinzi

Mecanismul de arc de compresiune în grinzi poate fi perceput ca o îmbunătățire a mecanismului clasic, de încovoiere. Acest mecanism este caracteristic doar structurilor în cadre din beton armat, el nemanifestându-se în cazul cadrelor metalice, de exemplu.

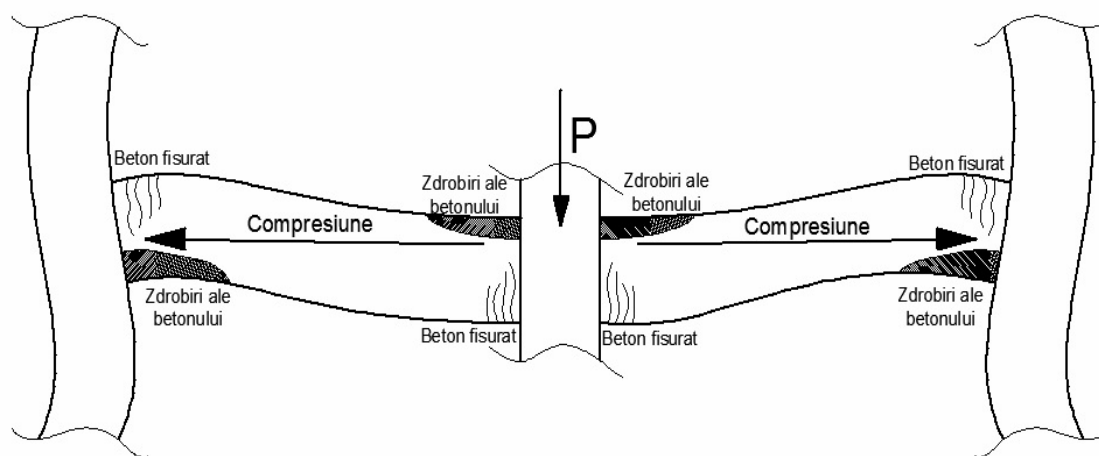


Figura I-10: Mecanismul de arc de compresiune la structurile în cadre din beton armat

Pentru mobilizarea sporului de capacitate portantă datorată mecanismului de arc de compresiune nu este nevoie să se înregistreze deplasări mari, acesta manifestându-se în domeniul micilor deplasări. La originea acestui mecanism este fenomenul cunoscut în literatura tehnică de specialitate sub numele de „beam growth”, adică fenomenul de așa-zisă creștere a

grinzii. Acesta se datorează fisurării betonului în zonele de capăt ale grinzii. În măsura în care tendința de creștere, de alungire a grinzii este blocată, se dezvoltă o forță semnificativă de compresiune. Contând pe interacțiunea dintre efortul secțional axial de compresiune și cel de moment încovoietor, capacitatea portantă a secțiunii, în termeni de moment încovoietor se poate îmbunătăți. Figura I-10 ilustrează formarea forțelor de compresiune de la nivelul secțiunilor grinzilor, ca urmare a fisurării, respectiv a zdrobirii betonului în extremitățile grinzilor, combinate cu rigiditatea laterală a sistemului structural.

I.2.C. Mecanismul de lăntișor în grinzi

Pe măsură ce rezervele de rezistență mobilizate prin mecanismul de încovoiere și mecanismul de arc de compresiune se consumă, zonele cele mai solicitate ale grinzilor de beton armat suferă deformații plastice semnificative, atât în cazul betonului (fisurări, zdrobiri) cât și în cazul armăturii (curgere). Deplasările verticale în zona stâlpului avariat devin semnificative. Odată cu creșterea deplasărilor verticale, componentele forțelor orientate după axele grinzilor, care echilibrează sarcina concentrată provenită din nivelurile superioare și trebuind a fi transmisă stâlpului avariat, devin tot mai importante. Bineînțeles, contribuția forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare, în transferul încărcărilor verticale spre infrastructură, scade. Mecanismul de lăntișor este deci definit prin faptul că, în loc să funcționeze în regim de încovoiere, grinzile transmit sarcinile verticale către elementele de rezistență adiacente prin intermediul unor forțe axiale de întindere, apărute ca urmare a unor deplasări verticale care depășesc domeniul micilor deplasări, fiind de ordinul a cel puțin unei înălțimi a grinzii. Forțele axiale de întindere sunt preluate de toate armăturile longitudinale din secțiune sau doar de o parte din acestea, în cazul unor ruperi.

I.2.D. Mecanismul liniilor de curgere în plăci

În practica de proiectare curentă, plăcile sunt dimensionate în așa fel încât, sub sarcinile de exploatare, să funcționeze în domeniul elastic, cu săgeți reduse (orientativ, se limitează valoarea raportului w/h la un maxim de 0.2, unde w este săgeata plăcii iar h este grosimea ei). Aceste restricții de rigiditate sunt impuse mai ales în vederea asigurării unei funcționalități bune a clădirii. În cazul unor solicitări excepționale însă, care ar putea de exemplu să ducă la cedarea unui element de rezistență vertical, problema care se pune nu mai este aceea de minimizare a deplasărilor în vederea asigurării unei bune funcționalități ci cea a mobilizării unor resurse de rezistență suplimentare, astfel încât fenomenul de colaps progresiv să fie evitat. Astfel, este de interes care sunt resursele suplimentare de rezistență care pot fi accesate atunci când plăcile intră într-un stadiu de solicitare elasto-plastic. Comportarea elasto-plastică a plăcilor din beton armat implică un element caracteristic: formarea unor așa-zise linii de curgere. Presupunând o placă pătrată, încastrată elastic pe contur, în cazul atingerii unui anumit nivel al încărcărilor, se produc fisuri, pe fața superioară a plăcii de-a lungul încastrărilor elastice, respectiv începând din centru, pe direcția diagonalelor, pe fața inferioară a plăcii. Prin fisurare, eforturile de întindere sunt transmise spre armăturile plăcilor care se alungesc odată cu creșterea încărcărilor. Momentele încovoietoare din aceste secțiuni ale plăcii cresc până la atingerea momentelor plastice. Ulterior, deși secțiunile se deformează considerabil prin alungirea armăturilor intrate în curgere, sarcinile în creștere sunt preluate prin redistribuire spre zone încă neintrate în curgere. Astfel, liniile de curgere se extind de-a lungul reazemelor, respectiv de-a lungul diagonalelor plăcii. După cum subliniază și L. L. Jones în lucrarea sa [12], în secțiunile în care armăturile ating tensiuni de curgere, curbura este semnificativ mai mare decât în celelalte

secțiuni ale plăcii. Astfel se explică una dintre ipotezele importante adoptate în analiza limită a plăcilor, pe baza principiului lucrului mecanic virtual, și anume comportarea elastică a plăcilor în tronsoanele delimitate de liniile de curgere. În urma unei astfel de analize rezultă sarcina limită, deci capacitatea portantă maximă, ce poate fi atinsă prin mecanismul liniilor de curgere.

I.2.E. Mecanismul de membrană întinsă sau comprimată în plăci

La fel ca în cazul mecanismului liniilor de curgere, nici mecanismul de membrană al plăcilor plane din beton armat nu prezintă interes pentru faza de exploatare a construcției. Și de această dată, mecanismul merită atenția unui studiu amănunțit din perspectiva sporului de capacitate portantă ce ar putea fi mobilizat în cazul unei situații excepționale, deci în vederea minimizării riscului de colaps progresiv, în cazul de față. Analiza, numerică dar și experimentală, a comportării de membrană a plăcilor a fost, de-a lungul timpului, o provocare pentru comunitatea științifică cu preocupări în acest domeniu. S-a constatat că o influență semnificativă asupra comportării de membrană a plăcilor o are nivelul de blocare translațiilor orizontale, pe conturul acestora. După cum subliniază și Bailey [13], în lucrarea sa, efectul de membrană al plăcilor a fost studiat mai intens pentru cazul în care placa se consideră perfect blocată la translații orizontale. În acest caz, pentru deplasări de ordinul a jumătate din grosimea plăcii, aceasta funcționează ca și o membrană comprimată. Dacă încărcarea crește suficient ca deplasările să depășească acest nivel, placa poate să treacă în stadiul de membrană întinsă; grație armăturilor, în această fază se poate obține un spor semnificativ de capacitate portantă, cu prețul producerii unor deplasări verticale importante.

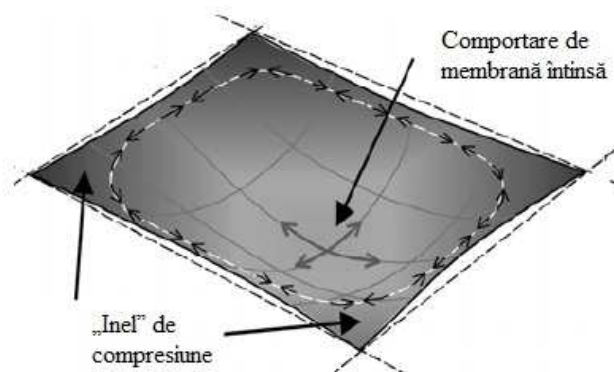


Figura I-11: Mecanismul de membrană întinsă/comprimată la plăcile cu restricții reduse sau fără restricții asupra translațiilor în plan ale conturului [13]

Modul de cedare constă în ruperea armăturilor în zonele cele mai solicitate (zonele de reazem sau cele de câmp). Efectul de membrană (întinsă/comprimată) diferă semnificativ la plăcile fără restricții sau cu restricții slabe asupra gradelor de libertate de translație în plan. Studii experimentale arată că, în situația absenței restricțiilor translațiilor în plan ale conturului plăcii, aceasta preia încărcări verticale semnificative dezvoltând un efect de membrană întinsă pe zona centrală a plăcii, respectiv un inel de compresiune spre marginile plăcii, după cum se poate observa și în Figura I-11. Mecanismul prezentat survine ulterior formării liniilor de curgere. Acestea divizează ochiul de placă în patru sectoare distincte, interconectându-le. Odată cu creșterea deplasărilor, datorită încărcărilor, aceste patru sectoare tind să se deplaseze în jos, dar totodată spre centrul ochiului de placă. Fiecare dintre tronsoane este însă blocat, de la un punct, de tronsoanele alăturate, rezultând astfel așa-zisul inel de compresiune. Formarea acestor două

zone distincte duc la obținerea unor sporuri de capacitate portantă pe două căi, după cum arată Dat și Hai, în studiul lor [14]: creșterea capacității portante la încovoiere pentru zonele de pe conturul plăcii datorită efectului favorabil al compresiunii, respectiv obținerea unui spor de rezistență ca urmare a acțiunii de membrană a zonei centrale a plăcii.

I.2.F. Mecanismul de tip Vierendeel

Anumiți cercetători (Sasani, Bazan, Sagioglu), cu preocupări în domeniul riscului de colaps progresiv al structurilor, reunesc sub denumirea de „Mecanism Vierendeel” mecanismul clasic de încovoiere, mecanismul de arc de compresiune datorat efectului de „beam growth” și, eventual, translația dintre acesta și mecanismul de lăntșor. În lucrări de referință [15], [16] în domeniul riscului la colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat, colectivul de cercetare condus de Sasani definește mecanismul de tip Vierendeel ca fiind mecanismul de rezistență la colaps progresiv, bazat pe încovoiere, caracterizat de dubla curbură a elementelor structurale (stâlpi, grinzi, plăci). O astfel de formă deformată implică redistribuirea încărcărilor verticale, în cazul avarierii unui element de rezistență vertical, prin eforturi de forță tăietoare și moment încovoietor. În teza sa de doctorat [16], Sagioglu subliniază faptul că percepe efectul de arc de compresiune, nu ca un mecanism distinct, ci ca o îmbunătățire a mecanismului de tip cadru Vierendeel. Trecerea structurii de la redistribuirea încărcărilor cu ajutorul mecanismului de rezistență de tip Vierendeel la redistribuirea încărcărilor cu ajutorul mecanismului de lăntșor se face, progresiv, prin zdrobirea și fisurarea betonului în zonele cele mai solicitate. Astfel, capacitatea secțiunilor grinzilor de a dezvolta momente încovoietoare și forțe tăietoare scade. În același timp, deplasările verticale din zona stâlpului avariat cresc, iar componenta de efort axial din grinzi, având rolul să echilibreze încărcările, devine tot mai semnificativă. Totodată, deformata grinzilor afectate de zdrobirea și fisurarea betonului nu mai poate fi caracterizată printr-o dublă curbură.

I.3. **Stadiul cercetărilor actuale în domeniul mecanismelor de rezistență la colaps progresiv la structurile în cadre din beton armat**

Studiile având ca temă colapsul progresiv al structurilor de rezistență pentru clădiri s-au intensificat ca urmare a evenimentelor din 11 septembrie 2001. În general, cercetătorii au la îndemână două abordări: cea experimentală și cea numerică. Într-o primă fază, comunitatea științifică încearcă elucidarea problemelor ridicate de fenomenul de colaps progresiv din perspectivă numerică, având în vedere costurile ridicate pe care le implică un studiu experimental și infrastructura necesară. În Statele Unite ale Americii se emit cele mai importante două norme de proiectare a structurilor împotriva fenomenului de colaps progresiv: GSA (2003): Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines [1] redactat de General Service Administration în 2003 (este cunoscut și sub numele de GSA (2003)), respectiv Unified Facilities Criteria (UFC) – Design of Buildings to Resist Progressive Collapse [17], redactat de Department of Defense, având variante în 2005, 2009 respectiv 2013 (este cunoscut și sub numele de DoD 2005, DoD 2009 respectiv DoD 2013). Prevederile acestor norme reprezintă punctul de plecare al celor mai multe dintre studiile realizate în domeniul colapsului progresiv al structurilor de rezistență. În ghidurile de analiză a riscului de colaps progresiv și proiectare a structurilor împotriva producerii acestui fenomen, sunt precizate criteriile de acceptare pentru fiecare tip de element structural, în funcție de procedul numeric utilizat: analiză statică liniară,

analiză statică neliniară, analiză dinamică liniară și analiză dinamică neliniară. Complexitatea analizelor numerice, și precizia acestora, deopotrivă, utilizate în evaluarea riscului de colaps progresiv au evoluat de la analizele cele mai simple, liniar-statice, la cele mai complexe, neliniar-dinamice. În lucrarea sa [18], Botez ilustrează această evoluție a preciziei studiilor numerice alături de evoluția normelor de proiectare împotriva colapsului progresiv, aducând totodată contribuții importante legate de acuratețea și eficiența analizei riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat.

O preocupare de ultimă oră a comunității științifice cu interes pentru studiul fenomenului de colaps progresiv al structurilor de rezistență este depășirea cadrului definit prin ghidurile existente și evaluarea riscului de colaps progresiv considerând eventuale resurse suplimentare de rezistență care ar putea fi mobilizate prin alte mecanisme decât mecanismul clasic, de încovoiere. Impunând rotiri limită (de ordinul a 0.035rad în GSA (2003), respectiv 0.063rad în DoD (2009)) ale secțiunilor grinzilor, nu este surprins decât comportamentul de încovoiere, în domeniul deplasărilor mici. Considerând categoria structurilor în cadre din beton armat, studii numerice dar și experimentale arată că, în cazul avarierii unui element de rezistență vertical, acestea pot mobiliza rezerve suplimentare de capacitate portantă prin unul sau mai multe dintre mecanismele de rezistență descrise în paragraful anterior (I.2). În continuare se prezintă cele mai relevante studii numerice și experimentale, în contextul obiectivelor prezentei lucrări.

I.3.A. Studii teoretice și experimentale bazate pe subansamble din beton armat

În 2008, un colectiv de cercetare condus de Bailey prezintă un studiu [13] în care se investighează comportarea de membrană a plăcilor din beton armat fără restricții laterale, datorită posibilității plăcilor ca, prin acest tip de comportare, să mobilizeze resurse suplimentare semnificative de rezistență. Raportându-se la o încercare experimentală constând în încărcarea a 14 plăci din beton armat, simplu rezemate pe contur, cu forțe uniforme distribuite, autorii surprind comportarea reală a plăcilor în mod numeric, indicând de asemenea o metodă analitică aproximativă cu rezultate satisfăcătoare în acest sens. Conform autorilor, comportarea de membrană a plăcilor, constând în formarea unui inel de compresiune spre exteriorul plăcii și al unuia de întindere în zona centrală a acesteia (Figura I-11), poate fi surprinsă atât cu ajutorul metodei analitice propuse, cât și prin intermediul modelărilor numerice. Autorii subliniază faptul că efectele benefice ale comportării de membrană se reduc odată cu creșterea grosimii plăcii. Ei precizează de asemenea că modul de cedare al plăcii a fost imposibil de surprins numeric sau analitic din cauza neconsiderării cu acuratețe a ductilității oțelului, a imposibilității de reprezentare numerică a fisurilor discrete și a ruperii armăturilor din aceste zone.

În 2008, He și Yi prezintă, în cadrul conferinței 4WCEE, sinteza unui studiu experimental [19] asupra unor subansamble grindă-stâlp-grindă (Figura I-12) din beton armat, în diferite variante de armare, având ca scop înțelegerea aprofundată a mecanismelor de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Subansamblele testate sunt prinse articulat la capete. În urma aplicării încărcărilor în dreptul stâlpului central, subansamblele testate cedează la o deplasare verticală de aproximativ 400mm, prin ruperea barelor inferioare de armătură. Conform autorilor studiului, sporul de rezistență mobilizat prin activarea mecanismului de lăntșor ajunge să dubleze capacitatea portantă asigurată prin formarea mecanismului plastic de încovoiere.

Su, Tian și Song realizează în 2009 un studiu experimental [20], similar cu cel realizat de He și Yi [19], care implică 12 subansamble grindă-stâlp-grindă. De această dată capetele subansamblelor pot fi considerate, nu articulate, ci perfect încastrate. În studiul lor, autorii investighează atent mecanismul de arc de compresiune caracteristic structurilor în cadre din beton armat și influența următorilor parametri asupra manifestării acestui mecanism: procentul de armare longitudinală al grinzilor, respectiv raportul dintre înălțimea grinzii și deschiderea ei. În 2011, Choi și Kim derulează un studiu asemănător [21], urmărind să evidențieze influența asupra manifestării mecanismului de lăncșor a proiectării anti-seismice și, totodată, a numărului nivelurilor.



Figura I-12: Subansamblu grindă-stâlp-grindă încercat experimental de He și Yi [19]

În același an, Yap și Li investighează, printr-un studiu experimental [22], influența proiectării seismice a nodurilor grindă-stâlp asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Șase specimene (trei proiectate normal și trei proiectate respectând cerințe anti-seismice suplimentare, în termeni de armare longitudinală și transversală) sunt testate prin încărcarea monoton crescătoare până la cedare. Autorii semnalează o comportare mai ductilă a nodurilor care beneficiază de proiectarea ce respectă cerințe seismice de detaliere suplimentare. În cazul aceluiași specimene este indicat un nivel de rezistență îmbunătățit.

În 2011, Tian și Su realizează un studiu experimental [23] în care investighează capacitatea de rezistență a unor subansamble grindă-stâlp-grindă, blocate lateral, sub acțiuni dinamice menite să simuleze cedarea bruscă a unui stâlp. Patru subansamble, realizate la scara 1:2, sunt testate experimental. Fiecare subansamblu a fost testat sub mai multe niveluri de încărcare. Măsurătorile au indicat coeficienți de amortizare având valori între 4% și 6%, valori în acord cu valoarea 5%, utilizată în general în analizele numerice dinamice pentru structurile din beton armat. Autorii identifică de asemenea efectul favorabil asupra capacității de încovoiere al mecanismului de arc de compresiune, semnalând creșteri cu până la 60% a capacității portante a subansamblelor cu restricții laterale și procente de armare moderate.

Pornind de la observațiile lui Bailey [13] în legătură cu comportarea de membrană a plăcilor din beton armat, în 2013 Dat și Hai [14] studiază efectele benefice ale acestui mecanism asupra rezistenței la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat. Bazându-se pe o validare numerică a experimentului derulat de Bailey [13] realizată în programul de analiză structurală prin metoda elementelor finite DIANA, autorii studiului investighează influența

procentelor de armare inferioară și superioară a plăcilor, precum și influența restricțiilor rotirilor pe conturul plăcii asupra nivelului de rezistență mobilizat de aceasta prin efectul de membrană, apreciindu-se astfel aportul de capacitate portantă asigurat de acest mecanism la nivelul de rezistență la colaps progresiv al structurii.

Qian și Li, subliniază în studiul experimental derulat [24], importanța considerării efectului complet al plăcilor în evaluarea rezistenței la colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat. Studiul constă în testarea a 3 subansamble grindă-stâlp, respectiv a 3 subansamble omoloage grindă-stâlp-placă prin încărcarea lor monoton crescătoare, până la cedare. Comparând specițiile omoloage testate, se constată că placa îmbunătățește cu până la 63% capacitatea portantă a cadrelor spațiale din beton armat.

În 2013, Yu și Tan propun un model analitic simplificat [25] pentru evaluarea rapidă a nivelului de rezistență atins de structurile în cadre din beton armat prin mecanismul de încovoiere și cel de arc de compresiune. Modelul propus este validat prin comparația cu rezultate obținute experimental. Având în vedere potrivirea bună dintre rezultatele obținute pe baza modelului propus și rezultatele obținute experimental, autorii extind utilizarea modelului propus la studii parametrice realizate asupra sporului de capacitate portantă datorat mecanismului de arc de compresiune în funcție de: nivelul rigidității la translații laterale, nivelul rigidității la rotire, procentul mecanic de armare și raportul dintre deschiderea grinzilor și înălțimea acestora. Efectul plăcii asupra sporului de capacitate portantă datorat mecanismului de arc de compresiune este de asemenea studiat. Concluziile studiului indică faptul că efectul de arc de compresiune este cu atât mai important cu cât rigiditățile nodurilor grinzilor afectate la translații laterale și rotiri sunt mai mari. Autorii subliniază de asemenea faptul că plăcile îmbunătățesc semnificativ capacitatea portantă a grinzilor datorată mecanismului de încovoiere în combinație cu cel de arc de compresiune datorită creșterii rigidității acestora prin conlucrare și mai puțin datorită armăturilor existente în placă.

I.3.B. Studii teoretice și experimentale bazate pe structuri din beton armat

Prin studiul lor [26] publicat în 2004, Luccioni, Ambrosini și Danesi arată interesul comunității științifice în studiul aprofundat al cedării structurilor de rezistență din beton armat ca urmare a unor acțiuni excepționale.

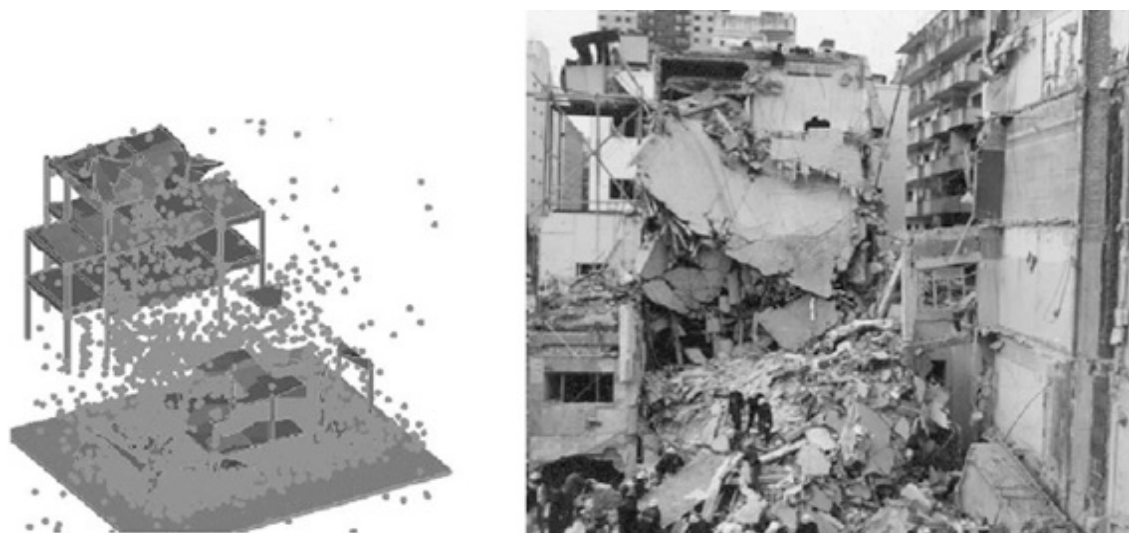


Figura I-13: Colaps AMIA, Argentina, 1994: Simulare numerică VS. Prăbușire reală [26]

Definind proprietățile mecanice ale materialelor pe baza unor încercări experimentale realizate pe epruvete extrase din structura reală, autorii studiului realizează o modelare numerică a prăbușirii structurii AMIA în urma unui atac terorist, în Argentina anului 1994. Ca urmare a complexității (sunt modelate explozia care a dus la colapsul structurii, elementele de rezistență, închiderile de zidărie, aerul din interiorul clădirii) modelului numeric realizat utilizând pachetul de analiză pe baza metodei elementelor finite Autodyn, analiza poate fi caracterizată ca fiind una avangardistă. O aproximare semnificativă este adoptată în vederea reducerii necesarului de putere de calcul: elementele de beton armat sunt modelate nu ca fiind o combinație dintre elemente de beton simplu și oțel care conlucrează ci dintr-un material omogen bazat pe proprietățile mecanice ale betonului dar având rezistența la întindere sporită în vederea surprinde astfel efectul armăturilor. Un algoritm de eroziune, bazat pe un criteriu în termeni de deformații, este calibrat și utilizat, atât în cazul elementelor de beton armat cât și în cazul elementelor de zidărie, în vederea eliminării elementelor finite excesiv distorsionate. În urma analizei grafice comparative (Figura I-13) dintre rezultatele analizei numerice și fotografiile realizate la fața locului, autorii concluzionează existența unei bune concordanțe între simularea numerică și fenomenele petrecute în realitate, fără a insista însă asupra mecanismelor de rezistență/cedare dezvoltate de elementele structurale.

În 2008 în lucrarea sa de doctorat [15] Bazan, oferă o primă perspectivă mai detaliată asupra mecanismelor de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat. Pornind de la încercări experimentale, autorul subliniază influența mecanismului de membrană comprimată a plăcilor asupra comportării la încovoiere a acestora. Este prezentată de asemenea o analiză numerică „pushdown” de validare pe baza unui experiment derulat pe un cadru plan, analiză cu ajutorul căreia autorul urmărește surprinderea numerică a efectului de arc de compresiune și a mecanismului de lanțisor la grinzi de beton armat. Având ca punct de pornire rezultatele menționate, Bazan analizează, prin intermediul analizelor dinamic-nelineare aplicate unei structuri cu 7 niveluri avariate prin eliminarea stâlpului exterior de la parter, succesiunea apariției mecanismelor de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat, oferind și o perspectivă asupra redistribuirii dinamice a eforturilor după momentul avarierii. Studiul numeric se face însă cu adoptarea câtorva simplificări ale modelelor numerice:

- ✓ Rezistența la întindere a betonului nu este considerată pentru a evita apariția unor probleme de convergență
- ✓ Stâlpii sunt modelați utilizând elemente de tip beam care lucrează în domeniul elastic
- ✓ Influența confinării betonului se consideră în mod simplificat prin introducerea unor curbe distincte de material pentru betonul din stratul de acoperire, respectiv pentru betonul situat în interiorul etrierilor
- ✓ În zona direct afectată de avarie, modelarea planșeelor se face cu ajutorul unor grinzi cu secțiune T și L, în combinație cu o rețea de grinzi care joacă rolul plăcii de beton armat; elementele finite de tip grindă integrează modelul plasticității distribuite pe bază de fibre longitudinale
- ✓ În zonele îndepărtate de zona direct afectată, planșeele sunt modelate cu ajutorul unor elemente finite de tip grindă, respectiv cu ajutorul unor elemente de tip placă, acestea lucrând exclusiv în domeniul elastic

Pornind de la aceeași structură de 7 niveluri, în 2008, Sasani și Sagiroglu publică un studiu [10] care analizează succesiunea manifestării mecanismelor de rezistență ale structurilor

în cadre din beton armat dintr-o perspectivă complementară celei oferite de teza lui Bazan, și anume aceea a influenței proiectării la diferite intensități ale forțelor laterale. Se subliniază influența benefică asupra siguranței la colaps progresiv a proiectării structurilor în cadre din beton armat la intensități mai mari ale forțelor laterale. Rezultate în concordanță cu această concluzie a furnizat și Marchiș, în studiile sale [27].

În 2008, Yi și alții publică rezultatele unui studiu experimental [28], constând în solicitarea până la cedare a unui cadru plan cu 4 deschideri și 3 niveluri, realizat la o scară de 1:3, având stâlpul central avariat. Datele experimentale înregistrate permit identificarea principalelor mecanisme de rezistență la colaps progresiv caracteristice cadrelor plane din beton armat. Astfel, se pot trage concluzii în legătură cu mecanismul de încovoiere, mecanismul de arc de compresiune și mecanismul de lăntșor. Totodată, informațiile detaliate despre materialele utilizate, geometrie, armare și procedura de încărcare fac studiul experimental derulat de Yi et al unul lesne de utilizat în vederea unor analize numerice de validare.

He și alții prezintă, în 2009, un studiu experimental [29] realizat pe o structură spațială din beton armat cu 4 niveluri și 2x2 trame, conținând stâlpi, grinzi și plăci, realizată la scara 1:3. Sub greutatea proprie și încărcări permanente cu intensitatea de 6kN/m^2 , structura este supusă la distrugerea, prin explozie, a unui stâlp marginal central. Se constată că structura este capabilă să suporte încărcările, evitând astfel producerea fenomenului de colaps progresiv. Ulterior acestei faze, sarcinile permanente echivalente cu 6kN/m^2 sunt eliminate și structura este încărcată cu deplasări în zona stâlpului avariat, până la cedare. Autorii concluzionează că mecanismul de lăntșor nu ajunge să se manifeste de o manieră semnificativă ca urmare a rigidității laterale relativ reduse a stâlpilor structurii.

Shi, Li și Hao atrag atenția în 2010, cu ajutorul studiului lor [30], asupra faptului că metodele de evaluare a riscului de colaps progresiv al structurilor de rezistență, definite de principalele ghiduri, GSA (2003) [1] și DoD (2009) [17], nu țin cont de distrugerile și posibilele condiții inițiale care pot fi induse, de o explozie, elementelor de rezistență adiacente elementului de rezistență complet avariat. În studiul realizat, colectivul de cercetare propune o metodă simplificată, bazată pe metoda „Căii alternative”, de evaluare a riscului de colaps progresiv, care să completeze, cu elementele descrise, procedurile de evaluare a riscului de colaps progresiv. Rezultatele obținute - în cazul unei structuri cu 3 niveluri și 2x1 deschideri – prin intermediul metodei propuse sunt comparate cu rezultatele furnizate de metodele specificate în ghiduri, respectiv cu cele obținute prin intermediul unei analize numerice, de referință, care modelează inclusiv explozia prin care se avariază în totalitate unul din stâlpi. Această analiză de referință este realizată utilizând pachetul de analiză structurală bazată pe metoda elementelor finite, LS-DYNA și, în contextul prezentei lucrări, este de menționat faptul că în cadrul ei se folosește un algoritm de eroziune implementat în acest program de analiză structurală.

Cu ocazia distrugerii controlate prin implozie a clădirii din beton armat a Baptist Memorial Hospital din Memphis, S.U.A., având 20 de niveluri, Sasani și Sagiroglu realizează în 2010 un studiu experimental și numeric [31], de referință, în domeniul colapsului progresiv al structurilor în cadre din beton armat. Studiul aduce informații importante din perspectiva redistribuirii dinamice a eforturilor în domeniul micilor deplasări, la eliminarea bruscă a unui element vertical de rezistență. Înainte de distrugerea completă a clădirii spitalului, autorii măsoară răspunsul structural la eliminarea, prin explozie, a unui stâlp interior situat la parterul clădirii. Deplasarea verticală maximă și permanentă înregistrată este în jurul a 9.7mm. O concluzie importantă a autorilor este aceea că, pentru deplasări mici, contribuția elementelor de

rezistență în preluarea sarcinilor suplimentare rezultate în urma distrugerii unui element de rezistență vertical, descrește odată cu situarea acestora la un nivel superior.

În 2011, Iribarren și alții publică un studiu [32] în care arată, pe baza unor analize dinamice neliniare și a unui model original de element finit de tip grindă-stratificată, care este influența asupra răspunsului structural al unui cadru plan, la avarierea bruscă a unui stâlp, a câtorva parametri semnificativi: procentul de armare longitudinală al grinzilor, nivelul de deformabilitate ultimă al materialelor (beton, oțel), timpul de eliminare al stâlpului avariata, poziția stâlpului avariata, viteza de deformație a materialelor.

În 2011, Sasani și alții derulează un studiu mixt, experimental și numeric [33], în care investighează riscul de apariție al fenomenului de colaps progresiv la avarierea severă a unei structuri de 11 niveluri. Clădirea hotelului Crowne Plaza din Huston (Figura I-3), asemănătoare ca structură de rezistență clădirii Murrah Federal Building, este afectată prin distrugerea a patru stâlpi și două segmente de grindă, toate aceste elemente de rezistență fiind situate la primul nivel al clădirii.



Figura I-14: Clădirea Crowne Plaza Hote, Huston, S.U.A., 2006 [33]

Structura rezistă avariei severe provocate iar deplasarea verticală maximă înregistrată este de 56 mm. Analizele numerice au ca obiectiv compararea performanței în reprezentarea cu acuratețe a răspunsului structural real a două modele distincte de reprezentare a comportării inelastice a elementelor de beton armat, existente în programul de calcul SAP2000. Astfel, autorii realizează modele numerice bazate pe conceptul de plasticitate punctuală, însă folosind două tipuri de articulații plastice disponibile în SAP2000: „Moment Plastic Hinge” – MPH, respectiv „Fiber Plastic Hinge” – FPH. Modelarea numerică bazată pe articulații plastice de tipul FPH oferă rezultate de o precizie net superioară. Explicația stă în conceptele diferite care stau la baza definerii celor două tipuri de articulații plastice: în timp ce articulația plastică de tip MPH se definește pe baza unei relații moment-curbură fără posibilitatea de a ține cont de eventuale forțe axiale, articulațiile de tip FPH se definesc prin împărțirea în fibre de o lungime predefinită a secțiunii în care sunt prevăzute; în fiecare fibră se urmărește, în timpul analizei numerice, curba tensiune-deformație a materialului aferent, fiind astfel posibilă considerarea influenței forțelor și a deformațiilor axiale. Acest lucru este esențial în surprinderea efectului de „beam growth” care apare în grinzi, sporind capacitatea portantă la încovoiere a acestora.

Helmy et al publică în 2012 un studiu [34] numeric al riscului de colaps progresiv al unei structuri duale – cadre și diafragme – din beton armat, având 10 niveluri și 7x7 deschideri. Analiza la colaps este realizată conform ghidului DoD (2009), utilizând ca unealtă numerică programul de analiză structurală ELS, bazat pe metoda elementelor aplicate. Scenariile de avariere a structurii includ avarieri ale unor elemente structurale (stâlpi și diafragme) situate la parterului clădirii, la nivelul 5, nivelul 8, respectiv nivelul 10 al clădirii. După un studiu asupra influenței densității rețelei de discretizare, autorii analizează riscul de colaps progresiv pentru toate cazurile de avarie pe modele numerice cu plăci, respectiv fără plăci. De asemenea, sunt realizate o serie de studii parametrice vizând influența asupra riscului de colaps progresiv a următorilor parametri: grosimea plăcii, armarea plăcii, înălțimea grinzilor și armarea acestora. Autorii identifică grafic, pe baza hărților de tensiuni de întindere, apariția efectului de membrană întinsă în plăci.

În 2012, Sagioglu completează, în cadrul tezei sale de doctorat [16], studiile având ca temă mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat inițiate de Bazan, prin teza sa de doctorat [15]. Elementul de pornire al tezei sale un studiu experimental derulat pe un cadru plan din beton armat, având 3 niveluri și 4 deschideri, realizat la o scară de 1:8 (Figura I-15). Studiul experimental are două faze: prima, este reprezentată de o încercare dinamică a acestuia iar a doua, de încărcarea monotonă cu deplasări verticale a nodurilor situate deasupra stâlpului central – considerat avariat – până la cedare. Astfel, similar studiului experimental derulat de Yi și alții [28], este surprinsă translația dintre mecanismele de rezistență caracteristice structurilor în cadre pure din beton armat.



Figura I-15: Cadru plan, scara 1:8, utilizat în studiul experimental static și dinamic [16]

Pe baza acestui experiment, autorul realizează analize numerice de validare utilizând programele de analiză structurală bazată pe metoda elementelor finite SAP2000, Perform-3D și CSI-Perform Collapse. Pentru partea dinamică a studiului experimental se încearcă analize numerice de validare în SAP2000 și Perform-3D. În SAP2000 modelarea numerică se face utilizând elemente de tip grindă în combinație cu articulații plastice a căror comportare este definită de printr-o curbă moment-curbură. Modelarea numerică din Perform-3D utilizează tot elemente finite de tip grindă, acestea fiind însă discretizate în fibre longitudinale. Autorul reliefează acuratețea superioară a modelului numeric în care sunt utilizate elementele finite de tip grindă discretizate în fibre longitudinale în surprinderea comportării reale a cadrului.

Aceasta se datorează capacității acestui tip de elemente finite de a surprinde deformațiile axiale ale grinzilor și deci de a ilustra efectul pozitiv al fenomenului de „beam growth”. În cazul analizei numerice de validare a experimentului „pushdown” realizat pe cadrul plan se preferă utilizarea CSI-Perform Collapse datorită capacității acestuia de a lucra în domeniul deplasărilor mari. Elementele finite utilizate în acest caz sunt aceleași elemente finite de tip grindă, discretizate în fibre longitudinale. SAP2000 permite și el analize în domeniul deplasărilor mari însă autorul indică aparitia unor probleme de convergență la rularea analizei numerice de validare. Etapa finală a tezei autorului reprezintă analiză riscului de colaps progresiv al unei structuri în cadre din beton armat cu 7 niveluri și 6x2 deschideri. Se consideră mai multe cazuri de avarie, care implică stâlpi de la parter, nivelul 4 și nivelul 7, respectiv diferite poziționări în plan, iar verdictul legat de riscul de colaps progresiv este obținut în urma unor analize dinamice neliniare realizate cu ajutorul SAP2000 și CSI Perform-Collapse. Soluția pentru modelarea elementelor de rezistență liniare și a planșelor este similară celei alese de Bazan în teza sa [15].

În 2013, Xiao și alții [35] realizează un studiu experimental foarte important din perspectiva mecanismelor de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat. O structură spațială completă în cadre din beton armat, cu 3 niveluri și câte 3 deschideri în ambele direcții din plan, realizată la scara 1:2, este testată experimental. Rezultatele experimentale indică un răspuns elastic al structurii la eliminarea unui singur stâlp. Răspunsul structural dinamic în cazul eliminării a doi stâlpi este de asemenea unul care nu indică apariția fenomenului de colaps progresiv ca urmare a șocului produs prin avarierea structurii. În cazul eliminării a doi stâlpi de pe latura lungă fenomenul de colaps progresiv al structurii se manifestă însă, dar în regim static, sub încărcările existente, abia după mai bine de 8 minute de la avarierea structurii. În acest interval de timp deplasările cresc lent, dar continuu. Măsurătorile indică faptul că, până la atingerea unei deplasări verticale maxime egale cu o înălțime a grinzii, zonele de compresiune dezvoltate în secțiunile grinzilor dispar, funcționarea structurii trecând din regimul mecanismului de încovoiere, în regimul mecanismelor avansate de rezistență.



Figura I-16: Studiu experimental derulat de Xiao și alții [35]

I.4. Necesitatea și oportunitatea temei de cercetare

După cum s-a arătat în secțiunea I.1 a prezentului capitol, studiul fenomenului de colaps progresiv a captat interesul comunității științifice odată cu prăbușirea parțială, în 1967, a clădirii

Ronan Point din Londra. Cazurile de colaps progresiv - soldate cu pagube materiale și de vieți omenești semnificative - care au avut loc de-a lungul timpului au condus la un interes crescând al cercetătorilor privind cauzele, manifestarea și posibilele modalități de evitare a declanșării acestui fenomen. Ca urmare, numeroase grupuri de cercetare cu preocupări în domeniul ingineriei civile din toată lumea au abordat, prin studii teoretice sau experimentale, diferite aspecte ale fenomenului de colaps progresiv. Având în vedere că prevederile principalelor norme de evaluarea a potențialului de colaps progresiv ([1], [17]) permit utilizarea mai multor proceduri de analiză numerică (analiză statică liniară – LSA, analiză statică neliniară – NSA, analiză dinamică neliniară – NDA) în stabilirea acestuia, o primă temă abordată în cercetări este metoda de analiză și evaluare a riscului de colaps progresiv. Astfel, cercetările întreprinse de Tsai și Lin [11], Botez [18], Izzuddin și alții [36] [37], Marchand și alții [38], Kokot și alții [39] stabilesc influența procedurii numerice utilizate asupra verdictului privind riscul de colaps progresiv. Cercetările menționate conduc la o serie de întrebări, astfel că în studiile privind riscul de colaps progresiv al structurilor de rezistență se abordează în continuare, mai mult sau mai puțin exhaustiv, teme ca: influența cazului de avarie analizat (Botez [18], Helmy și alții [34]), influența unor parametri necesari analizelor dinamice neliniare - amortizare, timp aplicare al scenariului de avarie (Botez [18], Helmy și alții [34], Lu și alții [40]), modul de considerare al efectului dinamic al avarierii structurilor în cazul utilizării analizelor statice (Tsai și Lin [11], Marchiș [27]), efectul proiectării seismice asupra potențialului de colaps progresiv (Choi și Kim [21], Marchiș [27], Ioani și alții [41], [42], [43], Yu și Tan [44]), influența metodei de modelare a comportării elasto-plastice a elementelor din beton armat (Botez [18], Sasani și alții [33], Botez și alții [45], [46]), influența considerării plăcii (Kai și Li [24], Helmy și alții [34], Ioani și alții [47]).

Studiile care tratează influența plăcilor sau a proiectării seismice (cu influență directă asupra procentelor de armare, a geometriei secțiunilor și a detalierei elementelor de rezistență liniare - stâlpi și grinzi) asupra riscului de colaps progresiv au relevat că, analizele numerice realizate cu considerarea unor procente de armare sporite, respectiv a efectului plăcilor furnizează verdicte de risc redus de producere a fenomenului de colaps progresiv în cazul avarierii structurii de rezistență. În consecință, cercetările s-au concentrat tot mai mult nu doar asupra evaluării robusteții structurale în ansamblu, dar și asupra studiului detaliat al căilor (factori de influență, spor de rezistență asigurat) prin care sistemele structurale analizate reușesc să reorienteze și să transmită spre infrastructură eforturile rezultate în urma unor solicitări excepționale, evitând astfel declanșarea fenomenului de colaps progresiv. Interesul privind mecanismele de rezistență la colaps progresiv a crescut progresiv începând cu anii 2008-2009. Evoluția cercetărilor în domeniul mecanismelor de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat rezultă din prezentarea detaliată, realizată în cadrul prezentului capitol (secțiunea I.3), a studiilor teoretice și experimentale care tratează tangențial sau sunt chiar dedicate diferitelor aspecte privind acest subiect.

În urma analizei studiilor existente în literatura de specialitate, dedicate mecanismelor de rezistență la colaps progresiv, rezultă următoarele observații care conduc la necesitatea unor studii suplimentare ale mecanismelor de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat:

- ✓ În România, aspecte legate de colapsul progresiv în general, și de mecanismele de rezistență la colaps progresiv în particular, sunt abordate, atât din perspectivă experimentală cât și din perspectivă numerică, pentru cazul structurilor metalice, de colectivul de cercetare

din cadrul Universității „Politehnica Timișoara” condus de Prof. Dr. Acad. Dan Dubină și Prof. Dr. Dinu Florea. Cercetările întreprinse s-au materializat în lucrări semnificative, publicate în reviste de specialitate ([48], [49]) și conferințe internaționale ([50], [51], [52], [53]).

✓ Pe plan național, în afara Universității Tehnice din Cluj-Napoca, se desfășoară cercetări privind colapsul progresiv al structurilor în cadre din beton armat în cadrul Universității Tehnice București și al Academiei Tehnice Militare de către colectivul având ca principali membrii pe Prof. Dr. C. Bucur, Conf. Dr. M. Lupoae, Lect. Dr. C. Baciuc ([54], [55], [56] [57], [58], [59], [60]), respectiv în cadrul Universității Gheorghe Asachi, din Iași ([61], [62]). Până la ora actuală însă, cercetările întreprinse nu au abordat dintr-o perspectivă detaliată aspecte privind mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat.

✓ În cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca, colectivul de cercetare condus de Prof. Dr. Adrian Ioani studiază, începând cu anul 2010, perspective din ce în ce mai complexe ale fenomenului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat. Cercetarea întreprinsă se materializează prin publicații care abordează o paletă largă de teme: studiul comparativ al metodelor de evaluare a riscului de colaps progresiv ([63], [64]) conform principalelor ghiduri ([1], [17]), influența proiectării seismice și a regimului de înălțime asupra riscului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat ([41], [42], [43], [65], [66], [67], [68],), influența modelării comportării elasto-plastice a elementelor de rezistență din beton armat în evaluarea numerică riscului de colaps progresiv ([45], [46]). În afara studiilor prezentate în reviste de specialitate și în cadrul unor conferințe naționale și internaționale, cercetările întreprinse de colectivul din cadrul Departamentului de „Mecanica Construcțiilor” al Facultății de Construcții – UTCN s-au materializat și prin două teze de doctorat aparținând lui Adrian Marchiș (*Vulnerabilitatea la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat amplasate în zone seismice* [27]) în 2013, respectiv lui Mircea Botez (*Acuratețe și eficiență în analiza la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat* [18]) în 2014. Alte două teze de doctorat (incluzând lucrarea prezentă), aflate în curs de finalizare, tratează aspecte complementare celor analizate în primele două lucrări menționate ([18], [27]). Cele mai recente publicații ale colectivului abordează aspecte legate de mecanismele avansate de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat [69].

✓ Studiile privind mecanismele avansate de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat sunt disponibile în număr redus în literatura de specialitate. În plus, o mare parte din lucrările experimentale și teoretice care abordează studiul fenomenului de colaps progresiv din perspectiva mecanismelor de rezistență se bazează pe subsansamble de beton armat ([13], [14], [19], [20], [21], [22], [23], [24], [25], [44]) ca urmare a dificultăților privind analiza experimentală a unor structuri realizate la scară naturală. Astfel se neglijează condițiile reale de capăt ale grinzilor din deschiderile afectate ceea ce poate conduce la concluzii incorecte privind influența parametrilor studiați (procente de armare, flexibilitatea grinzilor, influența plăcii) asupra nivelului de rezistență antins prin mobilizarea fiecăruia dintre mecanisme. În literatura de specialitate există câteva studii experimentale valoroase, realizate pe structuri plane ([16], [28]). Deși în număr redus, sunt semnalate și studii experimentale pe structuri reale, unele chiar dublate de studii numerice ([15], [16], [31], [33], [35]). Studiile plane [16], [28] au însă dezavantajul de a nu considera influența plăcii și nici valori curente ale parametrilor de proiectare (flexibilitatea grinzilor, procente de armare). Studiile experimentale pe structuri spațiale complete sunt realizate, în general, în

regim dinamic dar nu oferă prea multe informații despre modul de funcționare și rolul exact în sporirea capacității portante al elementelor de rezistență orizontale (grinzi, plăci). În plus, concluziile acestor studii oferă un verdict privind riscul de colaps protresiv la avarierea structurii de rezistență, fără a indica însă capacitatea structurii de rezistență în regim de avarie. În ce privește studiile teoretice bazate pe analize numerice ale unor sisteme structurale spațiale complete, autorii indică adesea probleme de convergență ale analizelor sau de insuficiență a puterii de calcul disponibile ([14],[15],) fapt ce conduce la adoptarea unor ipoteze simplificatoare cum ar fi neglijarea rezistenței la întindere a betonului, reprezentarea simplificată a plăcilor prin rețele de grinzi, reprezentarea simplificată a armăturilor, fără posibilitatea de a ilustra ruperea fizică a acestora, zdrobirea sau fisurarea betonului.

În contextul acestor observații și a studiului cercetărilor existente în literatura tehnică de cercetare, se găsește ca fiind deosebit de oportună realizarea cercetării suplimentare privind mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat.

I.5. Obiectivele tezei de doctorat

Istoricul evenimentelor de colaps progresiv prezentat în preambulul prezentei lucrări (I.1.B) indică, de cele mai multe ori, apariția acestui fenomen în secunde imediat următoare avarierii violente ale unor elemente din structura de rezistență. Există totuși, printre cazurile menționate, cel puțin două situații (Turnurile World Trade Center, New York, S.U.A., respectiv clădirea de locuințe din Astrakhan, Rusia) în care, deși avariate, structurile au rezistat în primă fază șocului provocat prin avariere iar fenomenul de colaps progresiv a survenit abia ulterior, după deformarea lentă a structurilor, sub încărcările existente. Studiul experimental derulat de Xiao [35] arată că structura spațială de beton testată a rezistat bine, cu deplasări reduse, șocului dinamic chiar și în ciuda avarierii a doi stâlpi, prăbușindu-se însă abia după o deformare lentă sub încărcările dispuse pe plăci. Rezultă deci necesară aprecierea capacității de rezistență post-avarie a structurilor în cadre din beton armat, studiul diferitelor mecanisme care înzestresc structura de rezistență cu capacitatea de a activa resurse de rezistență chiar și în condițiile unei scheme statice (obținute ca urmare a avarierii), neconsiderate în momentul proiectării precum și a factorilor care influențează aceste mecanisme.

Pe baza acestor considerente și pe baza observațiilor anterioare privind cercetările existente în domeniul colapsului progresiv al structurilor în cadre din beton armat, cercetarea curentă își propune următoarele trei obiective majore privind mecanismele de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat:

- 1) Primul obiectiv este identificarea unui model numeric eficient și care să poată surprinde cu acuratețe atât acțiunea mecanismelor de rezistență caracteristice elementelor de rezistență liniare (mecanismul clasic de încovoiere - FA, mecanismul arcului de compresiune - CAA, mecanismul de lăntșor - CA), cât și mecanismele de rezistență caracteristice plăcilor (mecanismul liniilor de curgere, respectiv mecanismul de membrană întinsă/comprimată). În acest sens, este necesar a fi reprezentate cu acuratețe stări neliniare de tensiuni și deformații atât în domeniul micilor deplasări, cât și în domeniul deplasărilor mari.

- 2) Studiul mecanismelor de rezistență la colaps progresiv necesită analiza răspunsului structural până în momentul cedării. În aceste condiții identificarea factorilor care influențează activarea diferitelor mecanisme sau nivelul suplimentare de capacitate portantă mobilizat pe cale exclusiv experimentală se poate dovedi costisitoare și anevoioasă. Al doilea obiectiv al lucrării curente constă deci în analiza numerică detaliată a factorilor care influențează activarea diferitelor mecanisme de rezistență, a factorilor care influențează sporul capacității portante mobilizate prin intermediul fiecărui mecanism, respectiv a factorilor de modelare numerică ce pot influența acuratețea rezultatelor privind mecanismele de rezistență.
- 3) Cel de-al treilea obiectiv se referă la analiza, printr-un studiu de caz, a particularităților privind mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat, proiectate conform normelor în vigoare la ora actuală în România.

I.6. Structurarea tezei de doctorat

Teza de doctorat este structurată în cinci capitole. Conținutul acestora este prezentat, în mod succint, în cele ce urmează.

Astfel, Capitolul 0 debutează cu un sumar al celor mai semnificative cazuri de colaps progresiv înregistrate de-a lungul timpului. Sunt amintite inclusiv câteva cazuri în care fenomenul prăbușirii progresive s-a manifestat, nu ca urmare a solicitărilor dinamice induse structurii în momentele avarierii unor elemente de rezistență verticale, ci în urma solicitărilor statice post-avarie, solicitări ce nu au putut fi preluate de elementele de rezistență rămase funcționale (cazul Turnurilor World Trade Center din New York – S.U.A., respectiv cazul clădirii de locuințe din Astrakhan - Rusia). În continuarea capitolului I sunt descrise cele mai valoroase cercetări, realizate până la ora actuală, în domeniul mecanismelor de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat. Lucrările amintite sunt grupate în două mari categorii: studii experimentale și teoretice realizate pe baza unor subsamble din beton armat, respectiv studii teoretice și experimentale realizate pe baza unor sisteme structurale complete. De asemenea, în cazul fiecărei lucrări sunt indicate atât punctele forte, cât și aspecte tratate care mai suportă completări sau noi perspective, utile în cristalizarea obiectivelor tezei de doctorat. Indicarea clară a obiectivelor, descrierea acestora și motivarea importanței studiilor prezentate în continuare sunt de asemenea obiectul capitolului 0.

Capitolele II, III și IV tratează câte unul din obiectivele majore asumate prin prezenta lucrare. Ca urmare, Capitolul II prezintă analizele de validare/calibrare menite a identifica modele numerice capabile să reprezinte mecanismele avansate de rezistență caracteristice structurilor în cadre din beton armat (mecanismul de arc de compresiune, respectiv mecanismul de lănțisor în grinzi; mecanismul liniilor de curgere, respectiv mecanismul de membrană întinsă/comprimată în plăci). În acest sens sunt prezentate analizele numerice realizate cu ajutorul programului avansat de analiză structurală cu ajutorul metodei elementelor finite, Abaqus, respectiv cele realizate cu ajutorul programului de analiză structurală SAP2000, frecvent utilizat în procesul de proiectare curentă. Analizele de validare se bazează pe două studii experimentale relevante în raport cu tema cercetării curente: „*Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures*” [28], respectiv „*Simplified and Advanced Analysis of Membrane Action of Concrete Slabs*” [13].

Capitolul III este dedicat unor studii parametrice care au rolul de a indica principalii factori care influențează activarea mecanismelor avansate de rezistență, precum și sporul de rezistență mobilizat prin intermediul acestora. În studiul mecanismele de rezistență caracteristice grinzilor sunt analizați următorii parametri: clasa oțelului, flexibilitatea grinzilor, procentul de armare al grinzilor, modelarea condițiilor de capăt ale grinzilor și poziționarea scenariului de avarie pe înălțimea clădirii. Mecanismele de rezistență caracteristice plăcilor sunt studiate în raport cu doi parametri importanți: condițiile de contur, respectiv, dată fiind utilizarea unui algoritm de eroziune în modelele numerice de validare și grosimea relativ redusă a plăcii, densitatea de elemente finite necesară unui balans bun între acuratețe și eficiența calculului. Toți parametrii menționați sunt studiați prin derivarea modelelor numerice descrise în cadrul capitolului II, deci pe baza caracteristicilor geometrice și de material prezentate în studiile experimentale realizate de Yi și alții [28] și Bailey și alții [13]. Sunt analizate de asemenea două modele numerice reprezentând cadre spațiale cu plăci, alcătuite tot pornind de la geometria și caracteristicile mecanice ale materialelor din studiul lui Yi și alții [28].

Capitolul IV își propune evaluarea influenței particularităților de proiectare curentă ale structurilor în cadre din beton armat din România asupra mecanismelor avansate de rezistență. În acest scop se analizează cazul de avarie C4 [17], plasat la parterul unei structuri având regimul de înălțime P+7E, proiectată conform normelor românești în vigoare. Modelările numerice sunt realizate conform detaliilor de proiectare prezentate în P100/2013 [70]. Sunt analizate atât variante în cadre pure ale structurii cât și variante complete, în care sunt modelate inclusiv plăcile.

Capitolul V prezintă concluziile generale precum și concluziile originale ale cercetării curente, care aduc un plus nivelului cunoștințelor existente la ora actuală în domeniul mecanismelor de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat. În încheiere sunt evidențiate moduri de valorificare ale rezultatelor obținute precum și posibile direcții viitoare de cercetare.

II. CAPITOLUL II: Surprinderea numerică a mecanismelor de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat

Așa cum s-a arătat în Capitolul I, în urma unor solicitări provenite din evenimente excepționale (explozie, impact, etc.), în cazul structurilor din beton armat – și nu numai, ar fi benefică mobilizarea post-avarie a unor resurse de rezistență suplimentare prin intermediul unor mecanisme de rezistență diferite de cel clasic, de încovoiere, asigurat prin proiectarea curentă, în cazul sistemelor structurale de tip cadru. Astfel, cedarea structurii – urmată în mod probabil de pierderi materiale sau chiar de vieți omenești – ar putea fi evitată în condițiile în care structura avariata și-ar spori capacitatea portantă datorită mecanismelor avansate de rezistență tipice structurilor în cadre din beton armat: *mecanismul de arc de compresiune în grinzi* [25], *mecanismul de lăncișor în grinzi* [44], [21], *respectiv mecanismul liniilor de curgere, mecanismul de membrană în plăci* [14], [24] și *mecanismul Vierendeel* [15], [16] care se manifestă atât la nivelul elementelor liniare de rezistență cât și la nivelul celor de suprafață. Completarea cunoștințelor privind modul de manifestare al acestor mecanisme și a factorilor determinanți prezintă două avantaje: îmbunătățirea acurateței de estimare a sporului de capacitate portantă adus de fiecare dintre aceste mecanisme, respectiv cu anticiparea modului de cedare al structurilor analizate.

II.1. Cedarea structurilor în cadre din beton armat: dificultăți în modelarea numerică.

Procesul de proiectare al unui sistem structural bazat pe cadre din beton armat este, în general în practica de proiectare curentă, unul accesibil, care nu ridică probleme semnificative de modelare numerică. În schimb, în cazul în care se dorește evaluarea capacității ultime a structurii, considerând toate rezervele de rezistență posibile, problemele de ordin numeric ajung la o complexitate ridicată. Pornind de la presupunerea că structura este capabilă să mobilizeze rezerve de capacitate portantă prin fiecare din mecanismele menționate anterior, se impune utilizarea unui model numeric cu rezultate de o acuratețe bună atât în domeniul micilor deplasări (pentru evaluarea corectă a influenței *mecanismului de încovoiere și de arc de compresiune în grinzi, respectiv a mecanismului liniilor de curgere în plăci*) cât și în domeniul deplasărilor mari (pentru evaluarea corectă a influenței *mecanismului de lăncișor în grinzi și a celui de membrană, întinsă/comprimată, în plăci*). În afara neliniarității geometrice, este de asemenea necesar a fi considerată și neliniaritatea fizică sau de material, în vederea surprinderii corecte a comportării secțiunilor elementelor de rezistență pe parcursul evoluției de la un mecanism la altul. Un rol important în reprezentarea cu acuratețe a neliniarității materiale o reprezintă modelarea discontinuităților de material (ruperi – zdrobiri, fisurări) care pot să apară pe parcursul solicitării până la cedare. Această problemă este cu atât mai complexă cu cât betonul nu are aceeași comportare la întindere și compresiune. Pentru oțel există modele numerice consacrate, implementate în pachete comerciale de analiză structurală bazate pe metoda elementelor finite (ex. Abaqus), capabile să reprezinte discontinuitățile discrete de material

chiar și în cazul unor stări de solicitare spațiale. În cazul betonului însă, această opțiune de modelare una mai rar întâlnită, chiar și în pachetele software de analiză structurală avansată.

II.2. Validarea unui model numeric capabil să surprindă mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat

Ca prim obiectiv al prezentei lucrări s-a stabilit identificarea și validarea unui model numeric care să aibă capacitatea de a surprinde cu acuratețe bună atât mecanismele de rezistență caracteristice elementelor liniare (stâlpi, grinzi), cât și pe cele caracteristice elementelor de suprafață (plăci) prin care structurile în cadre din beton armat își mobilizează resurse suplimentare de rezistență pentru a prelua solicitările provenite din acțiuni excepționale. După cum s-a arătat la Capitolul 0, în literatura de specialitate există mai multe studii experimentale, în principal pe subansamble grindă-stâlp și, mai rar, pe subansamble grinzi-plăci, care surprind mecanismele de rezistență descrise anterior.

II.2.A. Alegerea și prezentarea detaliată a experimentelor etalon

În situația în care, pentru analiza de validare nu sunt disponibile date experimentale proprii, studiile experimentale etalon trebuie alese în funcție de câțiva factori esențiali. În primul rând, acestea trebuie să fie relevante pentru analizele desfășurate ulterior, pe baza lor, deci trebuie să surprindă cât mai multe dintre fenomenele care vor fi studiate. De asemenea informațiile referitoare la materialele utilizate, la modul de încărcare, la geometria structurii testate și a secțiunii elementelor de rezistență trebuie să fie cât mai precise și detaliate. Având în vedere problemele pe care le ridică modelarea numerică a unor rezemări complexe, este de dorit ca schema statică a structurii testate să fie cât mai clară și cât mai ușor de reprodus în modelul numeric.

Considerând acestea și faptul că lucrarea curentă își propune studiul mecanismelor de rezistență la colaps progresiv a unor sisteme structurale bazate pe cadre din beton armat care conțin atât elemente liniare cât și elemente de suprafață, dintre studiile experimentale prezentate în literatura tehnică de specialitate, pentru analizele de validare, s-au ales două studii experimentale-etalon: unul prin care să se evidențieze posibilitatea de a ilustra numeric mecanismele de rezistență caracteristice elementelor liniare din beton armat (grinzi și stâlpi), acesta fiind studiul derulat de Yi, He, Xiao și Kunnath și prezentat în lucrarea „*Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures*” [28], respectiv unul cu ajutorul căruia să se evidențieze posibilitatea de a ilustra numeric mecanismele de rezistență caracteristice elementelor de suprafață din beton armat, acesta fiind studiul derulat de Bailey, Toh și Chan și prezentat în lucrarea „*Simplified and Advanced Analysis of Membrane Action of Concrete Slabs*” [13]. Ambele lucrări [13], [28] au fost publicate pe parcursul anului 2008, în ACI Structural Journal.

II.2.A.i. Studiul experimental: „Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures” [28]

Studiul investighează nivelul de rezistență la colaps progresiv al unui cadrul plan, la pierderea unui stâlp intermediar. După cum se vede în Figura II-17, parte din lucrarea [28],

cadrul plan testat este format din 4 deschideri și 3 niveluri, fiind extras dintr-o structură din beton armat cu 8 niveluri, proiectată conform codului chinezesc în vigoare, având lipsă stâlpul central de la parter. Dimensiunile structurii testate, prezentate în Tabelul II-1, s-au obținut prin scalare cu 1:3 a celor reale, ale structurii proiectate.

Tabelul II-1: Geometria structurii proiectate vs. geometria structurii testate

		Structura proiectată	Structura testată
Înălțime nivel	Parter	4700 [mm]	1567 [mm]
	Nivel curent	3300 [mm]	1100 [mm]
Deschidere (inter ax)		8000 [mm]	2667 [mm]
Secțiune grinzi		600x300 [mm]	200x100 [mm]
Secțiune stâlpi		600x600 [mm]	200x200 [mm]

La realizarea cadrului plan pe baza căruia s-a derulat încercarea experimentală s-au folosit un beton încadrabil la clasa C20/25 definită în Eurocod 2 [71] și un oțel de tip HRB400 pentru armăturile longitudinale, respectiv un oțel de tip HRB235 pentru armăturile transversale. Caracteristicile indicate de autorii studiului sunt prezentate în mod sintetic în Tabelul II-2. Armarea longitudinală a stâlpilor constă în dispunerea pe secțiune a patru bare cu diametrul de 12mm în colțurile etrierilor. În cazul grinzilor, armarea inferioară este identică cu cea superioară, dispunându-se tot patru bare continue cu diametrul de 12mm pe secțiune: două la partea inferioară, respectiv două la partea superioară. Armătura transversală constă în dispunerea la 150mm a unor etrieri cu diametrul de 6mm atât în grinzi cât și în stâlpi. Capacitatea de rezistență a structurii se stabilește prin încărcarea acesteia, până la cedare. Un cric mecanic, având capacitatea de măsurare a reacțiunii, este utilizat ca reazem cu poziție variabilă, în locul stâlpului central lipsă, a cărui cedare se simulează.



Figura II-17: Cadrul testat experimental de Yi și alții [28]

Cricul mecanic este poziționat încă de la turnarea structurii plane testate. Înaintea începerii experimentului propriu-zis este permisă o coborâre suficientă a cricului hidraulic, astfel încât reacțiunea de 7.5kN datorată greutateii proprii să se anuleze în vederea neglijării ei în măsurătorile ulterioare. O forță de 109kN, reprezentând efectul greutateii proprii a nivelurilor superioare, este aplicată în partea superioară a stâlpului central, prin intermediul unui actuator hidraulic.

Tabelul II-2: Caracteristici mecanice ale materialelor conform studiului Yi și alții [28]

Material	Mărimi măsurate experimental	Valori măsurate
Oțel HRB400	Rezistență de curgere	416 MPa
	Rezistență ultimă	526 MPa
	Alungire	$\delta_5 = 27.5\%$, $\delta_{10} = 23\%$
Oțel HRB235	Rezistență de curgere	370 MPa
Beton	Rezistență la compresiune (cub 150x150x150 mm)	25 MPa

Experimentul constă în alcătuirea unei curbe „Forță – Deplasare”, odată cu simularea statică a cedării zonei de parter a stâlpului central, prin coborârea cu deplasări controlate a cricului hidraulic și corelarea descreșterii reacțiunii măsurate inițial cu deplasările consumate. Curba obținută în urma experimentului este prezentată în Figura II-18. Lucrarea colectivului Yi, He, Xiao și Kunnath [28], care conține și descrierea detaliată a studiului experimental derulat de aceștia, indică posibilitatea de a investiga rezistența la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat printr-o abordare statică, atât din perspectiva unui studiu experimental cât și cea a unui studiu numeric.

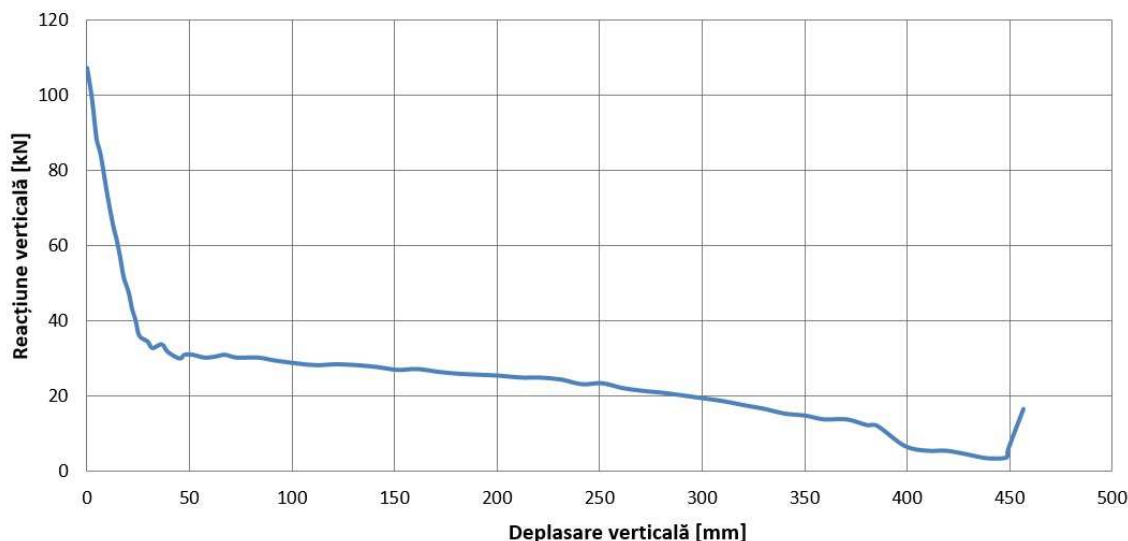


Figura II-18: Experiment Yi și alții [28]: Curba Forță – Deplasare

II.2.A.ii. Studiul experimental: „Simplified and Advanced Analysis of Membrane Action of Concrete Slabs” [13]

În vederea indicării unei metode analitice simplificate de a evalua și prezice comportarea de membrană a plăcilor fără restricții la deplasări laterale pe contur, colectivul de cercetare

compus din Colin G. Bailey, Wee S. Tan și Bok M. Chan organizează un studiu experimental ce constă în solicitarea a 14 plăci simplu rezemate și cu deplasări laterale libere pe contur. După cum se observă în Figura II-19, colțurile specimenelor testate sunt blocate la deplasare verticală și sunt solicitate la încărcări uniforme distribuite până în domeniul deplasărilor mari, de 10 ori superioare grosimii efective a plăcii. Lățimea suprafeței de rezemare de pe conturul plăcii este de 50mm iar încărcarea uniform distribuită este aplicată cu ajutorul unui airbag, fixat în partea superioară, a cărui presiune interioară poate fi controlată.

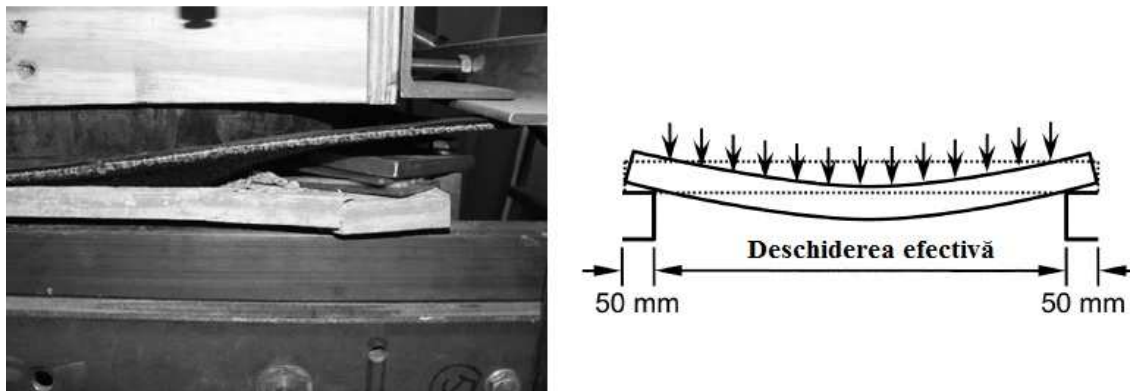


Figura II-19: Rezemarea specimenelor testate și schematizarea încărcărilor [13]

Dintre specimenele testate a căror comportare este descrisă în studiul publicat de Bailey și alții [13], pentru analiza de validare s-a ales specimenul M1, având în vedere existența și altor rezultate numerice bazate pe comportarea acestuia. Specimenul M1 are dimensiunile 1800mm X 1200mm X 18.2mm, rezultând – în funcție de modalitatea de rezemare ilustrată în Figura II-19 – deschideri efective de 1700mm respectiv 1100mm. Diametrul barelor de armătură este de 2.42mm, acestea fiind amplasate la 50.8mm, iar rezistența betonului determinată pe cub este de 41.3MPa. Caracteristicile de rezistență și deformabilitate ale armăturilor sunt prezentate în Tabelul II-3.

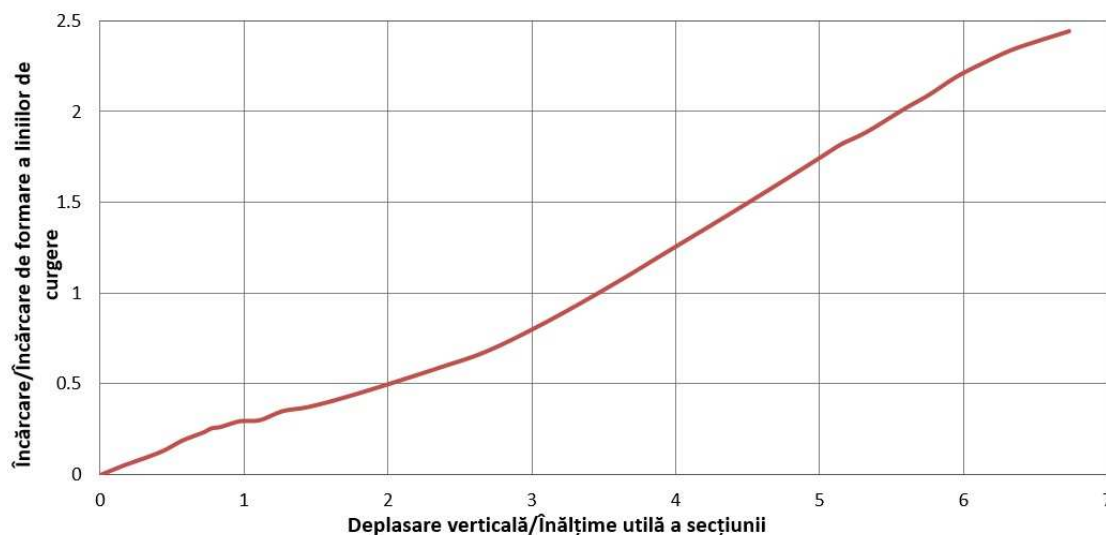


Figura II-20: Experiment Bailey și alții [13]: Curba Deplasare verticală/Înălțime utilă a secțiunii – Sarcină/Sarcină de formare a liniilor de curgere

Tabelul II-3: Caracteristici de rezistență și deformabilitate ale armăturilor [13]

	Tensiune de curgere [MPa]	Tensiune de rupere [MPa]	Ductilitate [%]
Bare în direcția lungă	732	756	1.49
Bare în direcția scurtă	757	777	3.26

Bazat pe aceste date, autorii indică un procent mecanic mediu de armare de 0.198 o sarcină de formare a mecanismului liniilor de curgere de 8.52 kN/m². Curba experimentală, care poate fi văzută în Figura II-20, este exprimată în termeni de raport dintre săgeată și înălțimea utilă medie a secțiunii pe o axă (10.58mm), respectiv în termeni de raport dintre sarcina aplicată și sarcina corespunzătoare formării liniilor de curgere.

II.2.A. Unelte de analiză în evaluarea capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat

Cercetarea științifică în domeniul ingineriei civile are la îndemână două abordări: studiile experimentale și studiile numerice. Studiile experimentale sunt, probabil, cele mai edificatoare dar au dezavantajul costurilor materiale, de timp, de resurse umane și a faptului că realizarea lor la scară reală se face cu dificultate, funcție de mărimea structurii testate, complexitatea și natura încărcărilor, etc. Dată fiind evoluția tehnologică deosebită ce caracterizează vremurile actuale, puterea tot mai mare de procesare a informației tot mai accesibilă chiar și omului de rând, tendința cercetării în ingineria civilă este exploatarea intensă, în mon numeric, a studiilor experimentale prin realizarea unor calibrări numerice și extinderea acestora la analiza unor modele numerice mai complexe, la scară reală. Piața software destinată pachetelor de programe de analiză structurală bazată pe metoda elementelor finite și, mai nou, pe metoda elementelor aplicate, asigură o gamă largă de astfel de produse, de la cele mai simple de utilizat, frecvent folosite în proiectarea curentă de structuri, până la unele care nu sunt exclusiv destinate analizei structurilor de rezistență pentru clădiri și care necesită noțiuni avansate de mecanică, dinamică, matematică și chiar programare în vederea realizării unor modele corecte, precise și eficiente în analiza structurală. Dintre acestea, câteva nume cu notorietate sunt: Autodesk Robot Structural Analysis, ETABS, SAP 2000, DIANA, ELS - programe dedicate exclusiv analizei structurilor de rezistență pentru clădiri sau lucrări de artă ingierească și frecvent utilizate în practica de proiectare curentă, respectiv Abaqus, ANSYS, LS-DYNA – programe capabile să ofere rezultate precise în analize bazate pe metoda elementelor finite atât în domeniul ingineriei civile, cât și în alte domenii cum ar fi ingineria spațială, ingineria electrică, ingineria mecanică.

În general, programele de analiză structurală bazată pe metoda elementelor finite, care sunt utilizate în proiectarea curentă, permit modelarea neliniarității fizice cu ajutorul conceptului de plasticitate concentrată. În schimb, programele de analiză avansată bazate pe metoda elementului finit pun la îndemâna inginerilor o metodă mai avansată de modelare a neliniarității de material, și anume cea bazată pe conceptul de plasticitate distribuită. Având în vedere diferențele de abordare ale acestor două metode, primul dintre obiectivele prezentei

lucrări este validarea unor modele numerice capabile să surprindă dezvoltarea succesivă a diferitelor mecanisme de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat și tranziția dintre ele atât într-un program avansat de analiză bazată pe metoda elementelor finite (care operează cu conceptul de plasticitate distribuită), cât și într-un program dedicat analizei structurilor de rezistență pentru clădiri și opere de artă inginerească utilizat în practica de proiectare curentă (care operează cu conceptul de plasticitate concentrată), în măsura în care acest lucru este posibil.

Un prim set de analize numerice de validare este realizat utilizând Abaqus, având în vedere că, dintre pachetele software dedicate analizei avansate prin metoda elementelor finite, acesta este unul dintre cele mai utilizate produse. Cercetătorii din domeniul ingineriei civile îl preferă datorită multitudinii de modele constitutive și tipuri de elemente finite disponibile dar și datorită posibilității de a implementa propriile modele constitutive sau formulări de elemente finite prin scrierea unor subrutine Fortran. Mai mult, studii parametrice se pot realiza de o manieră foarte eficientă parametrizând modelele numerice cu ajutorul scripturilor Python, evitându-se astfel un efort important de modelare.

Este de asemenea de interes în ce măsură, prin utilizarea unor programe de analiză structurală utilizate în practica de proiectare curentă se poate surprinde corect sporul de capacitate portantă a unei structuri adus de mecanismele post-încovoiere care pot fi dezvoltate. În acest sens, un al doilea set de analize numerice de validare este realizat în SAP 2000. Acesta este un program de analiză a structurilor de rezistență robust, agreat de inginerii proiectanți de structuri din cauza posibilității de a investiga cu ajutorul lui și cazuri de proiectare mai speciale, care implică un anumit nivel de comportare neliniară geometrică și/sau materială a diferitelor elemente de rezistență.

II.2.B. Modele numerice de validare – Parametri semnificativi de modelare

II.2.B.i. Analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Yi și alții [28]

II.2.B.i.a. Abaqus

Conform documentației Abaqus [72], acesta este un program de analiză bazată pe metoda elementelor finite, frecvent folosit în studii tehnice, industriale sau de cercetare, care implică simulări ale unor fenomene termice, mecanice (statice sau dinamice), acustice și chiar electrice. În continuare, se vor descrie parametri esențiali care intervin în modelarea numerică a structurilor în cadre din beton armat și analiza solicitării acestora până la colaps. O astfel de analiză se încadrează în categoria „Analize statice de tip tensiuni/deplasări” sau „Static stress/displacement analysis” așa cum este ea menționată în documentația Abaqus [72].

Rularea analizelor de acest tip este posibilă în două moduri de funcționare ale Abaqus: Modul Standard, respectiv Modul Explicit. Modul Standard al Abaqus permite o delimitare clară în analiză a fenomenelor statice de cele dinamice, prin tipul pașilor de analiză care sunt definiți, încă de la început, fie statici, fie dinamici. Modul Explicit de analiză este, prin excelență, destinat studiului fenomenelor dinamice, de mică durată, care implică discontinuități pronunțate. Anumite fenomene pot fi analizate numeric cu succes doar utilizând Abaqus/Explicit, ca urmare a problemelor de convergență care intervin la o analiză în Abaqus/Standard. Modul de stabilire a răspunsului modelului numeric analizat (în cazul de față, structuri portante) implementat în Abaqus/Explicit este adaptat pentru considerarea

deformațiilor mari. De asemenea, spațiul necesar stocării rezultatelor este mai redus în cazul unei analize Abaqus/Explicit decât în cazul analizei Abaqus/Standard omoloage. Deși Modul Explicit al Abaqus este orientat spre analiza unor fenomene dinamice, există metode prin care pot fi analizate și fenomene statice sau quasi-statice, acestea din urmă presupunând o variație lentă a încărcărilor. Ținând cont de faptul că, în vederea identificării mecanismelor de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat la colaps progresiv și a cuantificării aportului de capacitate portantă asigurat de fiecare dintre acestea, este necesară solicitarea structurii până la colaps – acest fapt implicând considerarea neliniarității, atât geometrice, cât și de material – analiza de validare în Abaqus, pe baza experimentului descris de Yi și alții [28], este rulată în modul Explicit.

Modelul numeric necesar a fi realizat pentru rularea unei analize bazate pe metoda elementelor finite în Abaqus are câteva puncte cheie: alegerea tipului elementelor finite, definirea legilor de material și specificarea pașilor analizei.

- Tipul elementelor finite utilizate

Abaqus permite utilizare unei game largi de elemente finite, de la cele de unidimensionale, la cele tridimensionale. Performanța lor în obținerea unei soluții precise, cu o convergență bună, depinde de formularea matematică, de numărul de noduri, de numărul punctelor de integrare și, probabil cel mai important, de tipul fenomenului la a cărui analiză sunt utilizate. Bineînțeles că obținerea unei soluții satisfăcătoare, atât din punct de vedere al acurateței cât și din punct de vedere al costurilor computaționale și de timp, presupune asocierea optimă între tipul fenomenului studiat prin modelare numerică și tipul elementelor finite utilizate. În analiza de validare numerică a experimentului derulat de Yi și alții [28] este necesară reprezentarea a două elemente: betonul și armăturile de oțel. În cazul betonului este relevantă, în obținerea soluției, redarea cât mai fidelă a stării spațiale de tensiune și deformație, pe întreaga înălțime, lungime și lățime a elementului de rezistență, având în vedere comportarea foarte diferită a betonului în funcție de natura solicitării: compresiune, respectiv întindere. În schimb, în cazul armăturilor de oțel, de secțiune foarte mică în raport cu secțiunea elementelor de beton, este de interes variația stării de tensiune și deformație doar în lungul barei, nu și pe diametrul secțiunii, unde aproximația că aceste mărimi sunt constante nu afectează acuratețea soluției.

Datorită acestor considerente, elementele finite alese pentru reprezentarea stării de tensiune și deformație în barele de oțel sunt elemente finite liniare identificate în Abaqus prin numele T3D2, care permit reprezentarea doar a unor solicitări axiale. Semnificația numelui elementului finit este următoarea: T desemnează termenul în engleză „truss”, echivalentul grinzilor cu zăbrele, 3D indică faptul că elementul finit este folosit într-o modelare tridimensională, deci sistemul local de coordonate implică existența a trei axe, iar cifra 2 indică numărul nodurilor elementului finit. Fiecare nod al unui astfel de element finit implică existența unui grad de libertate în nodul respectiv, și anume translația orientată după axa barei. Rețeaua de discretizare pentru elementele liniare are un pas de 25mm.

Elementele finite alese pentru modelarea elementelor de beton sunt elemente solide, hexaedrice – așa-zisele „bricks” – identificate în Abaqus prin numele C3D8. Denumirea elementului finit indică și câteva dintre cele mai importante caracteristici ale acestuia. În acest caz, C indică faptul că elementul finit face parte din familia elementelor finite destinate modelării mediilor continue în vederea reprezentării tensiunilor și deformațiilor („continuum

stress/displacement”), D3 indică faptul că elementul finit este unul tridimensional, iar cifra 8 indică numărul nodurilor. Fiecare dintre cele 8 noduri presupune existența a câte 3 grade de libertate, corespunzătoare celor 3 translații. Între noduri, mărimile determinate se calculează prin interpolare liniară. Rețeaua de discretizare pentru elementele din beton are un pas de discretizare variabil, cu mărimi de la 10mm la 25mm. Pasul de 10mm al rețelei de discretizare este prevăzut în zona nodurilor grindă-stâlp. Interacțiunea între beton și armătură, și deci între elementele finite aferente, se consideră una ideală, fără posibilitatea considerării cu precizie a aderenței reale și a degradării acestea ca urmare a solicitărilor.

- Definirea legilor de material

Un alt pas esențial în orice analiză numerică este definirea legilor de material. În cazul unei analize numerice de validare, reperatele date de informațiile obținute experimental trebuie îmbinate armonios cu cele teoretice, în vederea alcătuirii curbei de comportare.

Datele experimentale furnizate în lucrarea lui Yi și alții [28] pentru oțelul de tip HRB400, prezentate în Tabelul II-2, sunt insuficiente pentru alcătuirea unei curbe σ - ε utilizabile în modelul numeric. Cu atât mai mult, cele furnizate în aceeași lucrare pentru oțelul HRB235. În cazul oțelului HRB400 lipsesc doi parametri, și anume tensiunea corespunzătoare deformației de rupere și deformația corespunzătoare tensiunii maxime atinse. Ultimul dintre acești parametri este esențial în modelarea cu acuratețe a comportării materialului, a ductilității acestuia, după cum arată și H. Bachmann în lucrarea sa [73]. Analizând studii existente în literatura de specialitate [74] asupra comportării oțelurilor, se observă că diagramele σ - ε determinate experimental înregistrează tensiunea maximă pentru deformații aparținând intervalului 0.1 – 0.15, respectiv că este acoperitoare considerarea valorii pentru tensiunea corespunzătoare deformației ultime ca fiind cu aproximativ 10% mai mică decât valoarea tensiunii maxime. În stabilirea curbelor σ - ε utilizate în analiza de validare pentru oțelurile HRB400 și HRB235 s-au folosit, de asemenea, datele experimentale determinate pentru aceleași tipuri de oțel – HRB400, respectiv HRB235 – și aceleași diametre – 12mm, respectiv 6mm - prezentate într-un alt studiu [19], realizat tot de Yi în colaborare cu He. Față de datele furnizate în lucrarea aparținând Yi și alții [28], cele furnizate în studiul lui Yi și He [19] sunt mai complete în ceea ce privește oțelul de tip HRB235, indică un același nivel de deformabilitate al ambelor tipuri de oțel dar tensiuni de curgere și maxime sporite pentru oțelul de tip HRB400, așa cum rezultă din Tabelul II-4.

Tabelul II-4: Caracteristici mecanice experimentale ale oțelurilor HRB400 și HRB235 conform studiului aparținând Yi și He [19]

Material	Mărimi măsurate experimental	Valori măsurate
Oțel HRB400	Rezistență de curgere	445 MPa
	Rezistență ultimă	579 MPa
	Alungire	$\delta_5 = 29.7\%$, $\delta_{10} = 23.4\%$
Oțel HRB235	Rezistență de curgere	351 MPa
	Rezistență ultimă	533 MPa
	Alungire	$\delta_5 = 26.1\%$, $\delta_{10} = 21.3\%$

În urma coroborării tuturor informațiilor din studiile menționate, s-au stabilit mai multe posibile configurații ale diagramele σ - ε pentru oțelurile de tip HRB400, respectiv HRB235 de

considerat în analiza numerică de validare în Abaqus. Curbele σ - ϵ care au condus la rezultatele numerice cele mai apropiate de cele experimentale sunt prezentate în Figura II-21. Având în vedere faptul că, solicitarea până la colaps a structurilor în cadre din beton armat implică inclusiv ruperea armăturilor din anumite zone, este de dorit ca analiza numerică să poată surprinde acest fenomen.

Abaqus oferă mai multe opțiuni prin care poate fi modelată cedarea progresivă a metalelor ductile. Dintre acestea, cea mai potrivită și ușor de utilizat în cazul de față este varianta „Ductile Damage”. Cu ajutorul acesteia se poate specifica, în funcție de starea de solicitare spațială existentă la un moment dat, într-un punct, și de viteza de deformație, o valoare a deformației limită, de rupere, a oțelului. Pentru fiecare dintre oțelurile HRB235 și HRB400, aceste valori sunt ușor identificabile în Figura II-21, 0.213 pentru oțelul HRB235, respectiv 0.234 pentru oțelul HRB400.

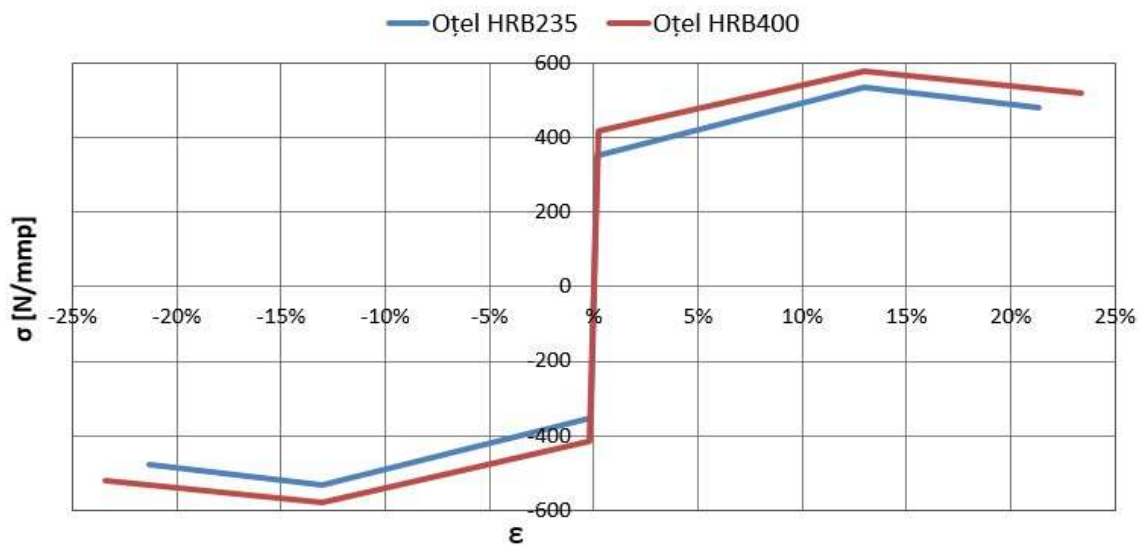


Figura II-21: Diagrame σ - ϵ de validare pentru oțeluri

Starea de solicitare spațială este considerată printr-un factor de triaxialitate, determinat conform ecuațiilor (1), (2), (3) de mai jos:

$$TF = \frac{\sigma_h}{\sigma_{eqv}} \quad (1)$$

$$\sigma_h = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2)$$

$$\sigma_{eqv} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3)$$

unde ecuația (2) reprezintă tensiunea normală octaedrică (sau presiunea hidrostatică), ecuația (3) reprezintă tensiunea von Mises, iar σ_1 , σ_2 , σ_3 reprezintă tensiunile normale principale. Având în vedere că, în modelul numeric descris, oțelul (fie că este vorba despre cel de tip HRB235 sau cel de tip HRB400) este asociat ca material unor elemente finite liniare, având doar grade de libertate axiale, factorul de triaxialitate poate avea doar două valori: 0.3333 respectiv -0.3333. În ce privește parametrul opțiunii „Ductile Damage” care ține cont de viteza de încărcare, acesta este neglijat având în vedere caracterul static al experimentului, deci și al analizei numerice de validare. La modelarea betonului există câteva repere, caracteristice acestui material, esențial a

fi luate în considerare, în vederea surprinderii corecte, cât mai fidele, a comportării acestuia. Ele vor fi succint reamintite cu ajutorul schematizării comportării betonului la solicitări uni-axiale, prezentate în Figura II-22. Betonul este considerat în modelările numerice ca un material omogen, izotrop dar având comportare diferită în funcție de sensul solicitării, adică la compresiune, respectiv întindere. Când betonul este solicitat uni-axial la compresiune (segmentul de curbă O-3-4-5 din Figura II-22), acesta are o comportare elastică până la un anumit nivel al tensiunilor (punctul 3 din Figura II-22).

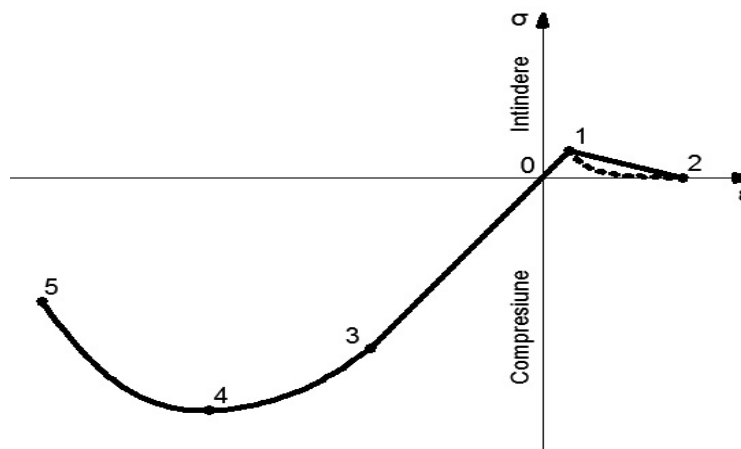


Figura II-22: Reprezentare schematizată a comportării betonului la solicitări uni-axiale

Până în acest punct, modulul de elasticitate al materialului nu se degradează și descărcarea lui nu se soldează cu deformații remanente. Comportarea indicată de segmentul de curbă 3-4-5 este cunoscută în literatura tehnică de specialitate sub denumirea de „concrete compression softening”. Odată ce solicitările duc la tensiuni superioare celor indicate prin punctul 3, rigiditatea materialului se degradează și se produc deformații remanente, mai precis, zdrobiri ale betonului. Punctul 4 indică valoarea maximă a tensiunii de compresiune care poate fi atinsă de material. Odată cu atingerea acesteia, materialul nu cedează complet ci păstrează încă o oarecare capacitate de a prelua solicitări, aceasta fiind însă în descreștere odată cu intensificarea deformațiilor. În cazul solicitării la întindere uni-axială există, de asemenea, o zonă de comportare a betonului care poate fi descrisă suficient de precis prin legea lui Hooke (segmentul de curbă O-1 din Figura II-22). Punctul 1 corespunde atingerii rezistenței la întindere a materialului. Odată ce deformațiile corespund acestui punct sunt depășite betonul fisurează. Comportarea betonului de la acest punct încolo este cunoscută sub denumirea de „concrete tension softening” și constă în faptul că, imediat după fisurare tensiunea scade brusc dar nu până la valoarea nulă. După o scădere bruscă, modulul de elasticitate al materialului se degradează mai lent, așa cum indică traseul întrerupt dintre punctele 1 și 2 din Figura II-22. Considerarea acestui fenomen în analizele numerice este importantă deoarece permite reprezentarea corectă a transmiterii tensiunilor, și deci a eforturilor, între segmentele de beton determinate de fisurare. În studiul curent, fenomenul de „tension stiffening” este considerat în manieră simplificată, conform traseului continuu dintre punctele 1 și 2 din Figura II-22. Abaqus permite considerarea unei curbe care să surprindă toate aceste fenomene prin opțiunea de modelare „Concrete Damaged Plasticity”, destinată explicit modelării comportării betonului. Aceasta reprezintă o variantă modificată a criteriului de cedare Drucker-Prager. Definierea parametrilor opțiunii „Concrete Damaged Plasticity” pornește de la curba uni-axială a betonului. În prezenta lucrare, pe baza studiului Yi și alții [28], conform căruia rezistența la

compresiune, determinată pe cub cu latura de 150mm, este de 25N/mm² (deci echivalentă cu o rezistență de 20N/mm², corespunzătoare determinării pe cilindru), s-a alcătuit curba de comportare uni-axială a betonului prezentată în Figura II-23.

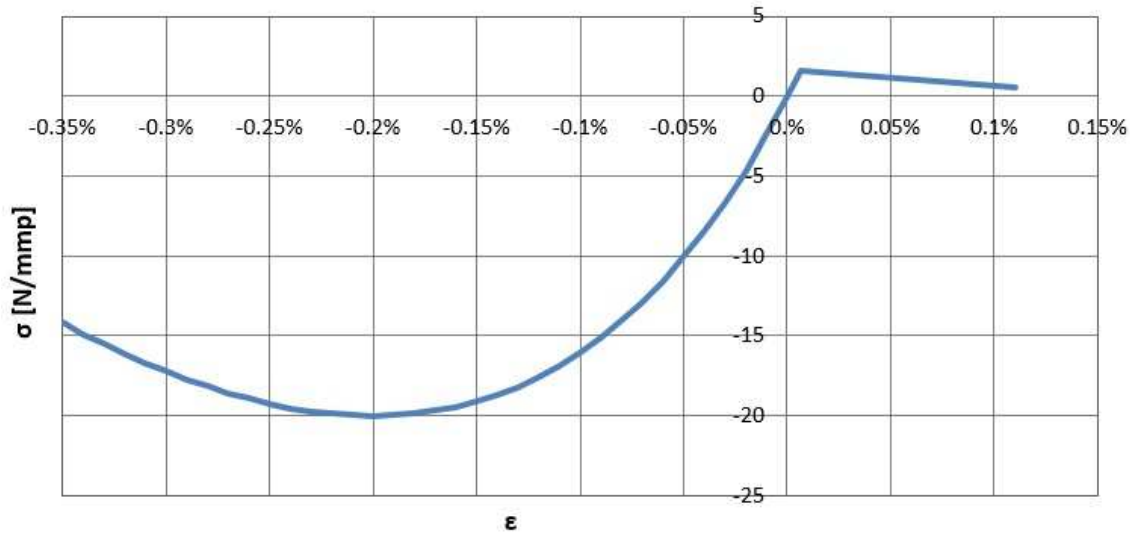


Figura II-23: Diagrama σ - ϵ uni-axială a betonului în analiza numerică de validare

Modulul de elasticitate al betonului, necesar în stabilirea curbei uni-axiale σ - ϵ a fost determinat, conform ACI 318 [75] pe baza ecuației (4):

$$E_{cm} = 0.043 \cdot w_c^{1.5} \cdot \sqrt{f_c} \quad (4)$$

unde w_c reprezintă densitatea betonului în kg/m³, iar f_c reprezintă valoarea rezistenței la compresiune determinată pe cilindru, în N/mm². Valoarea astfel obținută pentru modulul de elasticitate al betonului este de aproximativ 24000 N/mm². Utilizând această valoare, diagrama σ - ϵ la compresiune uni-axială se obține cu ajutorul ecuațiilor (5), (6), (7), prevăzute de Eurocod 2 [71].

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + \eta \cdot (k - 2)} \quad (5)$$

$$k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (6)$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (7)$$

unde $f_{cm}=20$ N/mm², $E_{cm} = 24000$ N/mm² iar $\epsilon_{c1} = 2\%$, valoare aferentă unui beton de clasă C20/25, conform Eurocod 2 [71]. Diagrama σ - ϵ la întindere uni-axială este stabilită, sub formă simplificată, biliniară, pe baza ecuației (8) indicată în lucrarea sa [76], de Tamai, și considerată unul dintre reperele existente în stabilirea legilor de comportare la întindere uni-axială a betonului în modelările numerice.

$$\sigma_t = 0.7 \cdot f_{ctm} \cdot \left(\frac{\epsilon_{el}}{\epsilon_t}\right)^{0.4} \quad (8)$$

unde $f_{ctm} = 2.21$ N/mm², conform Eurocod 2 [71]. Odată stabilită diagrama σ - ϵ de comportare uni-axială a betonului, aceasta este introdusă sub formă de date de intrare pentru opțiunea „Concrete Damaged Plasticity” disponibilă în Abaqus. Se introduc perechi de tensiuni și

deformații inelastice de zdrobire (pentru compresiunea uni-axială) sau fisurare (pentru întinderea uni-axială). În Figura II-24, parte a documentației Abaqus [72], este prezentat modul de calcul al valorilor ε_{in} a fi introduse pentru porțiunea de diagramă σ - ε care se referă la întinderea uni-axială a betonului. Un procedeu similar se aplică și pentru determinarea valorilor ε_{in} necesare pentru definirea comportării la compresiune uni-axială a betonului.

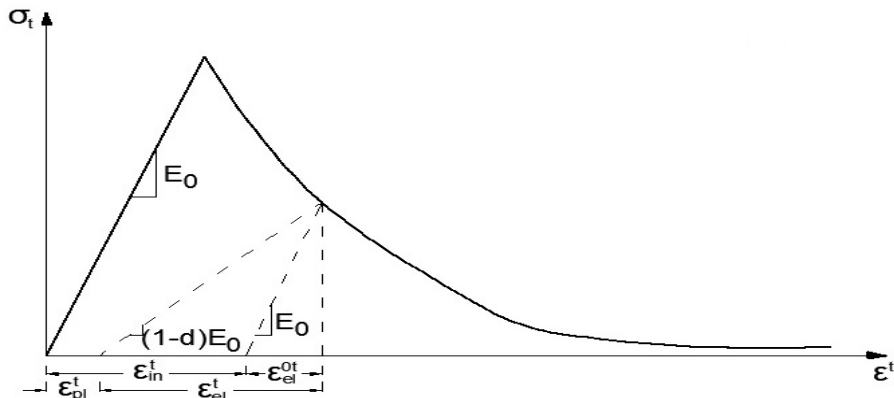


Figura II-24: Parametrii modelului „Concrete Damaged Plasticity” pentru întinderea uni-axială a betonului – Abaqus [72]

Programul de calcul operează apoi cu deformațiile plastice ε_{pl} , determinate automat, pe baza ε_{in} conform ecuației (9):

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{in} - \frac{d}{(1-d)} \cdot \frac{\sigma_{t/c}}{E_0} \quad (9)$$

degradând progresiv modulul de elasticitate al betonului odată cu fisurarea/zdrobirea acestuia, în funcție de coeficientul d . Acesta reprezintă procentul cu care tensiunea curentă este mai mică față de tensiunea maximă care poate fi atinsă. În vederea modelării stării de solicitare spațială în beton, este necesară specificarea unor parametri suplimentari. Aceștia sunt regăsiți în Abaqus, în cadrul opțiunii „Concrete Damaged Plasticity” sub denumirile și notațiile următoare: „Dilatation Angle”, „Eccentricity”, „ f_{b0}/f_{c0} ”, „ K ”, „Viscosity Parameter”. Așa cum s-a specificat anterior, „Concrete Damaged Plasticity” reprezintă o adaptare a criteriului de cedare Drucker-Prager. Diferența esențială între cele două este reprezentată de faptul că secțiunea prin suprafața de cedare a modelului implementat în Abaqus nu mai este un cerc, așa cum este în cazul criteriului Drucker-Prager, ci o curbă cu o formă impusă de valoarea parametrului „ K ”, după cum se poate observa în Figura II-25. Acest parametru semnifică raportul dintre distanțele între axa hidrostatică și meridianul de compresiune, respectiv meridianul de întindere. Pentru valoarea 1 a parametrului „ K ” se obține criteriul de cedare Drucker-Prager, suprafața de cedare fiind conică. Conform documentației Abaqus, parametrul „ K ” trebuie să se situeze între 0.5 și 1. În analizele descrise în prezenta lucrare s-a considerat valoarea recomandată, adică 2/3.

Parametrul „Eccentricity”, adică excentricitatea, are de asemenea rolul de adaptare al criteriului de cedare Drucker-Prager. Conform acestui criteriu meridianele sunt rectilinii. Criteriul de cedare implementat sub denumirea de „Concrete Damaged Plasticity” presupune o formă hiperbolică a meridianelor care tind asimptotic la forma rectilinie caracteristică modelului Drucker-Prager. Astfel excentricitatea este o mărime pozitivă având ca semnificație distanța, măsurabilă pe axa hidrostatică, dintre punctul de inflexiune al hiperbolei și centrul

acesteia (punctul de intersecție al asimptotelor hiperbolei). În documentația Abaqus [72] se recomandă o valoare de 0.1 a parametrului „Eccentricity”. În cazul în care se specifică valoarea 0, meridianele suprafeței de cedare au forma caracteristică criteriului Drucker-Prager, adică rectilinie. Valoarea parametrului „Eccentricity” se poate stabili de o manieră mai precisă ca fiind raportul dintre rezistența la întindere uni-axială și rezistența la compresiune uni-axială a betonului. În analizele numerice care fac obiectul prezentei lucrări, valoarea acestui parametru s-a stabilit conform acestei reguli. Astfel, în analiza de validare valoarea specificată pentru parametrul „Eccentricity” este de 0.0785.

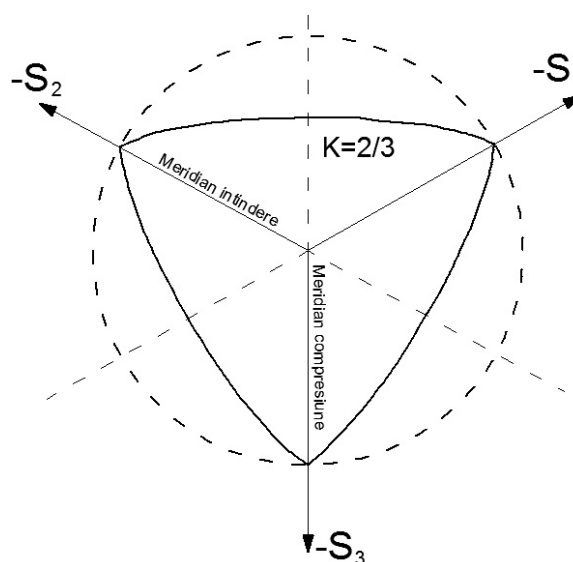


Figura II-25: Secțiune prin suprafețele de cedare ale modelului Drucker-Prager, respectiv Concrete Damaged Plasticity

Parametrul „Dilatation Angle” reprezintă unghiul de înclinare al suprafeței de cedare, definită cu ajutorul parametrilor deja menționați, față de axa hidrostatică. Prin prisma unei interpretări fizice, acest parametru este echivalent cu unghiul de frecare internă al betonului. Printr-un studiu extins [77], Richard Malm stabilește că valorile parametrului „Dilatation Angle” ar trebui să fie cuprinse între 25° și 40° în vederea obținerii unor rezultate conforme cu realitatea, la modelarea numerică a unor betoane de clasă normală. De asemenea, el precizează că valori mai mari ale acestui parametru conduc la rezultate optime în cazul unui grad mic de confinare a betonului. În studiul lor [78], Kmiecik și Kaminski indică valorile 36° și 40° ca fiind uzuale în analizele numerice. Valoarea adoptată pentru acest parametru, în cadrul studiilor descrise în prezenta lucrare, este de 40°.

Parametrul notat prin „ f_{b0}/f_{c0} ” este de asemenea necesar în precizarea completă a criteriului de cedare. Cu ajutorul acestuia se precizează tensiunea de cedare a betonului atunci când acesta este solicitat la compresiune biaxială. Documentația Abaqus [72] indică valoarea standard de 1.16 pentru acest parametru.

Conform studiului derulat de Kmiecik și Kaminski [78], valoarea parametrului regăsit sub denumirea „Viscosity Parameter” determină toleranța cu care, în timpul analizei numerice, Abaqus verifică depășirea criteriului de cedare definit prin opțiunea „Concrete Damaged Plasticity”. O valoare 0 a acestui parametru determină o precizie maximă la verificarea criteriului de cedare. Aceasta poate conduce însă la probleme de convergență. În cazul unor

astfel de situații, gradul de precizie al verificării criteriului de cedare se poate relaxa prin precizarea unor valori diferite de 0, îmbunătățindu-se astfel convergența analizei numerice. În analizele numerice rulate în vederea realizării prezentei lucrări, valoarea adoptată pentru acest parametru este 10^{-4} .

Varianta de modelare numerică a betonului descrisă nu este însă capabilă să reprezinte fenomenele de fisurare sau zdrobire discretă, care au loc în realitate. În punctele puternic solicitate, modulul de elasticitate al materialului este degradat până la valori foarte mici. Zonele caracterizate de astfel de valori reduse ale modulului lui Young reprezintă, de fapt, zone în care betonul este fie fisurat, fie zdrobit. În afara faptului că aceste fenomene nu pot fi observate vizual în modelul numeric, pot exista probleme de ordin numeric din cauza faptului că elementele finite aflate în aceste zone sunt excesiv distorsionate. În vederea depășirii acestor neajunsuri, în literatura de specialitate este indicat un procedeu denumit *algoritm de eroziune*.

Cu toate că nu are un fundament științific foarte solid, acesta este folosit cu rezultate bune în analizele de impact sau de perforare. Procedeu constă în eliminarea definitivă din model a elementelor finite atunci când starea de solicitare în acestea atinge un nivel critic. Xu și Lu utilizează cu succes algoritmul de eroziune în analizele numerice din studiul lor [79] asupra plăcilor din beton armat supuse încărcărilor din explozie. Criteriul adoptat de ei pentru eliminarea elementelor finite din model este atingerea unei deformații de întindere de 0.01. În 2006, Hall atrage atenția într-un raport [80], realizat ca urmare a unor studii experimentale și numerice, asupra faptului că algoritmul de eroziune trebuie utilizat cu precauție din moment ce eliminarea prematură a elementelor finite din modelul numeric poate duce la rezultate incorecte și poate induce o dependență puternică a rezultatelor de mărimea pasului de discretizare. În studiile sale, Hall adoptă o valoare maximă a deformației de 0.7 ca și criteriu de eroziune. Shi, Li și Hao [30] folosesc algoritmul de eroziune în studiul capacității la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat. Criteriul de eroziune adoptat de ei este în termeni de deformații principale și deformații unghiulare. Ca și valori limită au ales 0.1 ca și criteriu de eroziune pentru deformațiile principale, respectiv 0.8 ca și criteriu de eroziune pentru deformațiile unghiulare.

Abaqus nu permite utilizarea în analizele numerice a unui algoritm de eroziune, ca opțiune standard. Utilizatorul are însă posibilitatea să adapteze funcționarea Abaqus după propriile nevoi, scriind subrutine Fortran cu funcționalitatea dorită. Astfel, pentru implementarea și utilizarea algoritmului de eroziune în analizele numerice rulate în vederea realizării prezentei lucrări, autorul a implementat în limbajul de programare Fortran, o subrutină prin care, la atingerea unei deformații liniare de 0.095 (valoare rezultată ca urmare a calibrării pe studiul experimental derulat de Yi și alții [28]), elementul finit în cauză este eliminat din modelul numeric.

- Definirea pașilor analizei

Așa cum s-a arătat în debutul acestui subcapitol, modul Abaqus/Explicit este destinat studiului numeric al unor fenomene dinamice, de scurtă durată (impact, explozie, etc.), în care pot fi surprinse cu succes apariția unor discontinuități de material (zdrobiri, fisuri, ruperi). Conform chiar documentației Abaqus [72], modul Abaqus/Explicit poate fi adaptat în vederea studiului unor procese quasi-stactice, păstrând însă avantajele numerice ale procedurii de obținere a soluției. Problema principală care apare la investigarea unui proces lent, quasi-static cu ajutorul Abaqus/Explicit este însăși durata de timp a fenomenului studiat. Având în vedere scopul creării Abaqus/Explicit, incrementele stabile de timp determinate în mod automat de

program sunt foarte mici. În aceste condiții, analiza numerică a unui fenomen static - având o durată de desfășurare de ordinul orelor sau chiar al zilelor – devine nepractică, necesitând probabil milioane de incremente. Producătorii Abaqus indică două soluții standard de eficientizare a analizei numerice a fenomenelor quasi-statice cu ajutorul Abaqus/Explicit.

Prima dintre ele este mărirea artificială a vitezelor de încărcare în cadrul modelului numeric. În acest mod, durata de timp simulată se micșorează și, chiar cu incremente stabile de timp reduse, soluția numerică devine una economică din punctul de vedere al timpului de rulare. Acest procedeu se poate aplica doar în cazul în care răspunsul materialelor nu este definit ca fiind dependent de viteza de încărcare. Totuși problema care poate apărea este introducerea unor forțe de inerție mari, datorate vitezei ridicate de încărcare. Obiectivul este deci, modelarea fenomenului quasi static studiat într-o perioadă de timp numerică redusă cât mai mult în mod artificial (deci cu viteze cât mai mari de încărcare), fără a genera însă forțe importante de inerție, care să transforme rezultatele numerice în unele incompatibile cu realitatea. În acest sens, documentația Abaqus [72] recomandă folosirea unor viteze de încărcare inferioare vitezei sunetului prin materialele modelate.

A doua soluție de eficientizare a analizelor numerice a fenomenelor quasi-statice cu ajutorul Abaqus/Explicit este scalarea maselor. Această variantă beneficiază de avantajul posibilității considerării influenței vitezelor de încărcare asupra comportării materialelor, din moment ce analiza numerică modelează timpul real, natural al fenomenului studiat. Prin scalarea maselor modelului, incrementul stabil de timp al analizei este sporit față de cel determinat fără scalarea maselor. Cu cât incrementul stabil de timp este mai mare, cu atât rularea analizei numerice va fi mai puțin costisitoare din punctul de vedere al timpului de rulare necesar. Și în acest caz poate apărea problema introducerii unor forțe de inerție neneglijabile, care pot altera rezultatele numerice.

Verificarea faptului că simularea numerică a fenomenului studiat este una statică, și că aceasta s-a făcut fără introducerea artificială a unor forțe mari de inerție, este dată de raportarea energiei cinetice a modelului la energia internă a acestuia, pe întreg parcursul analizei numerice. În cazul în care energia cinetică reprezintă o fracțiune de maxim 5% din energia internă, se poate considera că modelarea numerică corespunde unui proces quasi-static.

În analiza de validare, precum și în celelalte analize numerice rulate utilizând Abaqus/Explicit în vederea realizării prezentei lucrări, s-au aplicat ambele procedee, după cum se arată în continuare. În pașii analizelor numerice în care modelele numerice au fost încărcate cu forțe (greutate proprie, încărcări distribuite sau concentrate, etc.) s-a aplicat procedeul de scalare a masei. Scalarea se face automat, pentru tot modelul, de către Abaqus/Explicit astfel încât incrementul stabil de timp să se mențină la valoare $5e-6$. În analiza de validare a experimentului derulat de Yi și alții [28], într-un astfel de pas a fost aplicată încărcarea concentrată de 109kN deasupra stâlpului a cărui avariere este simulată, precum și încărcarea din greutate proprie.

Pașii analizelor numerice care conțin încărcări în deplasări sunt eficientizați prin creșterea vitezei numerice de încărcare, dar menținerea ei (conform documentației Abaqus) la valori mai mici decât viteza de propagare a sunetului prin materialul modelat. Având în vedere că viteza sunetului prin beton se situează undeva în jurul valorii de 3000 m/s, după mai multe încercări s-a considerat eficientă, atât din punctul de vedere al timpului de rulare cât și din cel al preciziei rezultatelor, încărcarea cu deplasări la o viteză de 1m/s.

II.2.B.i.b. SAP 2000

După cum s-a precizat anterior, este de interes în ce măsură, cu ajutorul unor programe de analiză structurală bazată pe metoda elementelor finite, utilizate frecvent în proiectarea curentă, este posibilă surprinderea diferitelor mecanisme de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat, considerând diferite scenarii de avarie. SAP2000 este un program de analiză structurală înzestrat cu opțiuni care permit analiza problemelor neliniare geometric și material, prin intermediul modelului plasticității concentrate. Acesta este posibil a fi utilizat, în SAP2000, în două variante: prin introducerea unor articulații plastice a căror comportare este definită de utilizator, conform normelor, denumite generic MPH – „Moment Plastic Hinge”, respectiv prin introducerea unor articulații plastice de tip fibră, denumite generic FPH – „Fiber Plastic Hinge”. După cum o arată și denumirea lor, articulațiile plastice de tip MPH descriu doar efectele – în termeni de eforturi și deplasări – de încovoiere pură – deci momente încovoietoare și rotații, în secțiunile în care sunt amplasate. Modelul plasticității concentrate cu articulații plastice de tip MPH, în varianta de implementare din SAP2000, este folosit într-o serie de studii științifice semnificative [21], [33], [11], [31], [81], [69], [45] care abordează teme legate de evaluarea riscului de colaps progresiv la structuri în cadre din beton armat, prin perspectiva unor analize statice neliniare sau dinamice neliniare. Cele mai multe dintre acestea tratează riscul de colaps progresiv considerând doar capacitatea de rezistență prin încovoiere. În studiile mai recente se investighează posibilitatea de a surprinde mecanismele de rezistență post-încovoiere – mecanismul de arc de compresiune [33], [69], respectiv mecanismul de lăntșor [21], [69] – cu ajutorul acestei metode de modelare a neliniarității fizice. Definirea articulațiilor plastice de tip MPH echivalează cu definirea curbei $M-\theta$ care guvernează comportarea articulației plastice. Această curbă este definită prin parametri notați cu a , b și c , identificabili în Figura II-26.

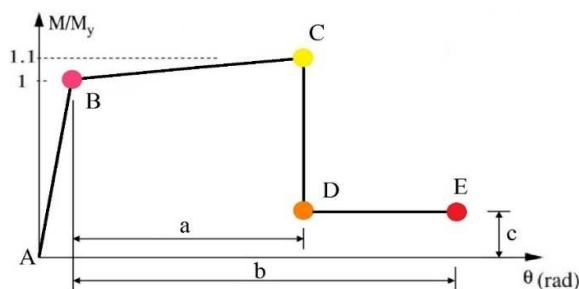


Figura II-26: Parametri de definire ai articulației plastice de tip MPH

Pentru stabilirea valorilor acestora se aplică prevederile UFC – Design of Buildings to Resist Progressive Collapse [17], inspirate din prevederile ASCE-41 [82] și adaptate particularităților fenomenului de colaps progresiv. Prevederile ASCE-41 [82] indică posibilitatea ca, tronsonul B-C al curbei definite să aibă o pantă între 0 și 10% în vederea modelării efectului de consolidare sau, așa-numitul „strain-hardening”. Același normativ menționează posibilitatea de a da ușoară pantă (10:1 – verticală:orizontală) tronsonului C-D al curbei în cazul apariției unor probleme de convergență la realizarea analizelor numerice pe baza acestui model.

Studiile științifice [16], [33], [69] care abordează investigarea potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat prin prisma modelului de plasticitate concentrată bazat pe articulațiile de tip FPH sunt mai rar întâlnite în literatura tehnică de specialitate. Articulațiile plastice de tip FPH presupun urmărirea curbei de material pentru fiecare dintre fibrele definite pe secțiunea transversală a elementului de rezistență. Avantajul

articulațiilor plastice de tip FPH este considerarea automată a tensiunilor și – foarte important – a deformațiilor specifice axiale în stabilirea stării de solicitare datorată acțiunilor modelate. În studiul său [33], Sasani subliniază importanța detectării deformațiilor specifice axiale în surprinderea efectului de creștere a grinzii, cunoscut și sub denumirea de „beam growth”, care este la originea manifestării mecanismului de arc de compresiune, tipic structurilor în cadre de beton armat. Pentru analizele numerice rulate în SAP2000 considerând modelul plasticității concentrate bazat pe articulații de tipul FPH, curbele σ - ε pentru beton și oțel sunt aceleași cu cele utilizate în analiza de validare rulată în Abaqus și sunt prezentate în Figura II-21 pentru oțel, respectiv în Figura II-23 pentru beton. În cazul utilizării modelului de plasticitate concentrată bazat pe articulații plastice de tip FPH, secțiunile transversale ale elementelor de rezistență sunt divizate în fibre cu latura de aproximativ 10mm.

Ambele tipuri de articulații plastice sunt atribuite, în modelele numerice, unor elemente finite liniare, de tip grindă, având câte șase grade de libertate în fiecare dintre cele două noduri, după cum este specificat în manualul de analiză al SAP 2000 [83]. În lucrarea de față se analizează, prin rularea unor analize de validare, în ce măsură opțiunile de modelare a plasticității descrise au capacitatea de a surprinde mecanismele de rezistență ce pot fi dezvoltate de structurile în cadre din beton armat în cazul unor acțiuni excepționale. Și în SAP2000, ca și în Abaqus, analizele de validare cuprind doi pași: unul de aplicare a încărcărilor – greutatea proprie și forța concentrată de 109kN aplicată deasupra stâlpului a cărui avariere este simulată – și altul de încărcare a structurii cu deplasări. Rețeaua de discretizare a elementelor finite de tip grindă are un pas de 25mm.

II.2.B.ii. Analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Bailey și alții [13]

Ținând cont de rezultatele nesatisfăcătoare ale analizei numerice de validare obținute pentru studiul experimental derulat de Yi și alții [28], cu ajutorul SAP 2000 – rezultate prezentate pe larg în secțiunea II.2.B.i.a a prezentei lucrări, analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Bailey și alții [13] se realizează exclusiv folosind Abaqus/Explicit. Având în vedere faptul că elementele teoretice care stau la baza definirii modelelor constitutive utilizate în Abaqus, atât pentru oțel cât și pentru beton, au fost prezentate pe larg în secțiunea II.2.B.i.a a prezentei lucrări, în secțiunea curentă vor fi prezentate valorile caracteristice ale parametrilor analizei de validare a studiului experimental derulat de Bailey și alții [13], analiza de validare fiind similară cu cea pentru studiul experimental derulat de Yi și alții [28].

Astfel, pentru modelarea armăturilor se folosesc aceleași elemente finite liniare de tipul T3D2, în timp ce pentru modelarea betonului se folosesc și de această dată elementele finite „bricks”, de tip C3D8. Rețeaua de discretizare are un pas de 4mm atât pentru beton cât și pentru barele de armătură. Caracteristicile oțelului sunt definite, după procedura descrisă în secțiunea II.2.B.i.a a prezentei lucrări, printr-o curbă σ - ε bi-liniară obținută strict pe baza informațiilor prezentate în Tabelul II-3, informații extrase din studiul publicat de Bailey și alții [13]. Caracteristicile mecanice ale betonului sunt stabilite pornind de la valoarea de 41.3 N/mm² a rezistenței la compresiune determinată pe cub, valoare furnizată în studiul lui Bailey și alții [13]. Astfel, pe baza ACI 318 [75] și Eurocod 2 [71], s-au stabilit valorile unde $f_{cm}=33$ N/mm², $E_{cm} = 27000$ N/mm² iar $\varepsilon_{c1} = 2.1\%$, $f_{ctm} = 3.086$ N/mm², necesare în stabilirea curbelor σ - ε uni-axiale ale betonului la întindere și la compresiune. Acestea se obțin cu ajutorul ecuațiilor (5) – (9), pe baza caracteristicilor mecanice determinate și se regăsesc în Figura II-27. Ceilalți parametri necesari în definirea opțiunii de modelare a betonului „Concrete Damaged

Plasticity”, disponibilă în Abaqus, au valori identice cu cele precizate pentru analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Yi și alții [28] – secțiunea II.2.B.i.a a prezentei lucrări, conform tabelului de mai jos:

Tabelul II-5: Parametri de definire ai opțiunii „Concrete Damaged Plasticity” de modelare a betonului

„Dilatation Angle”	„Eccentricity”	f_{c0}/f_{b0}	K	„Viscosity Parameter”
40	0.0656	1.16	2/3	10^{-4}

Excepție face parametrul „Eccentricity” a cărui valoare se determină ca raportul între tensiunea uni-axială maximă de întindere și tensiunea uni-axială maximă de compresiune. În analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Bailey și alții [13] se folosește, de asemenea algoritmul de eroziune implementat prin subrutina Fortran, criteriul de eroziune fiind considerat același, adică o deformare specifică, după una din direcțiile principale, egală cu 0.095.

Analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Bailey și alții [13] implică un singur pas de tip „Dynamic Explicit” în care se aplică încărcarea uniform distribuită, pe suprafața plăcii. După cum se arată în secțiunea II.2.B.i.a a prezentei lucrări, există două posibilități de eficientizare a analizelor quasi-stactice, în acest caz utilizându-se scalarea maselor în vederea obținerii unui increment stabil de $5e-6$.

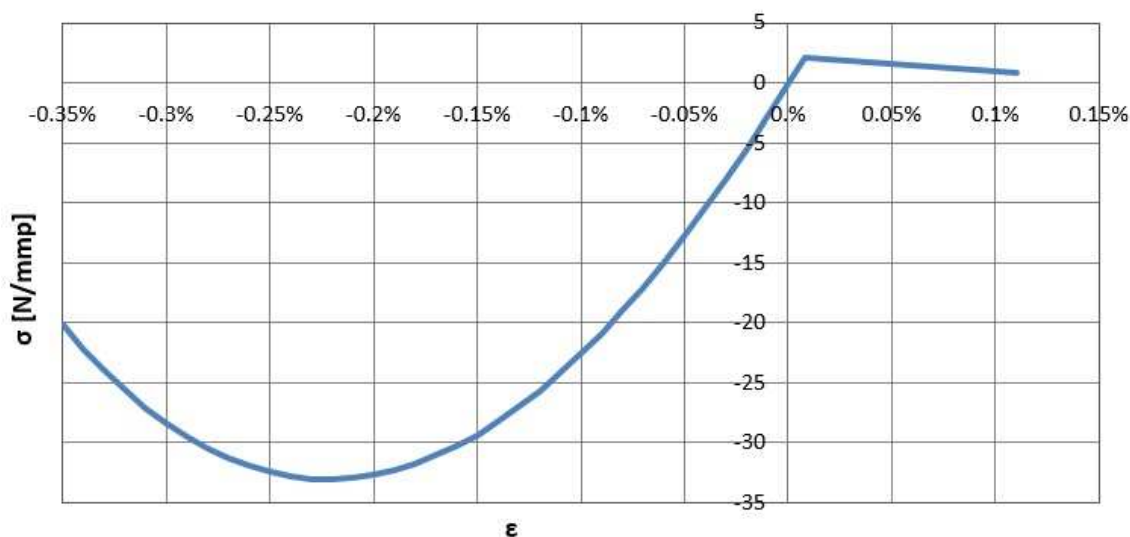


Figura II-27: Diagrama σ - ϵ uni-axială a betonului în analiza numerică de validare

II.2.C. Rezultatele analizelor numerice de validare

II.2.C.i. Analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Yi și alții [28]

II.2.C.i.a. Abaqus/Explicit

Cele mai clare concluzii asupra calității rezultatelor analizei de validare se pot extrage în urma comparației dintre curba „Forță – Deplasare” de descărcare obținută pe bază experimentală și cea obținută în urma analizei numerice de validare. Figura II-28 ilustrează în manieră comparativă cele două curbe „Forță – Deplasare”. În cadrul studiului experimental derulat de Yi și alții [28] există măsurători experimentale care indică deplasarea laterală a unor puncte situate pe inima stâlpilor, în dreptul grinzilor de la primul nivel al cadrului plan etajat.

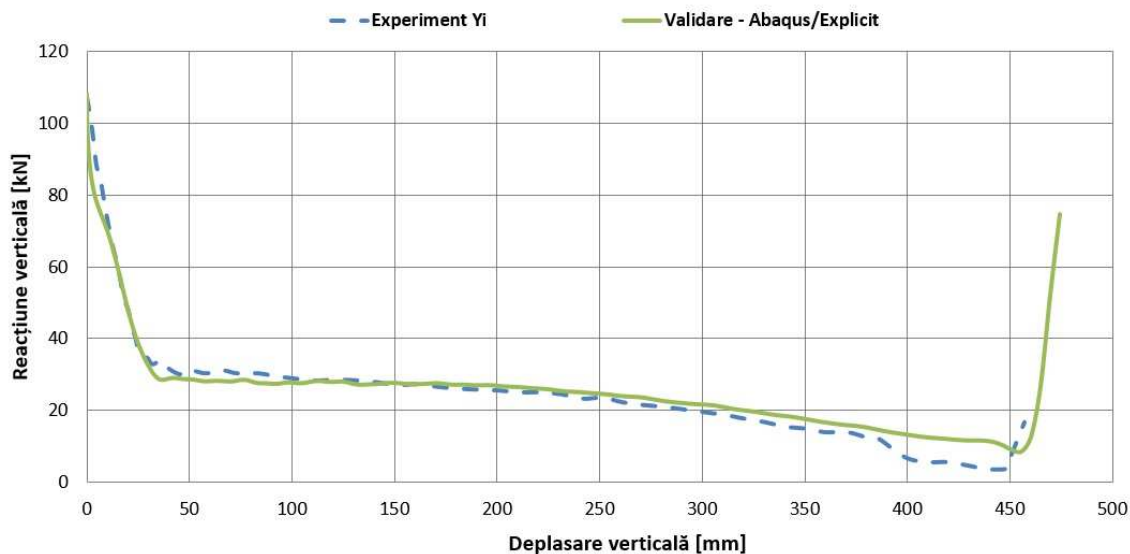


Figura II-28: Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. Analiză numerică de validare în Abaqus/Explicit

Comparația între aceste date experimentale și cele obținute pe baza analizei numerice de validare indică acuratețea cu care este modelată rigiditatea (laterală) a structurii modelate. Figura II-29 indică atât curba obținută experimental, cât și curba obținută în urma analizei numerice de validare.

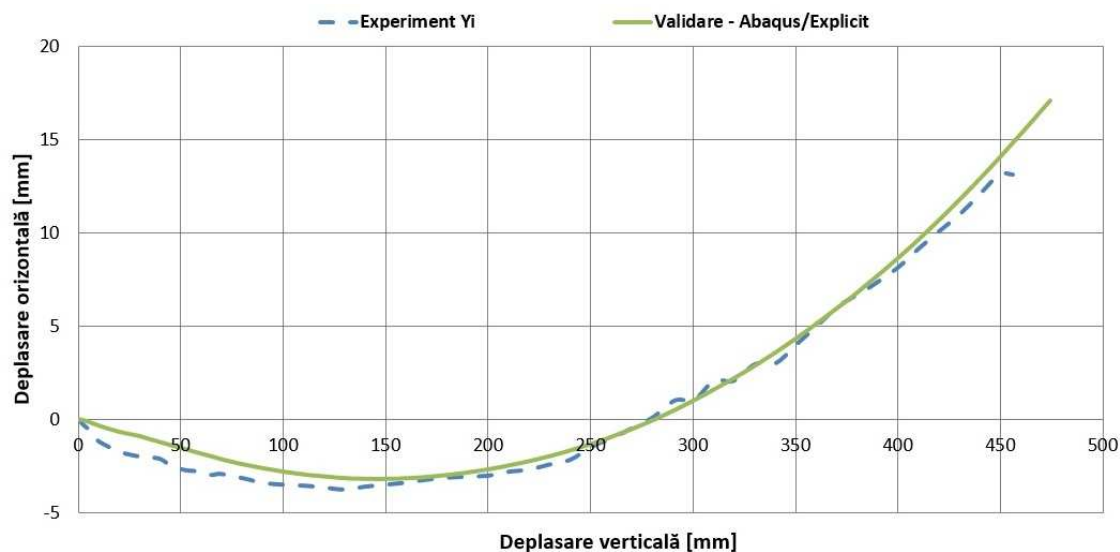


Figura II-29: Curbe „Deplasare orizontală – Deplasare verticală”: Experiment Yi și alții [28] VS. Analiză numerică de validare în Abaqus/Explicit

Studii [25], [44], [19], [84], existente în literatura de specialitate indică faptul că, începând cu deplasări verticale de ordinul unei înălțimii a grinzii, structurile în cadre din beton armat dezvoltă mecanismul de lăncșor. Având în vedere deplasarea verticală maximă înregistrată experimental în studiul lui Yi și alții [28] este în jurul a 450mm, deci depășește de două ori înălțimea grinzii, analiza numerică de validare poate furniza, prin analiza combinată a seturilor de date menționate anterior, concluzii relevante în privința surprinderii tuturor

mecanismelor de rezistență care pot fi dezvoltate de structurile în cadre din beton armat, și deci, spori capacitatea de rezistență la colaps progresiv a acestora.

Astfel, acuratețea analizei numerice de validare poate fi verificată atât pentru mecanismul de rezistență prin încovoiere, prescurtat FA – „Flexural Action”, cât și pentru mecanismul de arc de compresiune, prescurtat CAA – „Compressive Arch Action”, respectiv pentru cel de lăntșor, prescurtat CA – „Catenary Action”. Anumiți autori reunesc, în studiile lor [15], [16], [33], mecanismul de încovoiere, cel de arc de compresiune și translația de la acesta din urmă spre mecanismul de lăntșor sub o singură denumire – comportare de tip Vierendeel – dată fiind însușirea comună a deformatei elementelor de rezistență în aceste stadii: dubla curbură, însușire care dispare odată ruperea armăturilor longitudinale din grindă. În vederea comparației între rezultatele experimentale furnizate de Yi și cele obținute prin analiza numerică realizată în Abaqus/Explicit, în Tabelul II-6 se prezintă sintetic, în termeni de capacitate de rezistență și deplasare verticală din curba de descărcare, punctele cheie care indică apariția unor mecanisme de rezistență și trecerea structurii testate, respectiv analizate numeric, de la un mecanism de rezistență la altul.

Tabelul II-6: Parametrii caracteristici ai mecanismelor de rezistență ai cadrului plan testat de Yi și alții [28]:
Rezultate experimentale VS. Rezultate numerice - Abaqus/Explicit

		Rezultate studiu experimental Yi și alții [28]	Rezultate numerice	
			Analiză Abaqus/Explicit	
			Valori numerice	Creșteri procentuale în raport cu FA
FA	Capacitate de rezistență [kN]	73.2	72.2	-
	Deplasare verticală [mm]	~ 30	~ 30	
CAA	Capacitate de rezistență [kN]	79.5	80.2	+11.08%
	Deplasare verticală [mm]	~ 130	~ 147	
CA	Capacitate de rezistență [kN]	103.4	99.3	+37.5%
	Deplasare verticală [mm]	~ 456	~ 455	

Valorile capacității de rezistență din tabel care corespund mecanismului de încovoiere – FA, atât cele care corespund studiului experimental, cât și cele prezentate în coloana corespunzătoare studiului numeric în Abaqus, sunt determinate, pe baza unui calcul plastic, conform ecuației (10):

$$P_l = 3 \cdot 4 \cdot \frac{M_{pl}}{L_0} \quad (10)$$

unde L_0 reprezintă lumina grinzilor și este egală cu 2.467m, iar M_{pl} este momentul plastic al secțiunii grinzilor (având valoarea 14.85kNm la determinarea capacității de 72.2kN). La această expresie s-a ajuns ținând cont de faptul că armarea superioară a grinzilor este identică cu cea inferioară și considerând formarea mecanismului de cedare compus din câte 4 articulații plastice la fiecare nivel: câte una în fiecare capăt al fiecărei grinzi adiacente stâlpului a cărui avarie este simulată.

Simularea numerică în Abaqus/Explicit indică faptul că scăderea forței suportate pentru deplasarea de aproximativ 455mm survine ca urmare a ruperii armăturilor inferioare din secțiunea grinzii situată la ultimul nivel, adiacent stâlpului avariat. Acest mod de cedare se potrivește parțial cu cel descris în studiul experimental al lui Yi și alții [28], care precizează că armăturile care se rup întâi sunt armăturile inferioare, dar din secțiunea grinzii situate la primul nivel, adiacent stâlpului avariat. Figura II-30 ilustrează o comparație între cedarea grinzii din structura testată experimental și cedarea grinzii din modelul numeric realizat în Abaqus/Explicit.

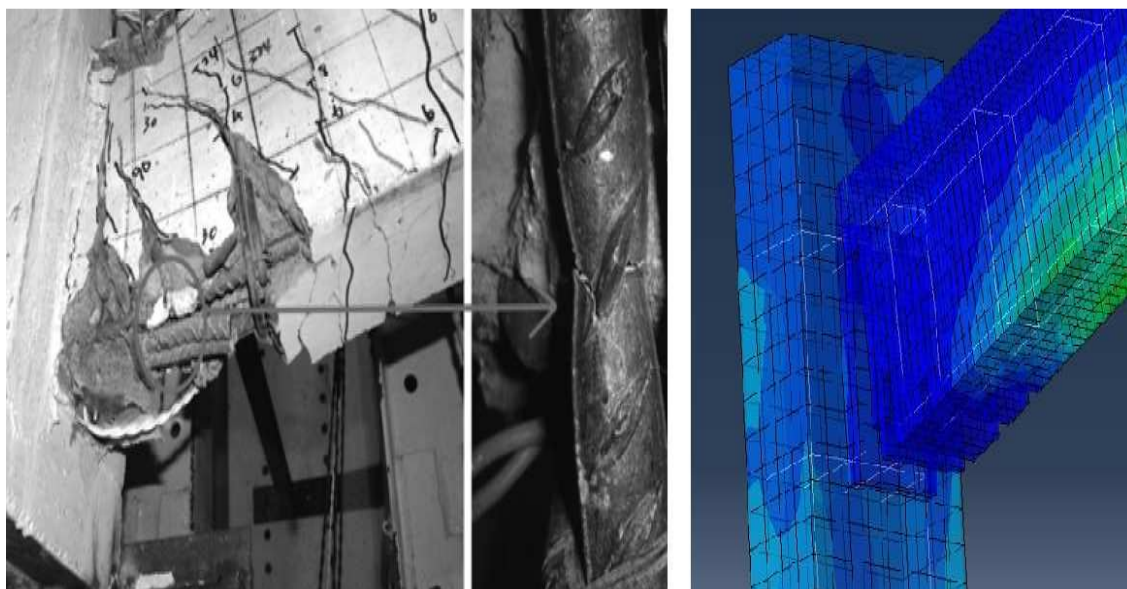


Figura II-30: Cedarea grinzii în structura testată experimental VS. Cedarea grinzii din modelarea numerică – Abaqus/Explicit

În vederea obținerii unor informații suplimentare privind dezvoltarea mecanismelor de rezistență la structurile în cadre din beton armat, respectiv a tranziției structurii de la un mecanism la altul, în urma analizei numerice de validare sunt extrase variațiile eforturilor axiale și a momentelor încovoietoare în grinzi, ca date suplimentare față de cele necesare în vederea verificării preciziei acestei analize. Grinzile sunt notate cu „GR_Inf”, „GR_Med”, „GR_Sup”, începând de jos în sus.

Astfel, Figura II-31 prezintă variația eforturilor axiale în grinzile cadrului plan analizat numeric, în funcție de deplasarea verticală a capătului inferior al stâlpului avariat. Pe lungimea grinzii, variația acestor eforturi este una constantă. În vederea unei interpretări cât mai complete a informațiilor extrase din graficul de variație al eforturilor axiale din grinzi, acestea sunt corelate cu datele furnizate de diagramele de variație al momentelor încovoietoare în raport cu același parametru. Aceste diagrame sunt ilustrate prin Figura II-32. Momentele încovoietoare sunt cele aferente secțiunii grinzilor celor trei niveluri ale cadrului plan modelat aflate capetele adiacente stâlpului considerat avariat.

Analiza datelor suplimentare obținute oferă o perspectivă mai completă asupra modului de funcționare al diferitelor mecanisme de rezistență activate, și poate conduce, în urma unor analize suplimentare, la concluzii importante asupra apariției, respectiv a tranziției între mecanismele de rezistență, precum și asupra elementelor portante prin intermediul cărora aceste mecanisme se manifestă.

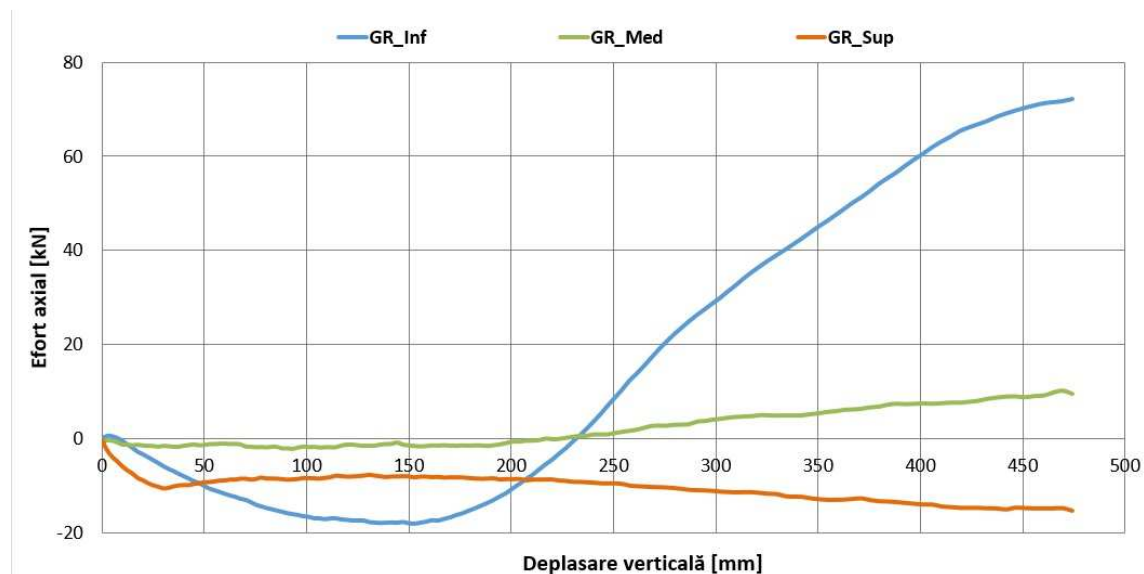


Figura II-31: Rezultate numerice Abaqus/Explicit: Eforturi axiale în grinzile adiacente stâlpului avariati

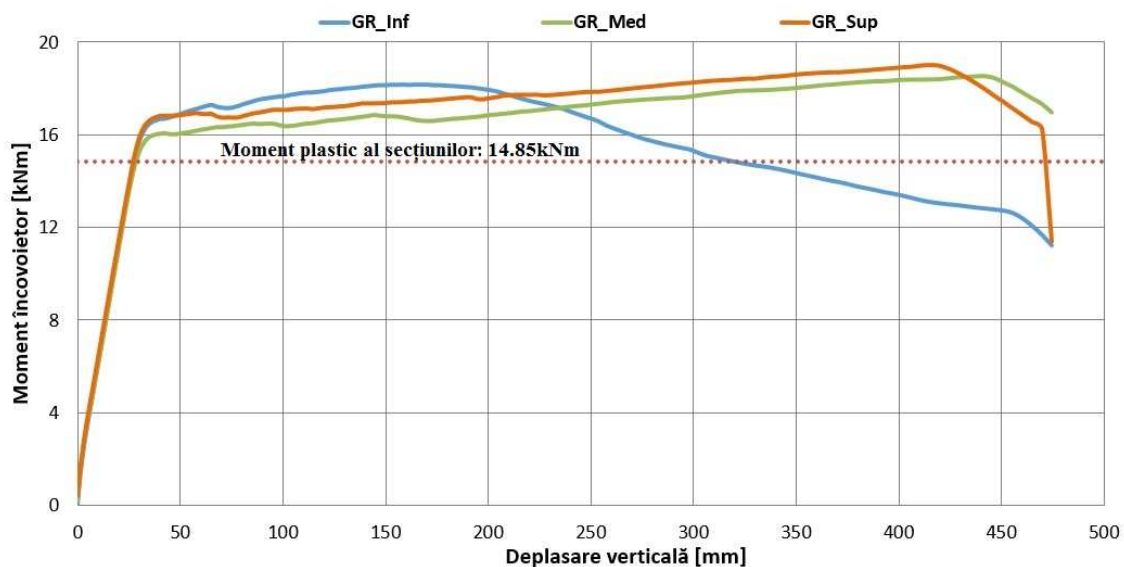


Figura II-32: Rezultate numerice Abaqus/Explicit: Momente încovoietoare în secțiunile grinzilor adiacente stâlpului avariati

II.2.C.i.b. SAP 2000

- Modelul plasticității concentrate utilizând articulații plastice de tip MPH – „Moment Plastic Hinge”

Conform prevederilor din Tabelul 4.1 al UFC [17], conținând valorile care definesc funcționarea articulațiilor plastice punctuale în cazul utilizării acestora pentru evaluarea riscului de colaps progresiv al unei structuri în cadre din beton armat, parametri a, b și c au valorile 0.063rad, 0.1rad respectiv 0.2rad. În cazul definirii curbei M- θ de comportare a articulației plastice cu exact aceste valori, fără a prevedea o minimă pantă pentru tronsonul C-D (Figura II-26) al curbei, problemele de convergență intervin foarte devreme, la rularea analizei. Având în vedere indicațiile ASCE-41 [82] referitoare la apariția unor astfel de situații, tronsonul B-C (Figura II-26) al curbei de comportare a articulației plastice a fost reconfigurat în „Varianta 1”.

Atât noii parametri de definiție ai curbei M- θ , cât și curba „Forță – Deplasare” obținută cu SAP2000 pe baza acestora se pot observa în Figura II-33.

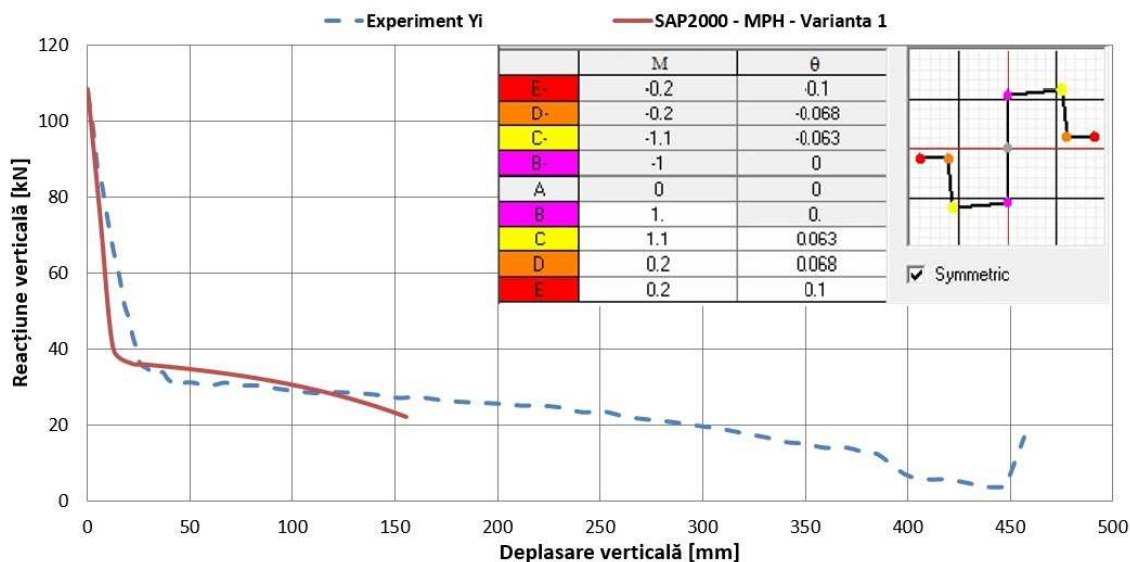


Figura II-33: Parametri curbă M- θ – Varianta 1. Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – MPH – Varianta 1

De această dată problemele de convergență a soluției apar ceva mai târziu. Reconfigurarea curbei M- θ sub forma „Varianta 2”, prin accentuarea pantei de pe tronsonul C-D, conduce la soluția numerică ilustrată prin Figura II-34. Se poate observa o îmbunătățire a convergenței soluției. Curba „Forță – Deplasare” obținută indică însă o cedare prematură a structurii. Aceasta este cauzată de valoarea limită mult prea redusă, a rotirii de 0.063rad; odată depășită această valoare, comportarea definită a articulației plastice impune o cedare prematură a structurii.

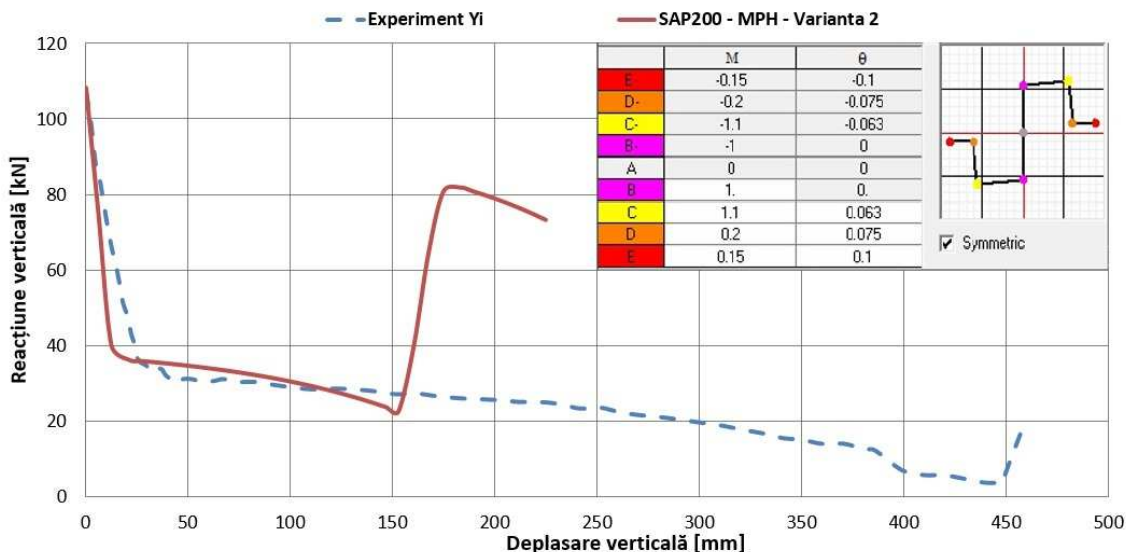


Figura II-34: Parametri curbă M- θ – Varianta 2. Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – MPH – Varianta 2

După cum se arată în numeroase studii [25], [44], [19], [84], în vederea mecanismului de lăntșor, structura trebuie să fie capabilă să dezvolte, fără a intra în colaps, deplasări verticale

semnificative, cel puțin de ordinul unei înălțimi a grinzii. În acest caz, articulațiile plastice sunt amplasate la 200mm (jumătate din latura stâlpului plus jumătate din înălțimea grinzii) de axul stâlpilor. Capacitatea de dezvoltare a deplasărilor verticale este deci dată de capacitatea de rotire a segmentului de grindă dintre cele două articulații plastice, cu o lungime de 2.267m. O rotire de 0.063rad asigură deci o deplasare verticală de doar 143mm, fapt în bună concordanță cu rezultatele sintetizate prin Figura II-34, care indică faptul că cedarea survine la o deplasare verticală de aproximativ 150mm. Rezultă că, valoarea rotirii maxime admisibile la cedare trebuie sporită, astfel încât articulațiile plastice să permită rotiri suficient de mari pentru atingerea unei deplasări verticale de aproximativ 450mm. Într-un studiu propriu [21], utilizând tot modelul plasticității concentrate bazat pe articulații de tip MPH, din SAP2000, Choi și Kim procedează de asemenea la corectarea rotirii limită, la o valoare de 0.15rad. În cazul de față, în vederea permiterii unor deplasări verticale de 450mm, rotirea limită se fixează la valoarea 0.199rad, curba $M-\theta$ reconfigurându-se în „Varianta 3”. Rezultatele obținute pe baza acestei ultime variante și parametrii curbei $M-\theta$ se pot observa în Figura II-35.

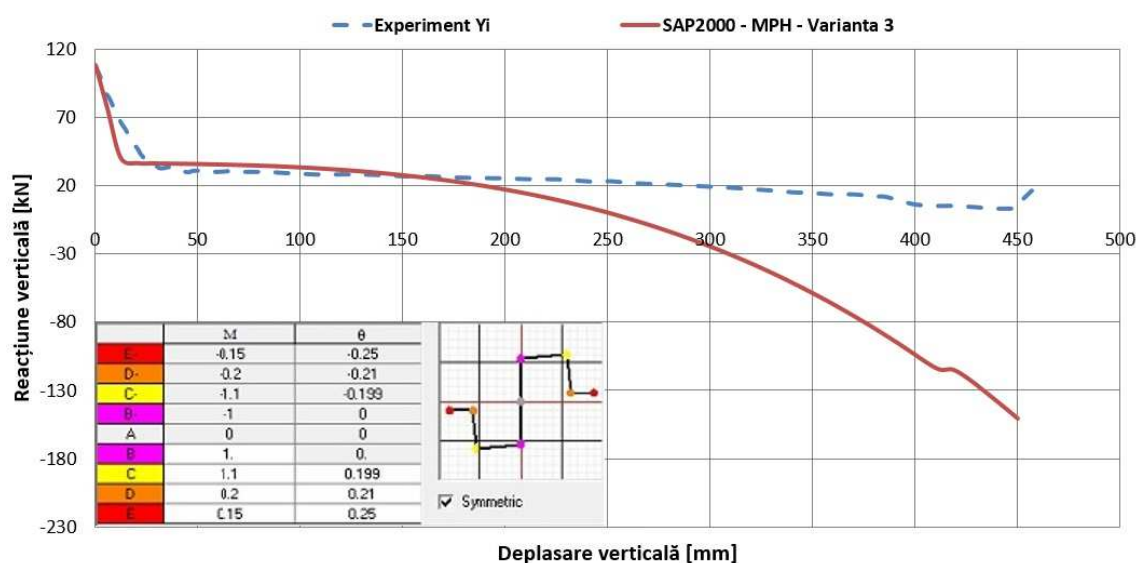


Figura II-35: Parametri curbă $M-\theta$ – Varianta 3. Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – MPH – Varianta 3

Această a 3-a tentativă de reprezentare numerică a comportării unui cadru plan din beton armat, testat experimental de Yi, prin intermediul conceptului de plasticitate punctuală bazat pe articulații plastice de tip MPH supraapreciază rezerva de rezistență datorată mecanismului de lăncșor.

- Modelul plasticității concentrate utilizând articulații plastice de tip FPH – „Fiber Plastic Hinge”

În modelarea plasticității concentrate prin intermediul articulațiilor plastice de tip FPH intervin doi parametri esențiali. Primul dintre ei este modul de definire al legilor uni-axiale de material. După cum s-a menționat anterior, pentru analizele numerice din SAP2000, legile uni-axiale de material pentru beton și oțel sunt identice cu cele utilizate în modelarea numerică realizată în Abaqus/Explicit. Un al doilea parametru deosebit de important în conceptul de plasticitate concentrată este lungimea echivalentă pentru articulațiile plastice punctuale. Mai ales în ce privește structurile din beton armat, aceasta este o problemă mereu curentă și intens disputată de comunitatea științifică. După cum subliniază Yu și Tan în studiul lor [25], alegerea

lungimii echivalente a articulației plastice poate să conducă la rezultate și eronate în aprecierea nivelului de rezistență la colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat. Opiniile cercetătorilor în privința lungimii echivalente a articulațiilor plastice în literatura tehnică de specialitate sunt dintre cele mai variate. În lucrarea lor [85], Park și Paulay fac o sinteză a diferitelor formule empirice de stabilire a lungimii echivalente pentru articulațiile plastice, prezentând valori cuprinse între 0.4 și 2.4 din înălțimea utilă a secțiunii. Paulay, Bachmann și Moser indică în lucrarea lor [86] o lungime echivalentă a articulației plastice egală cu de două ori înălțimea grinzii. În studiul dedicat investigării aportului mecanismului de arc de compresiune în rezistența la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat [25], Yu și Tan consideră o lungime echivalentă a articulației plastice egală cu jumătate din lungimea grinzii. În vederea obținerii unei soluții optime, analiza de validare cu modelarea plasticității bazată pe articulațiile plastice de tip FPH este rulată succesiv pentru trei lungimi echivalente ale articulațiilor plastice: $0.5 \cdot h_{grindă}$, $1.0 \cdot h_{grindă}$, $1.5 \cdot h_{grindă}$ și $2.0 \cdot h_{grindă}$, adică 0.1m, 0.2m, 0.3m, respectiv 0.4m. Curbele „Forță – Deplasare” de descărcare, obținute în urma acestor analize numerice sunt prezentate în Figura II-36.

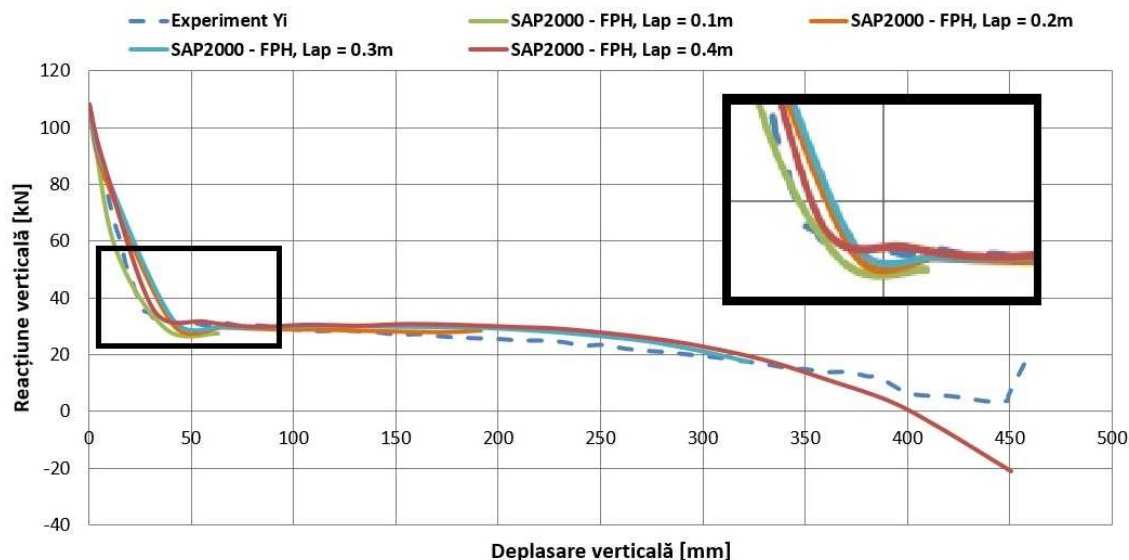


Figura II-36: Curbe „Forță – Deplasare” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000 – FPH

Conform graficelor din Figura II-36, pentru o lungime echivalentă a articulației plastice egală cu $0.5 \cdot h_{grindă}$, apar probleme numerice la scurt timp după intrarea în curgere a secțiunii, iar soluția nu poate fi urmărită numeric decât până la o deplasare verticală de 60-70mm. Odată cu mărirea lungimii echivalente articulației plastice la valorile $1.0 \cdot h_{grindă}$ și $1.5 \cdot h_{grindă}$, problemele numerice apar doar când se ajunge la o deplasare verticală de aproape 200mm, respectiv 320mm. Pentru lungimea echivalentă a articulației plastice egală cu $2.0 \cdot h_{grindă}$, modelul plasticității concentrate bazat pe articulații plastice de tip FPH nu mai indică problemele de ordin numeric în domeniul de deplasări 0 - 450mm al soluției, însă aportul de rezistență al mecanismului de lanțisor la capacitatea portantă a cadrului plan modelat este supraapreciat odată cu atingerea deplasării de 350mm.

În vederea extragerii unei concluzii mai precise în legătură cu posibilitatea surprinderii numerice a mecanismelor de rezistență ale cadrelor din beton armat la colaps progresiv utilizând modelele plasticității concentrate bazate pe articulații plastice de tip MPH, respectiv FPH, Figura II-37 prezintă, în manieră comparativă, variația deplasărilor laterale de la nivelul 1, din

inima stâlpilor adiacenți stâlpului avariat. Comparația este realizată între datele obținute de Yi pe cale experimentală și cele numerice, obținute pe baza modelelor de plasticitate distribuită (Abaqus/Explicit), respectiv de plasticitate concentrată (MPH, FPH). Variantele de modelare ale căror rezultate au fost considerate relevante sunt „Varianta 3” pentru modelul MPH, respectiv varianta în care lungimea echivalentă a articulației plastice este de $2.0 \cdot h_{grindă}$, pentru modelul FPH.

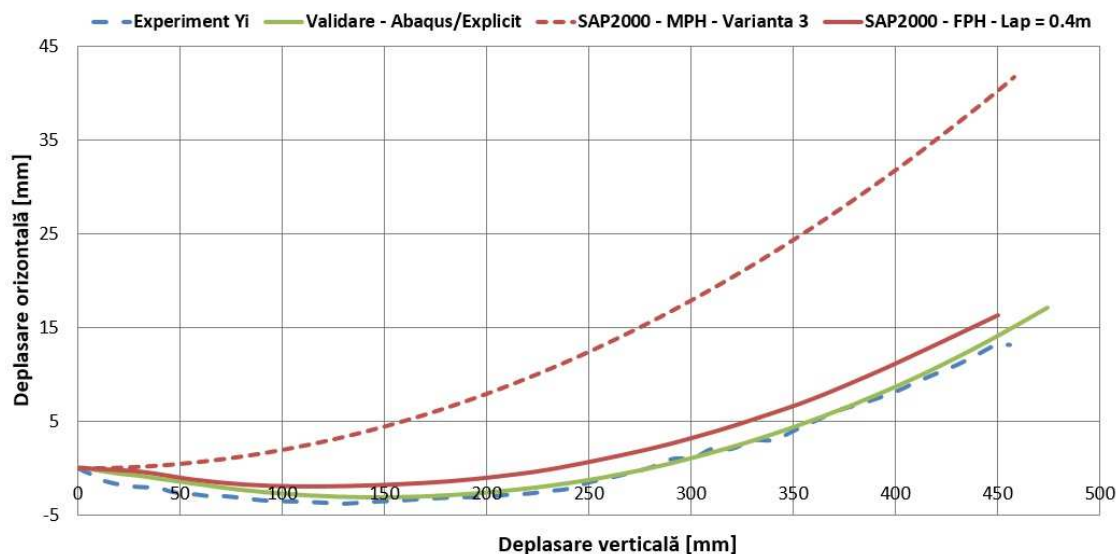


Figura II-37: Curbe „Deplasare orizontală – Deplasare verticală” de descărcare: Experiment Yi și alții [28] VS. SAP2000

II.2.C.ii. Analiza de validare bazată pe studiul experimental derulat de Bailey și alții [13]

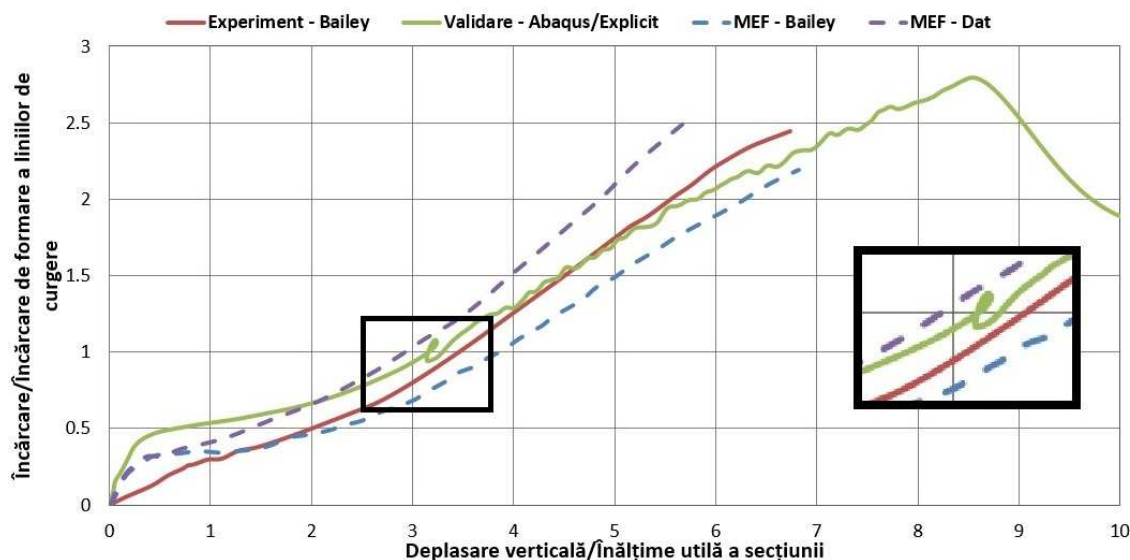


Figura II-38: Analiză de validare Abaqus/Explicit VS. Experiment Bailey și alții [13] VS. Studiu numeric Bailey VS. Studiu numeric Dat [14]

După cum se arată în secțiunea II.2.A.ii a prezentei lucrări, rezultatele obținute în urma încărcării cu forțe uniforme distribuite a specimenului de placă dreptunghiulară M1 sunt sintetizate sub forma unei curbe trasate într-un sistem de axe rectangulare unde axa orizontală măsoară raportul dintre deplasarea verticală maximă a plăcii și înălțimea utilă medie a secțiunii

plăcii (10.58mm), iar axa verticală măsoară raportul dintre sarcina curentă aplicată și sarcina corespunzătoare formării mecanismului liniilor de curgere, indicată de autori ca fiind 8.52kN/m^2 . În Figura II-38 sunt prezentate, în manieră comparativă, rezultatele numerice obținute prin analiza de validare în Abaqus/Explicit descrisă detaliat anterior, respectiv rezultatele numerice obținute de Bailey [13] și Dat [14], în ambele cazuri fiind utilizat programul de analiză structurală, bazat pe metoda elementelor finite, DIANA.

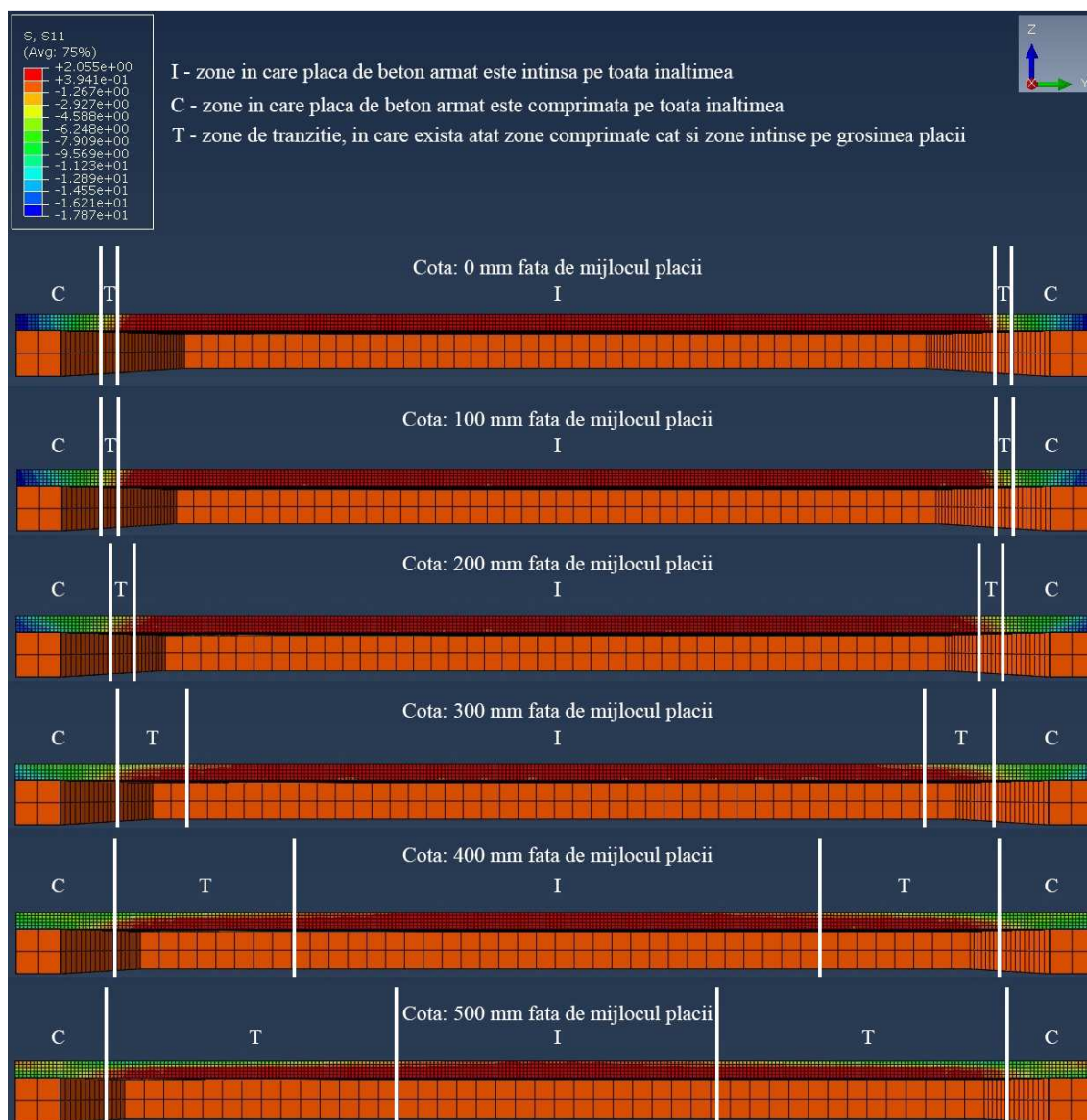


Figura II-39: Analiză numerică de validare Abaqus/Explicit: Configurația zonelor întinse și comprimate, pe grosimea plăcii, la o deplasare verticală maximă de 40mm – Secțiune transversală

În vederea studiului detaliat al manifestării mecanismului de membrană comprimată respectiv întinsă, au fost extrase - în urma rulării analizei numerice de validare rulate în Abaqus/Explicit - informații referitoare la manifestarea tensiunilor de întindere și compresie pe grosimea plăcii. Figura II-39 prezintă modul de distribuție al zonelor întinse, comprimate sau mixte, de-a lungul laturii scurte, de pe grosimea plăcii, pentru mai multe secțiuni transversale ale plăcii și corespunzând unei deplasări verticale maxime de 40mm.

Imaginea de ansamblu asupra distribuției zonelor întinse și comprimate pe grosimea plăcii, corelată cu identificarea zonelor în care, în urma solicitărilor, modulul de elasticitate la întindere al betonului se degradează, conduce la ilustrarea sugestivă a mecanismelor de rezistență caracteristice plăcilor din beton armat: mecanismul liniilor de curgere, mecanismul de membrană întinsă, respectiv comprimată. Afectarea modulului de elasticitate la întindere al betonului ca urmare a solicitărilor poate fi observată în Abaqus prin afișarea hărților de degradare oferite prin calculul parametrului DAMAGEET, la fiecare pas al analizei, pentru fiecare element finit din model care lucrează conform modelului constitutiv definit prin opțiunea „Concrete Damaged Plasticity”.

Astfel, la secțiunea VI.ANEXE, subsecțiunea VI.1 a prezentei lucrări, ilustrarea grafică a mecanismului liniilor de curgere în urma analizei numerice în Abaqus/Explicit poate fi observată în cadrul figurilor Figura A-69 - Figura A-74. Acestea prezintă, în diferite stadii de solicitare/deformare, zonele de pe fața inferioară a plăcii, caracterizate de degradarea modulului de elasticitate al betonului. În cadrul aceleiași secțiuni, ilustrarea mecanismului de membrană întinsă, respectiv comprimată prin analiza numerică de validare Abaqus/Explicit poate fi observată de la Figura A-75 până la Figura A-78. Aceste figuri prezintă, în diferite stadii de solicitare/deformare, zonele de pe fața superioară a plăcii, cu degradarea modulului de elasticitate la întindere al betonului.

Modul de cedare al specimenului M1, rezultat din analiza de validare coincide cu cel rezultat din studiul experimental, în sensul în care, în ambele situații cedarea survine în urma ruperii armăturilor longitudinale din placă, cu mențiunea că deși în nici unul din cazuri această rupere nu survine exact la mijlocul deschiderii lungi a plăcii, în cazul analizei numerice fenomenul apare ceva mai departe de zona centrală a plăcii decât în cazul studiului experimental (Figura A-79 și Figura A-80).

II.3. Sinteza rezultatelor. Concluzii preliminare. Contribuții personale.

II.3.A. Analiză numerică de validare folosind modelul plasticității distribuite: Abaqus/Explicit

II.3.A.i. Sinteza rezultatelor analizei numerice de validare bazată pe studiul experimental derulat de Yi și alții [28]

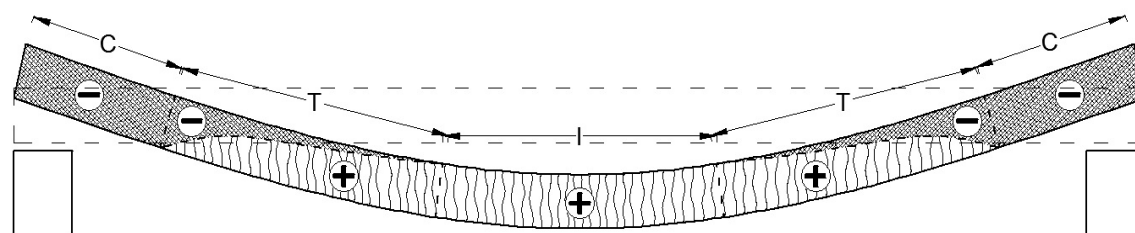
Rezultatele furnizate de analiza numerică rulată în Abaqus/Explicit indică faptul că toate mecanismele de rezistență caracteristice structurilor în cadre din beton armat, adică mecanismul de rezistență prin încovoiere – FA, mecanismul de rezistență prin acțiunea de arc de compresiune – CAA, respectiv mecanismul de rezistență prin acțiunea de lăntșor – CA pot fi reprezentate numeric cu succes, utilizând modelul plasticității distribuite în combinație cu un algoritm de eroziune. Modelul numeric descris este capabil, de asemenea, să surprindă cu acuratețe satisfăcătoare, discontinuitățile discrete de material, atât în cazul oțelului (ruperea armăturilor), cât și în cazul betonului (zdrobirea sau fisurarea betonului). Având în vedere faptul că, în urma comparației dintre curba „Forță – Deplasare” de descărcare indicată în studiul experimental aparținând lui Yi și alții [28] (Figura II-28, Tabelul II-6) și cea obținută în urma analizei numerice rulată în Abaqus/Explicit, rezultă diferențe procentuale de 0.88% în termeni de capacitate de rezistență mobilizate cu ajutorul mecanismului CAA, 3.97% în termeni de

capacitate de rezistență mobilizate cu ajutorul mecanismului CA, 13% în privința deplasării limită care indică trecerea de la acțiunea mecanismului CAA la cea a mecanismului CA, respectiv 1% în privința deplasării care indică cedarea, se concluzionează că analiza numerică surprinde, cu un grad ridicat de precizie rezultatele obținute experimental. Comparând curba „Deplasare orizontală – Deplasare verticală” obținută pe cale experimentală cu cea obținută pe cale numerică (Figura II-29), rezultă că efectul de „beam growth” din structura testată experimental este reprezentat cu acuratețe prin modelul numeric propus. Acesta fiind fenomenul cheie care stă la baza manifestării mecanismului de arc de compresiune, rezultă – o dată în plus – că modelul numeric utilizat este capabil să surprindă cu acuratețe influența acestui mecanism asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a unei structuri în cadre din beton armat. Sporul de capacitate portantă mobilizat prin mecanismul CAA este de aproximativ 11%, iar cel mobilizat prin mecanismul CA este de aproximativ 37.5%. Aceste valori sunt semnificativ mai mici decât valori omoloage raportate în urma unor alte studii experimentale (de ordinul a 26% - 32% pentru CAA, respectiv 108% - 133% pentru CA [44]) pe subansamble grindă-stâlp, având rezemări perfect-rigide la capete, atât din punct de vedere al restricțiilor axiale, cât și din punctul de vedere al celor de rotire. Rezultă de aici, necesitatea considerării cu acuratețe a rigidităților axiale în analizele numerice de evaluare a capacității de rezistență la colaps progresiv, cu considerarea aportului de rezistență adus de mecanismele CAA și CA. Aceste rezultate subliniază, ca și cele semnalate de Jun Yu și Tan Kang-Hai în studiile lor [25], [44], necesitatea aprofundării studiului efectului restricțiilor axiale și de rotire asupra nivelului de rezistență mobilizat prin mecanismele CAA și CA. Diagramele de variație a eforturilor secționale (eforturi axiale - Figura II-31, respectiv momente încovoietoare - Figura II-32) în grinzi adiacente stâlpului considerat avariat, de la cele trei niveluri ale cadrului plan, rezultate în urma analizei numerice de validare în Abaqus/Explicit indică faptul că efectul mecanismului CAA, și mai apoi al mecanismului CA, se manifestă doar în secțiunile grinzii de la parter. Grinda de la nivelul unu nu înregistrează eforturi axiale semnificative pe parcursul încărcării. În grinda de la nivelul doi, rezultatele analizei numerice de validare indică un nivel semnificativ și aproximativ constant al efortului de compresiune. Valorile momentelor încovoietoare sunt în bună corelare cu cele ale eforturilor axiale: pentru situațiile în care secțiunile grinzilor înregistrează compresiuni, momentele încovoietoare din secțiunile respective au valori mai mari decât momentul capabil plastic al secțiunii. În aceste condiții este de interes studiul aprofundat al modului de manifestare al mecanismelor CAA și CA, prin investigarea distribuției eforturilor în grinzi, în cazul considerării unor cazuri de avarie de la niveluri intermediare sau de la ultimul nivel al structurilor în cadre din beton armat.

II.3.A.ii. Sinteza rezultatelor analizei numerice de validare bazată pe studiul experimental derulat de Bailey și alții [13]

Sinteza rezultatelor obținute prin analiza numerică de validare în Abaqus/Explicit indică faptul că mecanisme de rezistență caracteristice plăcilor din beton armat (mecanismul liniilor de curgere, mecanismul de membrană întinsă, respectiv comprimată) pot fi surprinse în limitele de acuratețe satisfăcătoare și acceptate în literatura tehnică de specialitate (Bailey [13] și Dat [14]) cu același model numeric utilizat și dovedit eficient în surprinderea mecanismelor de rezistență caracteristice cadrelor din beton armat (FA, CAA respectiv CA). Analiza numerică urmărește suficient de bine comportarea până la cedare a specimenului M1, indicată de autorii studiului experimental, supraevaluând totuși sarcina și deplasarea ultimă comparativ cu studiul experimental. Curba rezultată ca urmare a rulării analizei numerice de validare prezintă o

neregularitate (Figura II-38) în zona valorii 1 pe axa verticală a sistemului de axe în care sunt sintetizate rezultatele. Apariția acestei neregularități coincide cu momentul atingerii sarcinii corespunzătoare formării liniilor de curgere. Bailey reamintește în lucrarea sa [13], că o astfel de instabilitate este un indicator al trecerii sistemului de la funcționarea în regim de mecanism al liniilor de curgere, la funcționarea în regim de mecanism de membrană întinsă, respectiv comprimată: „Provided this instability is not too violent, the slab goes into tensile membrane action with the reinforcement carrying the vertical load by acting as a kind of tensile net.” [13].



- | | | | |
|---|------------------------------|---|-------------------------------------------------------|
| + | - zone supuse la întindere | C | - zone unde placa este comprimată pe întreaga grosime |
| - | - zone supuse la compresiune | I | - zone unde placa este întinsă pe întreaga grosime |
| | | T | - zone de tranziție între zone de tip C respectiv I |

Figura II-40: Reprezentare sintetică a mecanismului de membrană întinsă/comprimată

În vederea unei imagini detaliate a formării și manifestării mecanismului de membrană întinsă, respectiv comprimată în cazul plăcilor din beton armat, în urma analizei numerice de validare Abaqus/Explicit au fost extrase, după cum se arată în Figura II-39, configurațiile zonelor întinse și comprimate pe grosimea plăcii, în mai multe secțiuni transversale ale acesteia. Pentru fiecare din secțiunile analizate se pot delimita trei zone, conform cu cele ilustrate în Figura II-40, astfel: o zonă, în apropierea reazemelor, în care placa este comprimată pe toată grosimea (delimitată de cota C), o zonă centrală în care placa este întinsă pe toată grosimea (delimitată de cota I), respectiv o zonă de tranziție (delimitată de cota T) în care partea inferioară a plăcii este întinsă, iar partea superioară este comprimată. Zona de tip I este mai dezvoltată spre centrul deschiderii plăcii, în timp ce zona de tip C este mai dezvoltată în apropierea reazemelor.

II.3.B. Analize numerice de validare folosind modelul plasticității concentrate:

SAP2000

- MPH

În vederea surprinderii numerice a mecanismelor de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat cu ajutorul conceptului de plasticitate concentrată bazat pe articulații plastice de tip MPH s-au rulat, pornind de la experimentul derulat de Yi și alții [28], trei analize de validare, cu diferite configurații ale curbelor M-θ, care descriu comportarea articulațiilor plastice. Rezultatele acestor analize (Figura II-33, Figura II-34, Figura II-35), alăturate comparativ rezultatelor experimentale, indică reprezentarea numerică inexactă a comportării reale a cadrului plan testat experimental. Diagrama deplasărilor laterale ale inimii stâlpilor adiacenți stâlpului avariat (Figura II-37) obținută numeric, indică incapacitatea modelului de plasticitate concentrată, bazat pe articulații plastice de tip MPH, de a surprinde corect efectul de „beam growth”, deci influența mecanismului de arc de compresiune. Schimbarea prematură a pantei în curbele „Forță – Deplasare” de descărcare pentru toate cele

trei variante (Figura II-33, Figura II-34, Figura II-35) de modelare confirmă concluzia anterioară prin faptul că, în lipsa efortului axial de compresiune, secțiunile grinzilor au momente capabile plastice reduse. În concluzie, modelul plasticității concentrate bazat pe articulații de tip MPH nu permite considerarea efectului mecanismelor CAA și CA asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat, după cum confirmă și alte studii [16], [33] existente în literatura de specialitate.

- FPH

După cum s-a evidențiat anterior, capacitatea modelelor numerice bazate pe conceptul de plasticitate concentrată care utilizează articulații plastice de tip FPH de a reda, numeric și cu acuratețe satisfăcătoare, influența mecanismelor de rezistență post-încovoire asupra potențialului de colaps progresiv al structurilor în cadre din beton armat nu a fost deocamdată suficient studiată. Parametrul care este determinant în definirea articulațiilor plastice de tip FPH este lungimea echivalentă a articulației plastice. În concordanță cu studii existente [25], [85], [86] în această privință, în analiza de validare numerică a conceptului de plasticitate concentrată bazat pe articulații de tip FPH, pornind de la experimentul derulat de Yi și alții [28], se consideră patru variante de lungimi echivalente ale articulației plastice de tip FPH: $0.5 \cdot h_{grindă}$, $1.0 \cdot h_{grindă}$, $1.5 \cdot h_{grindă}$ și $2.0 \cdot h_{grindă}$, adică 0.1m, 0.2m, 0.3m, respectiv 0.4m. Prima dintre variante indică probleme premature de convergență ale soluției. După cum se observă și în Figura II-36, celelalte trei variante reprezintă satisfăcător nivelul de rezistență datorat mecanismului CAA, cu mențiunea că variantele doi și trei subapreciază rigiditatea inițială a structurii modelate. Astfel, varianta de modelare bazată pe conceptul de plasticitate concentrată care folosește articulații plastice de tip FPH și care oferă reprezentarea numerică cea mai apropiată de realitate a influenței mecanismelor de rezistență post-încovoire asupra capacității de rezistență la colaps progresiv a structurii modelate este cea în care lungimea echivalentă a articulației plastice s-a considerat $2.0 \cdot h_{grindă}$, respectiv 0.4m în acest caz. Atât rigiditatea inițială cât și aportul de capacitate portantă asigurat prin manifestarea mecanismului CAA sunt reprezentate cu o acuratețe bună, conform rezultatelor. După cum rezultă din Figura II-37, care prezintă variația deplasărilor orizontale din inima stâlpilor adiacenți stâlpului avariat pe parcursul încărcării, modelul numeric în care plasticitatea este modelată cu ajutorul conceptului articulațiilor plastice punctuale de tip FPH surprinde cu acuratețe satisfăcătoare fenomenul de „beam growth”. Aceste concluzii sunt în concordanță cu cele rezultate în urma studiilor realizate de colectivele de cercetare conduse de Sasani [16], [33], respectiv Tan [25], [44]. Comportarea structurii la deplasări mari este însă reprezentată satisfăcător doar parțial, până în jurul deplasării verticale de aproximativ 350mm. Odată depășit acest nivel de deplasare verticală, modelul numeric utilizat supraapreciază sporul de capacitate portantă adus de mecanismul CA și nu este capabil să surprindă cedarea structurii. Deși indică probleme de convergență, nu trebuie neglijat faptul că modelul care utilizează articulații plastice de tip FPH, având lungimea echivalentă a articulației plastice egală cu $1.0 \cdot h_{grindă}$, oferă rezultate numerice cu un nivel satisfăcător de acuratețe pentru deplasări verticale de ordinul unei înălțimi a grinzii. Având în vedere faptul că utilizarea modelului plasticității concentrate - atât în varianta MPH, cât și în varianta FPH - în combinație cu elemente finite liniare nu a oferit rezultate satisfăcătoare în reprezentarea mecanismelor de rezistență caracteristice cadrelor din beton armat, în studiul sintetizat prin prezenta lucrare nu s-a luat în considerare încercarea unei analize numerice de validare a unui model similar în vederea reprezentării numerice a mecanismelor de rezistență caracteristice plăcilor din beton armat.

În urma sintezei realizate, se pot desprinde, cu titlul de contribuții originale la cercetările existente în domeniu, următoarele:

- ✓ **Identificarea unui model numeric**, utilizabil în analize de statice neliniare de tip „pushdown”, **capabil să surprindă fenomenele cu un pronunțat caracter de neliniaritate ce pot apărea la solicitarea statică, până la cedare, a structurilor în cadre din beton armat: ruperea armăturilor, fisurarea sau zdrobirea discretă a betonului.** Modelul numeric propus rezultă în urma adaptării unei analize de tip Explicit - destinată analizei fenomenelor dinamice (disponibilă în Abaqus) – în vederea studiului unor fenomene statice; acest tip de analiză este utilizat în combinație cu modelarea neliniarității fizice atât în cazul betonului (prin utilizarea „Concrete Damaged Plasticity” [72]) cât și în cazul armăturilor din oțel (prin utilizarea „Plastic Option” [72]), **respectiv în combinație cu un algoritm de eroziune, implementat cu ajutorul unei subrutine Fortran.** Modelul numeric propus prezintă premisele eficienței – în ciuda densității relativ mari de elemente finite, necesară pentru obținerea unor rezultate corecte – ca urmare **a eliminării problemelor de convergență prin folosirea unui procedeu de analiză de tip Explicit.** Într-unul din studiile sale [14], Dat indică terminarea unei analize similare ca urmare a apariției unor astfel de probleme la studiul plăcilor din beton armat în domeniul deplasărilor mari.
- ✓ **Calibrarea și validarea modelului numeric propus în analiza comportării post-avarie a structurilor compuse din elemente liniare din beton armat (grinzi, stâlpi),** pe baza studiului experimental derulat de Yi și alții [28]. Rezultatele analizei de validare indică o bună capacitate a modelului numeric propus de a reda, cu acuratețe, comportarea structurii analizate atât în domeniul deplasărilor mici cât și în domeniul deplasărilor mari. **Dezvoltarea diferitelor mecanisme de rezistență (FA, CAA, CA),** translația modului de funcționare al structurii de la un mecanism la altul, **nivelul de rezistență atins, nivelul deplasărilor dar și cedarea structurii** sunt corect surprinse prin intermediul modelului numeric propus.
- ✓ **Validarea modelului numeric propus în analiza comportării plăcilor atât în domeniul deplasărilor mici cât și în domeniul deplasărilor mari,** pe baza studiului experimental derulat de Bailey și alții [13]. **Rezultatele analizei de validare sunt în limite de acuratețe satisfăcătoare** prin comparație cu rezultatele obținute în urma unor analize numerice, bazate pe același studiu experimental (Figura II-38), prezentate în literatura tehnică de specialitate ([14], [28]). **Formarea mecanismului liniilor de curgere, dezvoltarea mecanismului de membrană întinsă/comprimată cât și translația între cele două moduri de funcționare ale plăci sunt reprezentate și identificate, inclusiv în mod grafic,** cu ajutorul modelului numeric propus.

III. CAPITOLUL III: Factori determinanți în activarea și analiza numerică a mecanismelor de rezistență post-încovoiere

Concluziile analizelor numerice de calibrare și validare prezentate în Capitolul II indică faptul că Abaqus/Explicit reprezintă o unealtă de analiză numerică, bazată pe metoda elementelor finite, ce oferă rezultate bune în reprezentarea mecanismelor de rezistență caracteristice structurilor în cadre din beton armat, atât în domeniul micilor deplasări, cât și în domeniul deplasărilor mari, chiar în condițiile unor discontinuități de material. Astfel, mecanismul clasic de încovoiere, mecanismul de arc de compresiune, mecanismul de lăntșor – tipuri de comportare caracteristice grinzilor – dar și mecanismul liniilor de curgere și cel de membrană întinsă respectiv comprimată – tipuri de comportare caracteristice plăcilor – pot fi surprinse cu o bună acuratețe cu ajutorul modelului numeric prezentat pe larg în cadrul capitolului II. Având în vedere acestea, în continuare se urmărește studiul detaliat al modului de manifestare a mecanismelor surprinse, respectiv al factorilor care le influențează, pornind de la conceptul de așa-zis „experiment numeric”. Prin raportarea la datele numerice obținute prin analizele de validare, la problemele și întrebările semnalate de rezultate existente în literatura tehnică de specialitate, rezultă necesitatea efectuării unor studii parametrice suplimentare complementare orizontului informațiilor și cunoștințelor disponibile la ora actuală în domeniu. Astfel, capitolul curent investighează și identifică parametrii cheie în activarea mecanismelor de rezistență la colaps progresiv caracteristice structurilor în cadre din beton armat.

În vederea realizării unui studiu cât mai complet și corect, considerând de asemenea prevederile ghidului redactat de GSA în 2003 [1] conform cărora placa de beton armat nu este considerată ca element de rezistență primar, analiza factorilor determinanți pornește de la structuri plane și spațiale compuse exclusiv din elemente de rezistență liniare (stâlpi, grinzi). Modelele numerice utilizate sunt derivate din modelul numeric validat pe baza studiului experimental derulat de Yi și alții [28]. Coduri de proiectare mai recente – ca cel redactat de DoD în 2009 [17] – permit considerarea opțională a plăcii ca element de rezistență primar. De asemenea, cercetări experimentale și teoretice recente ([14], [24]) abordează analiza capacității de rezistență în cazul avariei unor elemente de rezistență verticale considerând efectul plăcii. Ca urmare, un set de studii numerice suplimentare au ca scop evaluarea influenței considerării plăcilor asupra mecanismelor de rezistență caracteristice grinzilor, deja studiate, respectiv stabilirea posibilității de activare a mecanismelor de rezistență post-încovoiere, caracteristice plăcilor, a factorilor determinanți în activarea acestora și a sporului de capacitate portantă aferent. În acest sens, sunt create și analizate modele numerice bazate pe cele două studii experimentale utilizate în validarea și calibrarea modelului numeric descris în cadrul capitolului II: studiul experimental derulat de Yi și alții [28], respectiv studiul experimental derulat de Bailey și alții [13].

III.1. Mecanisme de rezistență – Structuri de rezistență din elemente liniare (cadre pure: stâlpi, grinzi)

Modul de conformare al secțiunii elementelor de rezistență liniare (stâlpi, grinzi) precum și proprietățile mecanice (rezistență, deformabilitate) ale materialelor componente

(oțel, beton) impun comportarea elementelor de rezistență la solicitările apărute și deci nivelul de rezistență mobilizat prin diferitele mecanisme. De asemenea, flexibilitatea grinzilor poate influența semnificativ nivelul de rezistență mobilizat prin mecanismul de arc de compresiune (CAA), respectiv prin cel de lănișor (CA). Așadar, parametrii aleși pentru analizele numerice bazate pe studiul experimental derulat de Yi și alții [28] sunt: clasa de ductilitate a oțelului, procentul de armare al grinzilor, flexibilitatea grinzilor, respectiv gradul de precizie în modelarea condițiilor de capăt ale grinzilor situate în deschiderile adiacente elementului de rezistență avariat. Având în vedere prevederile celor mai recente coduri de evaluare a riscului de colaps progresiv [17] referitoare la scenariile de avariere de analizat în vederea obținerii unui verdict, se va analiza de asemenea modul de manifestare al mecanismelor CAA și CA în cazul considerării avariei elementului de rezistență vertical, nu doar la parter ci și la niveluri superioare.

III.1.A. Clasa de ductilitate a oțelului: Influență asupra CAA și CA

La începutul anilor 2000, Bachmann atrage atenția în studiul său [73] asupra importanței caracteristicilor de ductilitate ale oțelurilor folosite în realizarea structurilor din beton armat. Autorul subliniază importanța unui nivel bun al ductilității oțelului în asigurarea posibilității dezvoltării unor deformații plastice semnificative de către structurile din beton armat, atât în cazul solicitărilor ciclice induse de seism cât și în cazul unor puternice solicitări gravitaționale, induse de explozii sau alte evenimente excepționale. Tabelul III-7 prezintă încadrarea oțelurilor folosite în realizarea structurilor din beton armat în clasele de ductilitate definite conform SR-EN-1992-1-1 [71].

Tabelul III-7: Clase de ductilitate pentru oțel-beton conform SR-EN-1992-1-1 [71]

Clasă de ductilitate - Bare	A	B	C
Valori limită pentru $f_t/f_{yk} = k$	$k \geq 1.05$	$k \geq 1.08$	$1.35 \geq k \geq 1.15$
Deformabilitate corespunzătoare lui f_t (A_{gt})	$A_{gt} \geq 2.5\%$	$A_{gt} \geq 5.0\%$	$A_{gt} \geq 7.5\%$

* f_{yk} – limită de curgere (efort unitar corespunzător unei deformații remanente de 0.2%)

* f_t – rezistența la întindere

Conform definiției claselor de ductilitate din Tabelul III-7, oțelul HRB400 utilizat în realizarea structurii experimentale testate de Yi și alții [28] se încadrează în clasa de ductilitate C, având un raport k în jurul valorii de 1.39. S-a arătat anterior faptul că, în cazul avarierii unui element de rezistență vertical, pentru mobilizarea unor resurse suplimentare de rezistență cu ajutorul mecanismului de lănișor, structura trebuie să fie capabilă să dezvolte deplasări și rotații plastice semnificative fără a ceda. Având în vedere strânsa corelare între ductilitatea oțelului și capacitatea de deformare plastică a structurii în ansamblu, este de interes în ce măsură utilizarea unui oțel cu o încadrare mai slabă din punctul de vedere al clasei de ductilitate permite activarea mecanismelor de rezistență post-încovoiere caracteristice elementelor liniare de rezistență (grinzilor). Astfel, pe baza modelului numeric de validare dezvoltat pornind de la studiul experimental derulat de Yi și alții [28], modificând exclusiv caracteristicile mecanice ale oțelului, păstrând aceeași geometrie a modelului numeric, sunt rulate mai multe analize numerice. Tabelul III-7 prezintă caracteristicile mecanice utilizate în studiul parametric privind influența clasei oțelului asupra mobilizării de capacitate portantă prin mecanismele de rezistență CAA și CA. Pentru fiecare tip de oțel sunt precizate date care permit trasarea curbelor σ - ϵ , este

evidențiat raportul k dar și „viteza” (v_{σ}) de evoluție a tensiunii de la valoarea caracteristică f_{yk} la valoarea maximă f_t . Caracteristicile mecanice ale oțelului BST500 – Clasă C, respectiv ale oțelului PC52 – Clasă C sunt extrase dintr-un set de date obținut de la producător/distribuitor și prezentat la VI.2, în cadrul VI. ANEXE. Conform datelor obținute, ambele oțeluri se încadrează în clasa de ductilitate C, respectând criteriile necesare atât în privința deformabilității cât și în privința raportului între limita de curgere și rezistență. Caracteristicile mecanice ale oțelului S500 – Clasă B sunt alese pe baza informațiilor prezentate de Puskas în teza sa de doctorat [87] privind deformațiile grinzilor late.

Conform criteriilor SR-EN 1992-1-1 [71], caracteristicile prezentate pentru oțelul S500 permit încadrarea acestuia în clasa de ductilitate B, având în vedere valoarea raportului k de 1.09, sub limita de 1.15 necesară pentru o încadrare în clasa de ductilitate C. Conform datelor din Tabelul III-7 încadrarea într-o clasă sau alta de ductilitate se face în funcție de două criterii. Un studiu atent și complet al influenței clasei de ductilitate asupra mobilizării resurselor de rezistență prin mecanismele CAA și CA implică nu doar concluzii referitoare la avantaje sau dezavantaje ale utilizării unor oțeluri încadrate într-o anumită clasă de ductilitate, ci și evaluarea influenței fiecăruia dintre cele două criterii în acest sens. Astfel, având în vedere faptul că oțelul S500 se încadrează în clasa de ductilitate B - și nu în clasa de ductilitate C - ca urmare a nerespectării criteriului impus de raportul k , curba oțelului BST500 – Clasă C este modificată astfel încât, într-o nouă variantă, oțelul să se încadreze în clasa de ductilitate B ca urmare a nerespectării criteriului de deformabilitate, obținându-se astfel caracteristicile mecanice ale oțelului BST500 – Clasă B.

Tabelul III-8: Curbe $\sigma - \varepsilon_{plastic}$ utilizate în studiul parametric al influenței clasei oțelului

		$(f_{yk}, \varepsilon_{pl_yk})$	(f_t, A_{gt})	(f_u, ε_{pl})	$k = f_t/f_{yk}$	$v_{\sigma} = (f_t - f_{yk}) / (100 A_{gt})$
HRB400 (Oțel Yi) – Clasă C	σ [MPa]	416	579	526	1.39	12.54
	ε_{pl}	0	~ 0.13	~ 0.23		
BST500 – Clasă C	σ [MPa]	535	697.4	628	1.30	15.61
	ε_{pl}	0	~ 0.104	~ 0.197		
BST500 – Clasă B	σ [MPa]	535	697.4	628	1.30	-
	ε_{pl}	0	~ 0.050	~ 0.197		
S500 – Clasă B	σ [MPa]	604	660	594	1.09	5.38
	ε_{pl}	0	~ 0.104	~ 0.197		
PC 52 – Clasă C	σ [MPa]	467.6	599.5	539.55	1.28	11.17
	ε_{pl}	0	~ 0.118	~ 0.27		

Analizele numerice rulate pe baza caracteristicilor mecanice prezentate în Tabelul III-8 sunt sintetizate sub forma unor curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” similare curbei trasate în urma studiului experimental derulat de Yi și alții [28]. Curbele obținute pentru fiecare dintre cele cinci seturi de date din Tabelul III-8 sunt prezentate, în manieră comparativă, în Figura III-41. De asemenea, Tabelul III-9 prezintă nivelul de rezistență atins prin intermediul CAA, respectiv CA, în fiecare dintre variantele analizate.

Prin sinteza informațiilor obținute, rezultă următoarele concluzii semnificative privind influența clasei oțelului asupra sporului de rezistență mobilizat cu ajutorul mecanismului de arc de compresiune respectiv cu ajutorul mecanismului de lăntșor:

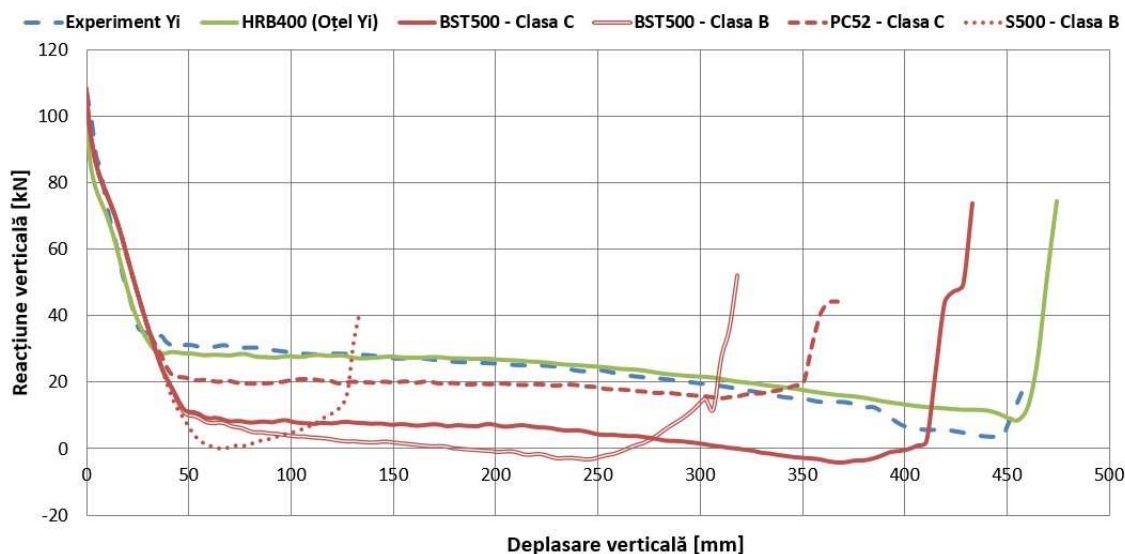


Figura III-41: Influența clasei oțelului în activarea mecanismelor CAA și CA

- ✓ Clasa oțelului influențează, definind capacitatea la încovoiere a grinzii prin valoarea rezistenței caracteristice, sporul de rezistență asigurat prin activarea mecanismului de arc de compresiune. Odată cu sporirea rezistenței caracteristice a oțelului – deci odată cu sporirea capacității la încovoiere a grinzii – se observă (Tabelul III-9) o ușoară creștere a nivelului de rezistență asigurat prin mecanismul CAA.

Tabelul III-9: Nivelul capacității portante mobilizate prin mecanisme de rezistență: Influența clasei oțelului

	FA	CAA		CA		
	[kN]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	Deplasare verticală [mm]
HRB400 (Oțel Yi) – Clasă C	72.2	80.2	+11.08	99.3	+37.5	455
PC 52 – Clasă C	75.7	88.9	+17.37	93.3	+23.25	310
BST500 – Clasă C	85.4	101	+18.27	113	+32.67	365
BST500 – Clasă B	85.4	105	+22.95	112	+31.15	225
S500 – Clasă B	90	109	+21.11	-	-	-

- ✓ Clasa oțelului este determinantă, pentru structurile în cadre din beton armat, în mobilizarea unor rezerve de rezistență prin intermediul mecanismului de lanțisor.
- ✓ Încadrarea oțelului într-o clasă inferioară de ductilitate ca urmare a neîndeplinirii criteriului legat de deformabilitatea acestuia conduce la reducerea (previzibilă) a capacității de

- deformare până la cedare a structurii (BST500 – Clasa C vs. BST500 – Clasa B) dar nu este echivalentă, în mod obligatoriu, cu imposibilitatea structurii de a activa rezerve de rezistență prin intermediul mecanismului de lăntșor; o concluzie similară obține indică și studiile teoretice și experimentale realizate de He și Yi [19], Iribarren și alții [32].
- ✓ Încadrarea oțelului într-o clasă inferioară de ductilitate ca urmare a neîndeplinirii criteriului impus prin valoarea minimă a raportului k între rezistență (f_t) și limita de curgere (f_{yk}) afectează semnificativ capacitatea structurilor în cadre din beton armat de a înregistra deformații plastice suficient de importante pentru activarea mecanismului de lăntșor (BST500 – Clasa C vs. BST500 – Clasa B vs. S500 – Clasa B).
 - ✓ După cum rezultă la corelarea datelor din Tabelul III-8 cu cele din Tabelul III-9, măsura în care folosirea unui anumit tip de oțel facilitează activarea de resurse suplimentare de rezistență prin intermediul mecanismului CA este dată, într-un mod cât mai complet, de „viteza” v_σ (Tabelul III-8), adică de corelarea raportului k cu deformația plastică aferentă rezistenței la întindere f_t . Din Tabelul III-9 rezultă că, pentru valori comparabile ale raportului k (1.3 în cazul BST500 – Clasă C vs. 1.28 în cazul PC52), respectiv a capacității de deformare plastică a oțelului ($A_{gt} = 0.104$ în cazul BST500 – Clasă C vs. $A_{gt} = 0.118$ în cazul PC52), folosirea oțelului BST500 – Clasă C conduce la sporuri de rezistență datorate mecanismului CA de aproximativ 32%, față de cele aproximativ 23 de procente asigurate prin folosirea oțelului PC52. Aceasta se explică prin diferența de peste 28% între valorile parametrului v_σ care caracterizează cele două oțeluri: 15.61 în cazul BST500 – Clasă C vs. 11.17 în cazul PC52. Astfel, în vederea înzestrării structurilor în cadre din beton armat - încă din faza de proiectare - cu proprietatea de a mobiliza, în cazul avarierii unui element de rezistență vertical, rezerve de rezistență cât mai semnificative prin intermediul mecanismului de lăntșor, se recomandă utilizarea unor oțeluri având o valoare cât mai mare a parametrului v_σ . Conform datelor experimentale furnizate în anexa VI.2, oțelul BST500 utilizat pe scară largă în România, în proiectarea curentă a structurilor în cadre din beton armat, îndeplinește cerințele de performanță identificate ca fiind necesare în vederea activării mecanismului CA.
 - ✓ Structurile din România proiectate utilizând oțel PC52 prezintă, din punctul de vedere al clasei de ductilitate a oțelului, premisele necesare pentru a mobiliza, în cazul avarierii neprevăzute a unui element de rezistență vertical, rezerve de capacitate portantă prin intermediul mecanismului de lăntșor.

III.1.B. Flexibilitatea grinzilor: Influență asupra CAA și CA

Flexibilitatea grinzilor este un parametru care definește capacitatea de deformare a acestora deci, având în vedere strânsa legătură dintre deformabilitatea grinzilor și activarea mecanismului de lăntșor, rezultă necesitatea studiului influenței flexibilității asupra activării capacității portante prin intermediul mecanismelor CAA și CA. Tema este de actualitate în rândul comunității științifice cu preocupări în domeniul colapsului progresiv al structurilor din beton armat și, recent, în literatura de specialitate se pot găsi câteva abordări. În studiul realizat de Helmy și alții [34] influența raportului dintre înălțimea grinzii și deschiderea acesteia asupra potențialului de colaps progresiv este discutată tangențial și fără o corelare explicită cu mecanismele de rezistență post-încovoiere. Studiile derulate de Su și alții [20], respectiv Yu și Tan [25] investighează mai detaliat influența acestui parametru însă din perspectiva unor subansamble grindă-stâlp din beton armat, accentuând influențele asupra mecanismului de arc de compresiune.

În lucrările tehnico-științifice, gradul de flexibilitate al grinzilor (și al elementelor liniare de rezistență, în general) este exprimat în moduri variate. În cazul de față, s-a optat pentru exprimarea gradului de flexibilitate (notat cu G_f) ca fiind raportul dintre lumina grinzii și înălțimea secțiunii transversale a acesteia. Astfel, cadrul plan testat experimental și descris în studiul lui Yi și alții [28] este alcătuit din grinzi având gradul de flexibilitate (G_f) egal cu 12.335. Având în vedere faptul că în proiectarea curentă valorile optime ale gradului de flexibilitate se situează în limitele valorilor $8 \div 12$, pornind de la geometria și armarea cadrului plan testat de Yi, se alcătuesc modele numerice suplimentare având grinzi caracterizate de valori descrescătoare ale gradelor de flexibilitate. Obținerea unor astfel de modele numerice se poate face în două feluri: prin reducerea deschiderilor grinzilor, respectiv prin creșterea înălțimii secțiunii grinzilor. Cea mai frecventă situație la proiectarea structurilor de tip cadre este aceea în care inginerului proiectant îi este impusă valoarea deschiderii grinzilor. Totuși se analizează inclusiv modele obținute prin reducerea deschiderilor în vederea realizării unui studiu cât mai complet.

Astfel, referirea la modelele numerice obținute prin creșterea înălțimii secțiunii grinzii se va face prin notații de tipul $G_f_valoare_HG_valoare$, în timp ce modelele numerice obținute prin modificarea deschiderii grinzilor vor fi referite cu ajutorul unor notații de tipul $G_f_valoare_L0_valoare$. Rezultatele analizelor numerice rulate sunt ilustrate sub formă de curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” (Figura III-42) și sunt detaliate sub formă de date numerice în cadrul tabelului Tabelul III-10. Se reamintește faptul că modelul numeric al cadrului plan testat de Yi și alții [28] este compus din grinzi de secțiune $200 \times 100 \text{ mm}$, având o lumină $L_0 = 2.467 \text{ m}$ și, deci, un coeficient de flexibilitate egal cu 12.335. Se face precizarea că modificarea secțiunii grinzilor implică ipoteza păstrării aceluiași procent de armare și, de asemenea prevederea unor stâlpi cu secțiune pătrată, egală ca dimensiune cu înălțimea secțiunii grinzii, în vederea păstrării unui echilibru între momentele de inerție ale celor două elemente structurale.

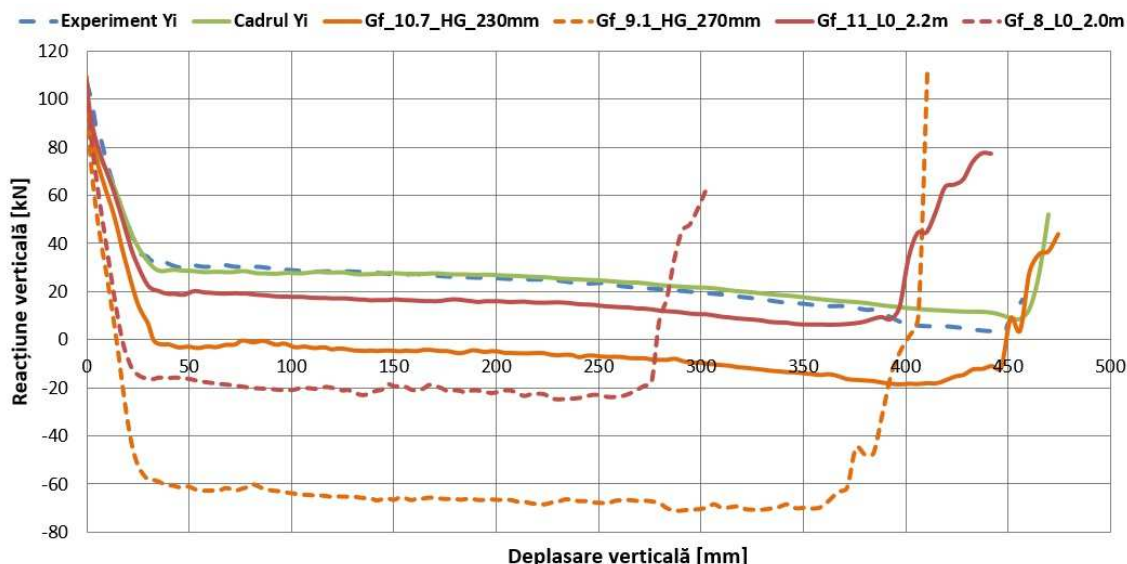


Figura III-42: Influența flexibilității grinzilor în activarea CAA și CA

Analizând datele prezentate sub formă grafică (Figura III-42), respectiv numerică (Tabelul III-10), se pot extrage următoarele concluzii:

- ✓ În termeni procentuali, aportul de rezistență al mecanismului de arc de compresiune crește odată cu scăderea flexibilității grinzii. Concluzii similare sunt indicate și în studiile experimentale realizate de Su și alții [20] și Yu și Tan [25]. Creșterile raportate în aceste studii variază în jurul a 40-50 de procente pentru grinzi având grade de flexibilitate între 8 și 9. Valorile mult sporite față de cele indicate de analizele curente (maxim 20%) se explică prin faptul că studiile menționate sunt realizate pe subansamble grindă-stâlp de beton armat, diferențele urmând a fi explicate pe larg în cadrul subcapitolului III.1.D.
- ✓ În cazul mecanismului de lăntișor, aportul de rezistență scade – din punct de vedere procentual – odată cu creșterea rigidității grinzii: grinzile cu flexibilitate scăzută conferă structurii o comportare mai puțin ductilă, cedarea survenind la deplasări tot mai reduse, după cum se observă în Tabelul III-10. Sporul capacității portante datorate mecanismului de lăntișor oscilează în jurul a 25 de procente pentru grade de flexibilitate caracteristice proiectării curente (10-11).

Tabelul III-10: Influența flexibilității grinzilor în activarea CAA și CA

Model numeric	FA	CAA		CA		
	[kN]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	Deplasare verticală [mm]
Cadrul Yi	72.2	80.2	+11.08	99.3	+37.5	455
Gf_11_L0_2.2m	81	91.2	+12.6	101	+25.93	370
Gf_8_L0_2.0m	111.4	127	+14	130	+16.7	260
Gf_10.6_HG_230mm	101	114	+12.87	127.4	+26.13	400
Gf_8.9_HG_270mm	145.9	175	+19.95	179	+22.7	355

III.1.C. Procent de armare al grinzilor: Influență asupra CAA și CA

Studiul procentului de armare al grinzilor, ca parametru de influență în activarea mecanismelor de rezistență, este o preocupare de actualitate în cadrul colectivelor de cercetare interesate de studiul comportării structurilor din beton armat în cazul avarierii unor elemente de rezistență verticale. Există studii ([20], [21], [25], [32], [34]) care abordează din această perspectivă, cu diferite grade de detaliere, mecanismele de rezistență post-încovoiere. În lucrările lor, Choi și Kim [21], Su și alții [20] și Yu și Tan [25], investighează influența procentului de armare al grinzilor asupra mecanismelor CAA și CA prin studii experimentale și teoretice ale unor subansamble din beton armat, dar nu în contextul unei rezemări reale, introducând astfel ipoteze simplificatoare (idealizări) suplimentare.

Pe de altă parte studiile derulate de Iribarren și alții [32], respectiv de Helmy și alții [34] oferă o oarecare măsură a influenței procentului de armare al grinzilor asupra activării unor resurse suplimentare de capacitate portantă prin intermediul mecanismelor de rezistență post-încovoiere, în contextul unor structuri complete de beton armat. Perspectiva oferită suportă însă multiple nuanțări și completări. În acest context, lucrarea curentă își propune investigarea influenței procentului de armare a grinzilor. Aceasta se face, utilizând modele numerice alcătuite pe baza geometriei modelului numeric validat cu ajutorul studiului experimental

derulat de Yi și alții [28]. În vederea obținerii unei perspective cât mai complete asupra influenței pe care procentul de armare al grinzilor o are asupra activării mecanismelor de rezistență, se vor analiza modele numerice conținând grinzile originale (200x100mm), caracterizate de un coeficient de flexibilitate G_f egal cu 12.335, precum și modele numerice cu grinzi modificate, astfel încât coeficientul de flexibilitate G_f să aibă o valoare compatibilă cu plaja de valori utilizate în practica proiectării curente. Astfel, secțiunea modificată a grinzilor va fi 270x100mm, ceea ce conduce la o valoare a coeficientului de flexibilitate egală cu 8.9.

Pentru fiecare dintre cele două tipuri de modele vor fi analizate patru combinații de procente de armare: prima variantă include chiar procentele de armare din studiul experimental derulat de Yi și alții [28], adică procente egale cu 1.29% atât pentru armarea inferioară cât și pentru armarea superioară a grinzii; o a doua variantă de analiză ia în calcul o reducere a procentului armării inferioare la 0.85%; o a treia variantă de armare ia în calcul un procent de armare de 0.85% a secțiunii tuturor barelor de armătură (inferioare și superioare); în sfârșit, a patra variantă de armare se compune prevăzând un procent de 0.85% pentru armăturile superioare și o valoare de 0.5% a procentului armăturilor inferioare.

Pentru fiecare dintre configurațiile descrise ale secțiunii transversale a grinzilor se rulează câte o analiză numerică similară analizei de validare descrisă în cadrul secțiunii II.2.B.i.a a prezentei lucrări. Rezultatele analizelor numerice rulate sunt sintetizate sub forma unor curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” similare celei trasate în urma studiului experimental derulat de Yi și alții [28] și sunt prezentate, în continuare, în Figura III-43.

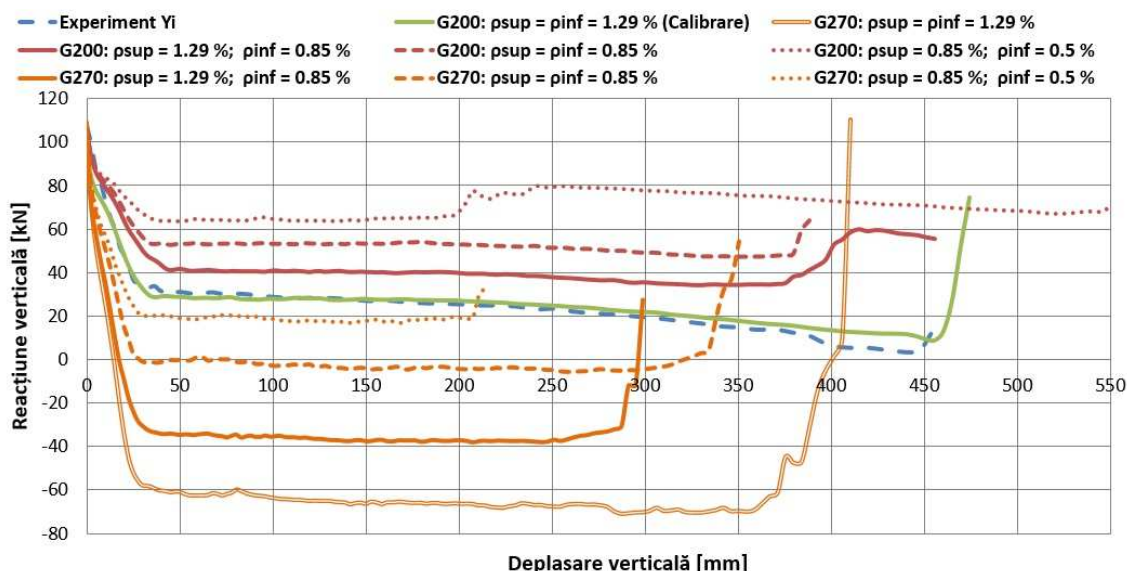


Figura III-43: Influența procentului de armare în activarea mecanismelor CAA și CA

Sporurile de capacitate portantă mobilizată, în fiecare dintre variantele analizate, prin intermediul mecanismului de arc de compresiune (CAA), respectiv prin intermediul mecanismului de lăntșor (CA) sunt evidențiate în Tabelul III-10. Nivelul de rezistență mobilizat prin mecanismul clasic de încovoiere (FA) este determinat pe baza unei analize plastice. Studiind curbele „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” prezentate în Figura III-43, respectiv datele sintetizate în tabelele Tabelul III-11 se pot desprinde următoarele concluzii privind influența procentului de armare relativ la activarea mecanismelor suplimentare de rezistență:

Tabelul III-11: Influența procentului de armare în activarea mecanismelor CAA și CA

	FA	CAA		CA		
	[kN]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	Deplasare verticală [mm]
G200: $\rho_{inf} = \rho_{sup} =$ 1.293% (Calibrare)	72.2	80.2	+11.08	99.3	+37.5	455
G200: $\rho_{sup} = 1.29\%$ $\rho_{inf} = 0.85\%$	59.7	68.4	+14.5	75	+25.63	370
G200: $\rho_{inf} = \rho_{sup} =$ 0.85%	47.4	53.5	+12.9	60.7	+28.06	390
G200: $\rho_{sup} = 0.85\%$ $\rho_{inf} = 0.5\%$	37.8	43.5	+15.08	43.5	+15.08	200
G270: $\rho_{inf} = \rho_{sup} =$ 1.293%	145.9	175	+19.95	179	+22.7	355
G270: $\rho_{sup} = 1.29\%$ $\rho_{inf} = 0.85\%$	121.4	146	+20.33	146	+20.33	260
G270: $\rho_{inf} = \rho_{sup} =$ 0.85%	96.9	119	+22.81	119	+22.81	230
G270: $\rho_{sup} = 0.85\%$ $\rho_{inf} = 0.5\%$	78.1	96	+22.92	97.9	+25.35	210

- Mecanismul de arc de compresiune (CAA)

- ✓ Rezervele de rezistență mobilizate prin mecanismul de arc de compresiune devin mai semnificative, din punct de vedere procentual, odată cu diminuarea momentului capabil al secțiunii grinzilor, prin scăderea procentului de armare. O concluzie similară este indicată și în studiul derulat (pe subansamble) de Yu și Tan [25] care subliniază că grinzile cu procente reduse de armare beneficiază de creșteri semnificative ale capacității portante datorate mecanismului de arc de compresiune. Autorii semnaleză, în urma unui studiu experimental, sporuri de rezistență între 37% și 88% pentru grinzi având procente de armare similare și grade de flexibilitate similare cu cele analizate, după cum rezultă din Tabelul III-12 În timp ce studiul curent indică sporuri de rezistență datorate mecanismului de arc de compresiune în jurul a 20% (Tabelul III-11) în condițiile unor grinzi având raportul G_f egal cu 8.9, Yu și Tan semnaleză sporuri de aproximativ 84% - 88%, în funcție de procentele de armare și în condiții de flexibilitate similară a grinzilor. Diferențele cantitative se vor explica însă prin studiul prezentat în cadrul secțiunii III.1.D.

Tabelul III-12: Influența procentului de armare și a flexibilității grinzilor asupra sporului de rezistență datorat CAA conform studiului experimental derulat de Yu și Tan [25]

	$G_f = L_0/h_{gr}$	Spor de rezistență datorat CAA [%]
$\rho_{inf} = \rho_{sup} = 1.23\%$	11	+37.1
$\rho_{sup} = 1.23\%$; $\rho_{inf} = 0.82\%$		+44.9
$\rho_{sup} = 0.73\%$; $\rho_{inf} = 0.49\%$		+77.4
$\rho_{inf} = \rho_{sup} = 1.23\%$	9.5	+40.5
$\rho_{sup} = 1.23\%$; $\rho_{inf} = 0.82\%$		+48.9
$\rho_{sup} = 0.73\%$; $\rho_{inf} = 0.49\%$		+83.6
$\rho_{inf} = \rho_{sup} = 1.23\%$	8.5	+42.9
$\rho_{sup} = 1.23\%$; $\rho_{inf} = 0.82\%$		+51.8
$\rho_{sup} = 0.73\%$; $\rho_{inf} = 0.49\%$		+88.1

- Mecanismul de lăntișor (CA)
- ✓ Studiul influenței procentului de armare asupra nivelului de rezistență mobilizată prin intermediul mecanismului de lăntișor indică faptul că un procent de armare sporit duce la creșterea resurselor de capacitate portantă atinse, în cazul grinzilor flexibile. În cazul grinzilor mai rigide, tendința de creștere este mai puțin evidentă dacă nu chiar discutabilă. În studiul lor [19], He și Yi indică, în urma aplicării experimentale a unui procedeu de tip „pushdown” asupra unor subansamble grindă-stâlț, dublarea capacității portante în urma activării mecanismului de lăntișor. Studiul curent indică aprecieri cu maxim 37% a capacității portante, ca efect al mecanismului de lăntișor. Și în acest caz, diferențele cantitative se vor explica cu ajutorul studiului prezentat în cadrul secțiunii III.1.D.
- ✓ Pe baza datelor numerice obținute rezultă de asemenea că un procent de armare inferioară de 0.5% (care nu aparține domeniului optim al procentelor de armare: 0.8% - 2%, conform [88]) conduce la deplasări verticale de ordinul unei înălțimi de grindă însă nu și la aprecierea capacității portante, în raport cu nivelul rezistenței asigurat de CAA, ca urmare a activării mecanismului de lăntișor (Figura III-43, Tabelul III-11). Rezultatele subliniază importanța deosebită a continuității peste reazeme a barelor inferioare de armătură în asigurarea unei capacități sporite de rezistență în cazul unei structuri avariate.

III.1.D. Studiul pe subansamble vs. Studiul pe sisteme structurale complete: Influență asupra CAA și CA

Literatura de specialitate prezintă o serie de cercetări experimentale și/sau teoretice în domeniul mecanismelor de rezistență, realizate pe baza unor subansamble grindă-stâlț ([14], [19], [20], [21], [25]). Aceste studii sunt relevante în înțelegerea dezvoltării diferitelor mecanisme de rezistență la nivel de element de rezistență, cu mențiunea că sunt realizate în ipoteza unor rezemări/condiții de capăt care tind spre situații ideale și care nu se regăsesc în sistemele structurale complete, reale. Colectivul de cercetare condus de Sasani are meritul de a fi realizat o serie de cercetări experimentale și teoretice la nivel de sisteme structurale ([10], [15], [16], [33]), în domeniul mecanismelor de rezistență ale structurilor din beton armat supuse unor avarii. Bazan și Sagioglu, membrii importanți ai acestui colectiv, subliniază în lucrările lor de doctorat ([15], [16]) importanța studiului redistribuirii dinamice a sarcinilor prin mecanisme avansate de rezistență, în contextul unor sisteme structurale complete. Concluziile studiilor lor, atât experimentale cât și teoretice, indică imposibilitatea de dezvoltare a

mecanismului de lăncșor în procesul de redistribuire dinamică a sarcinilor, în urma cedării bruște a unui element de rezistență. Pe de altă parte, cercetările realizate de Botez [18] indică posibilitatea adoptării unor modele numerice reduse, în scopul eficientizării analizei numerice, în stabilirea riscului de colaps progresiv conform procedurii definite de ghidurile de proiectare la colaps progresiv [1], [17]. După cum s-a menționat anterior, prevederile acestor norme implică analize (statice sau dinamice) în domeniul micilor deplasări, deci considerând implicit doar mecanismul clasic de încovoiere și eventual, în funcție varianta de modelare a plasticității care se adoptă, a mecanismului de arc de compresiune.

După cum s-a evidențiat anterior, obiectivul general al cercetării curente este studiul activării diferitelor mecanisme de rezistență în mobilizarea, post-avariere, a unor resurse suplimentare de capacitate portantă. Atât studiul acestor mecanisme pe subansamble structurale, cât și studii realizate pe modele numerice reduse/simplificate de sisteme structurale complete – dovedite a fi utilizabile în evaluarea riscului de colaps progresiv (Botez [18]) conform normelor ([1], [17]), deci în domeniul deplasărilor mici – sunt echivalente cu aproximări ale rigidității (la translație și rotație, deopotrivă) conferite de restul structurii, capetelor grinzilor din deschiderea avariata. Nivelurile de rigiditate, fie ea la translație sau la rotire, ale capetelor grinzilor pot fi reunite sub forma sintagmei „condiții de capăt”. În condițiile obiectivelor asumate în prezenta lucrare și în lumina precizărilor din preambulul subcapitolului curent, rezultă necesitatea studiului influenței modelării condițiilor de capăt ale grinzilor din deschiderile imediat învecinate stâlpului avariata asupra concluziilor referitoare la aportul de capacitate portantă prin intermediul mecanismelor avansate de rezistență (CAA, CA). În vederea obținerii unor concluzii detaliate și edificatoare în această direcție, investigația se face inițial pe baza unor modele plane și, ulterior, pe baza unor modele spațiale, toate acestea alcătuite pe baza cadrului plan testat experimental de Yi și alții [28].

III.1.D.i. Studiul pe modele numerice plane

Studiul plan al influenței modelării condițiilor de capăt ale grinzilor direct conectate la stâlpul avariata are la bază analiza de validare rulată pe cadrul plan, cu 4 deschideri (MP4D), testat experimental de Yi și alții [28]. Suplimentar, sunt dezvoltate și analizate 3 modele numerice (Figura III-44) derivate. Astfel, având aceleași deschideri ale grinzilor, aceleași înălțimi ale stâlpilor, respectiv aceleași armări ale secțiunilor, sunt alcătuite modele numerice având opt deschideri (MP8D), două deschideri (MP2D), respectiv două deschideri, cu translațiile orizontale ale nodurilor grindă-stâlp blocate (MP2DB). S-a ales realizarea unui model numeric având blocate gradele de libertate de tip „translație” în planul cadrului în vederea comparației dintre rezultatele obținute în condiții ideale de rezemare (simulate frecvent în cadrul studiilor experimentale pe subansamble) și cele obținute în condiții reale de rezemare.

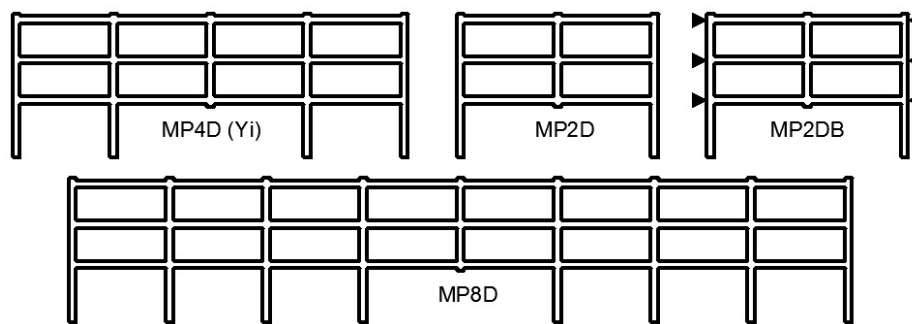


Figura III-44: Studiu plan – Modele numerice analizate

Pentru fiecare dintre aceste modele numerice se consideră scenariul de avariere al stâlpului central și se aplică aceeași procedură de încărcare și același tip de analiză ca și în cazul analizei numerice de validare descrise în secțiunea II.2.B.i.a. Rezultatele analizelor numerice rulate sunt sintetizate sub forma unor curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” similare celei trasate în urma studiului experimental derulat de Yi și alții [28] și sunt prezentate, în continuare, în Figura III-45. După cum reiese din analiza preliminară a curbelor obținute, cel puțin în contextul unui studiu plan, aproximarea influenței structurii adiacente prin blocarea translațiilor orizontale în planul cadrului nu corespunde unei situații reale. Sporurile de capacitate portantă mobilizate prin intermediul combinației de mecanisme FA+CAA, respectiv prin intermediul mecanismului de lănișor suferă supraestimări semnificative, deloc neglijabile.

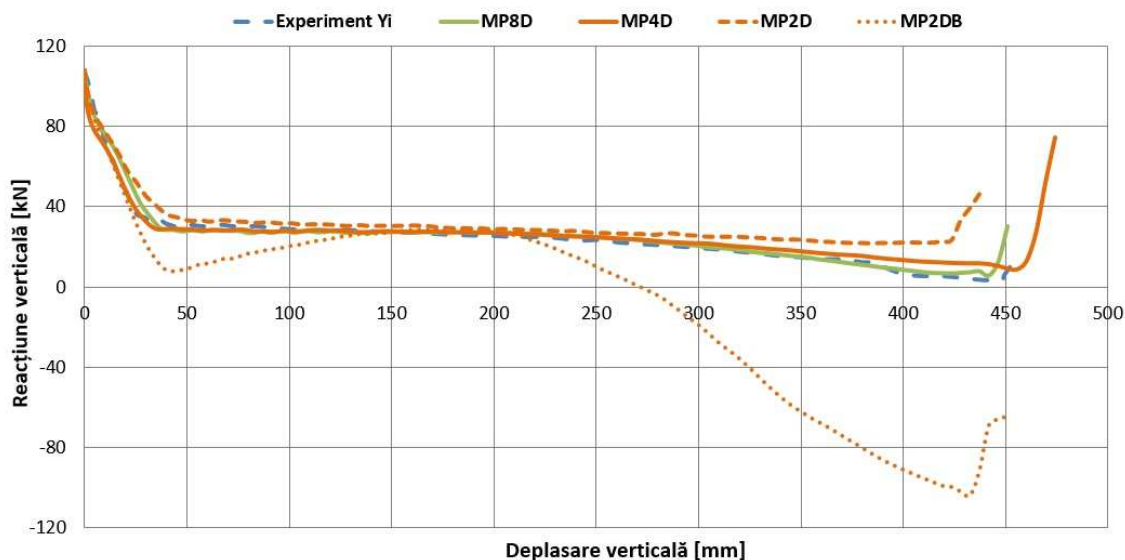


Figura III-45: Studiu plan – Influența condițiilor de capăt asupra CAA și CA

III.1.D.ii. Studiul pe modele numerice spațiale

Necesitatea unui studiu spațial al influenței condițiilor de capăt ale grinzilor aflate în deschiderile direct afectate de avarierea unui element de rezistență vertical este motivată, în plus față de argumentele conturate în partea introductivă a subcapitolului curent, de rezultatele studiului similar realizat pe structuri plane și descris în secțiunea anterioară. Cele mai utilizate ghiduri în evaluarea riscului de colaps progresiv al structurilor ([1], [17]) prevăd mai multe scenarii de avarie. În cadrul studiului curent se simulează cazul de avarie C4, adică cedarea unui element de rezistență vertical (stâlp) interior, de la parterul structurii. Studiul este realizat prin intermediul a 4 modele numerice spațiale, bazate pe caracteristicile geometrice (deschideri, înălțimi), de material și pe configurația secțiunilor transversale ale elementelor de rezistență (grinzi, stâlpi) specificate de Yi pentru cadrul plan descris în studiul său [28]. Primul model spațial (MS4Dmin - Figura III-46) reprezintă varianta cea mai simplistă de spațialitate prin care poate fi simulat cazul de cedare al stâlpului central (C4) al unei structuri din beton armat, în sistem structural de cadre pure, cu 4 deschideri și 3 niveluri. Pentru reducerea dimensiunilor modelului numeric se ține cont de dubla-simetrie a structurii analizate, analiza numerică realizându-se pe sfert de structură. Al doilea model spațial (MS4D - Figura III-47) este obținut prin completarea primului model spațial cu elementele lipsă, studiindu-se astfel influența elementelor de rezistență, care contribuie indirect – prin conexiunea asigurată de elementele

liniare de rezistență – la redistribuirea sarcinilor, asupra sporului de capacitate portantă activat prin intermediul mecanismelor avansate de rezistență.

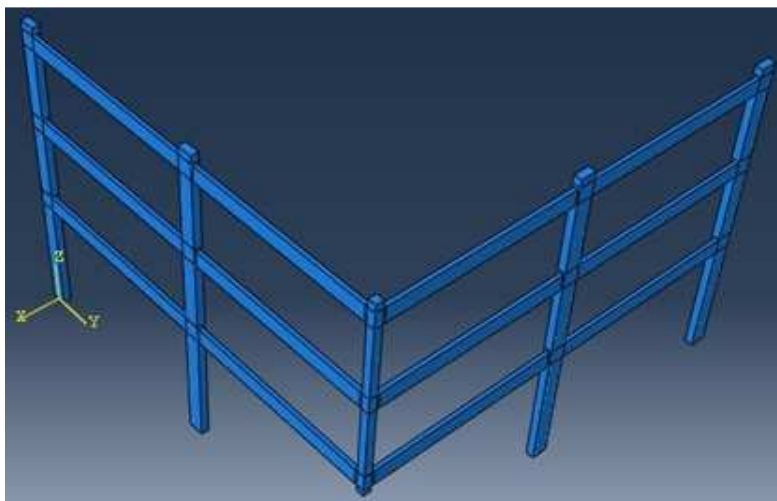


Figura III-46: Studiu spațial – Model spațial MS4Dmin (spațialitate minimală)

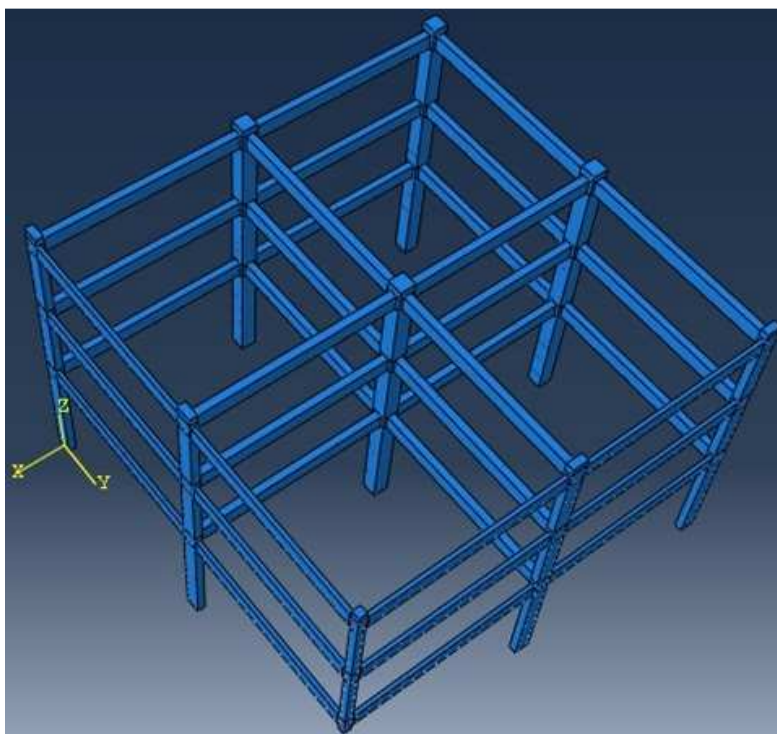


Figura III-47: Studiu spațial – Model spațial MS4D

Al treilea model spațial (MS8D) se obține prin extinderea celui de-al doilea model spațial cu 4 trame suplimentare pe una din direcții, în timp ce al patrulea model spațial (MSB) se obține prin blocarea translațiilor orizontale în direcție „longitudinală” pe două fețe paralele ale celui de-al doilea model spațial, astfel încât să se simuleze o structură dezvoltată infinit de mult pe una din direcțiile din plan. Aplicând celor 4 modele numerice spațiale o analiză „pushdown” similară celei de validare, se obțin curbele de tip „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” din Figura III-48.

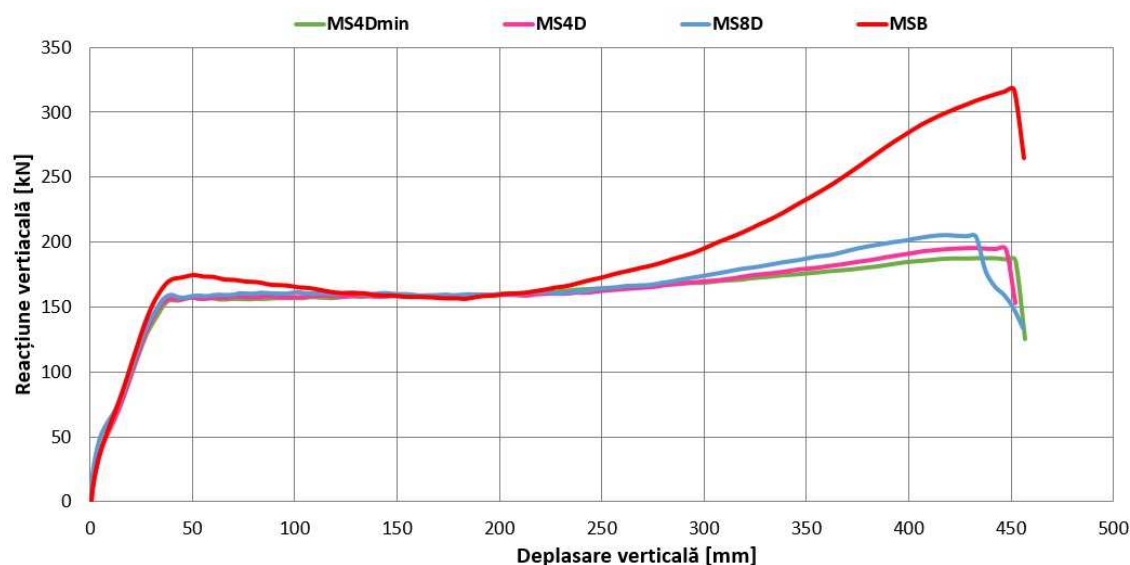


Figura III-48: Studiu spațial – Influența condițiilor de capăt asupra CAA și CA

În vederea unei interpretări precise a rezultatelor, câteva date numerice-cheie sunt rezumate în cadrul tabelului Tabelul III-13, prezentat în continuare.

Tabelul III-13: Studiu spațial - Nivelul capacității portante mobilizate prin FA, CAA și CA

Model spațial	FA	CAA		CA		
	[kN]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	Deplasare verticală [mm]
MS4Dmin	144.4	158.5	+9.76	187.4	+29.78	456
MS4D	144.4	158.5	+9.76	195.6	+35.46	447
MS8D	144.4	161.4	+11.77	205.4	+42.24	432
MSB	144.4	174.6	+20.9	317.2	+119.67	456

Analizând rezultatele obținute în urma studiului plan și spațial al influenței rigidității structurii asupra activării unor resurse de rezistență prin intermediul mecanismelor de arc de compresiune, respectiv de lăntșor, se pot extrage următoarele concluzii:

- ✓ Atât în cazul unor structuri plane, cât și în cazul unor structuri spațiale în sistem structural de cadre pure rezultă necesitatea reprezentării numerice corecte, cu acuratețe, a influenței rigidității porțiunilor de structură adiacente deschiderilor avariate, în vederea obținerii unor rezultate precise din punctul de vedere al sporurilor de rezistență asigurate prin intermediul mecanismelor CAA și CA; considerarea unei rigidități infinite la translația într-o anumită direcție din plan reprezintă o situație reală cu probabilitate redusă de apariție în cazul structurilor în cadre pure (fără plăci) din beton armat, după cum rezultă comparând curbele modelelor plane MP8D și MP2DB (Figura III-45), respectiv curbele modelelor spațiale MS8D și MSB (Figura III-48). De exemplu, aplicând aproximarea rigidității la translație într-o direcție ca fiind infinită, în cazul unei structuri spațiale (model MS4D), rezultă sporuri de rezistență de aproximativ 21% prin intermediul mecanismului CAA, respectiv de aproximativ 120% prin intermediul mecanismului CA (Tabelul III-13). Pe de altă parte,

structuri spațiale în cadre pure cu 8 deschideri (modelul MS8D) indică sporuri de rezistență de doar aproximativ 12% în cazul CAA, respectiv 42% în cazul CA, valori încă departe de cele obținute în cazul condițiilor ideale de capăt.

- ✓ Pentru aprecierea nivelurilor de rezistență ce pot fi atinse prin intermediul mecanismelor avansate de rezistență (CAA, CA), studiul (chiar și experimental) pe baza unor subansamble și extrapolarea la nivel de structură nu oferă rezultate conforme cu realitatea. Această concluzie este consistentă cu rezultatele cercetărilor întreprinse de Bazan [15].

III.1.E. Avarierea stâlpilor de la niveluri superioare: Influență asupra CAA și CA

O serie de studii teoretice și experimentale ([19], [20], [21]), desfășurate pe subansamble grindă-stâlp din beton armat, indică sporuri suplimentare de rezistență de până la 100% mobilizate prin activarea mecanismelor avansate de rezistență (CAA, CA). Studiile parametrice prezentate în cadrul subcapitolului anterior (III.1.D) indică valori mai mici ale acestor sporuri ca urmare a considerării condițiilor reale de capăt ale grinzilor din deschiderile afectate de scenariul de avarie considerat.

După cum s-a arătat în cadrul capitolului introductiv – Secțiunea I.2 – cele două mecanisme de rezistență analizate (CAA, CA) se bazează pe principii diferite. Mecanismul de arc de compresiune presupune dezvoltarea unei forțe de compresiune pe secțiunea grinzii, ca urmare a efectului „beam-growth”. Odată cu creșterea deplasărilor verticale în capătul grinzii situat deasupra stâlpului considerat avariat, componenta de întindere orientată după axa grinzii, menită să echilibreze forța verticală aferentă nodului, crește, activându-se astfel mecanismul de lanțisor.

Indiferent de nivelul sporului de capacitate portantă obținut prin activarea celor două mecanisme de rezistență menționate, pornind de la constatările anterioare, se conturează câteva întrebări importante: În cazul unei structuri reale, sporul de rezistență obținut rezultă ca urmare a unei comportări omogene - deci a unui aport egal de rezistență proporțional - a tuturor grinzilor aflate în deschiderile imediat adiacente stâlpului considerat avariat? Toate grinzile activează (simultan) fiecare dintre cele două mecanisme (CAA, CA) indiferent de nivelul la care se află? În cazul în care avarierea elementului de rezistență vertical are loc la ultimul nivel sau la un nivel intermediar, care este distribuția eforturilor axiale în grinzi? Sporul de capacitate portantă datorat fiecăruia dintre mecanismele de rezistență se reduce odată cu „plasarea” avariei la un nivel superior, în raport cu sporul de capacitate portantă mobilizat în cazul în care scenariul de avarie se consideră la parter?

În vederea clarificării acestor aspecte, suplimentar față de analiza modelului spațial MS4D (redenumit în cadrul subcapitolului curent MS4DP; în acest caz, scenariul de avarie este considerat la parterul structurii) prezentată în subcapitolul anterior (III.1.D), sunt realizate două modele spațiale denumite MS4DEI și MS4DUE care implică avarierea unui element de rezistență vertical situat la nivel intermediar, respectiv la ultimul nivel.

Rezultatele analizelor statice neliniare, de tip „pushdown”, rulate pentru fiecare dintre modelele descrise, sunt prezentate, în manieră comparativă, în Figura III-49. Valorile numerice corespunzătoare nivelului de rezistență mobilizat prin intermediul mecanismelor avansate de rezistență (CAA, CA) sunt prezentate detaliat în Tabelul III-14.

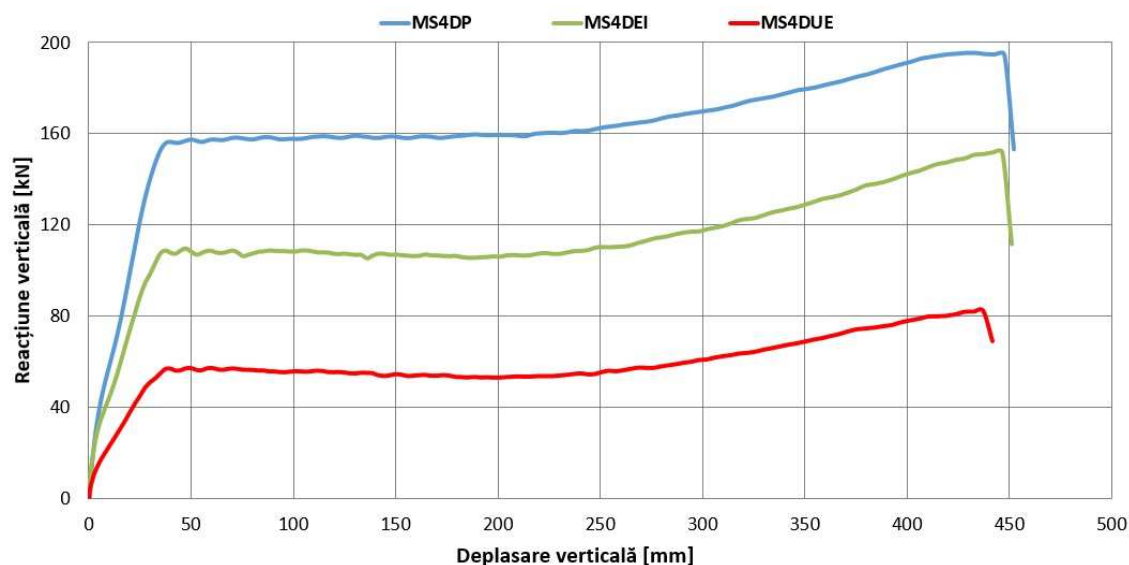


Figura III-49: Curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală”: Influența nivelului la care se consideră scenariul de avarie

Tabelul III-14: Influența „poziționării” scenariului de avarie pe înălțimea structurii: Nivelul capacității portante mobilizate prin FA, CAA și CA

Model spațial	FA		CAA		CA			Deplasare verticală [mm]
	[kN]	[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA		[kN]	Spor de rezistență în raport cu FA		
			[%]	[kN]		[%]	[kN]	
MS4DP	144.4	158.5	+9.79	+14.1	195.6	+35.46	+51.2	447
MS4DEI	92.26	107.4	+16.04	+14.8	151.9	+64.64	+59.64	442
MS4DUE	48.13	55	+14.27	+6.87	82.1	+70.58	+33.97	437

Variația efortului secțional axial în grinzi, pe parcursul analizelor de tip „pushdown”, poate oferi informații edificatoare în privința mecanismului de rezistență activ în fiecare astfel de element portant, în fiecare moment al analizei. Așadar, pentru fiecare dintre cele trei modele numerice analizate (MS4DP, MS4DEI, MS4DUE) sunt extrase curbe „Efort axial – Deplasare verticală” în grinzile aflate în deschiderile direct afectate prin scenariul de avarie considerat. Grinzile (trei la număr) sunt notate cu „GR_Inf”, „GR_Med”, „GR_Sup”, de jos în sus, iar eforturile axiale obținute în urma analizelor sunt prezentate în Figura III-50, Figura III-51, respectiv Figura III-52.

O primă analiză a acestor date permite observarea faptului că, indiferent de nivelul la care se consideră scenariul de avariere al elementului de rezistență vertical, secțiunile grinzilor situate imediat deasupra stâlpului avariat sunt inițial supuse unor forțe de compresiune, ca urmare a efectului „beam growth”. Nivelul forței de compresiune dezvoltate este proporțional cu gradul de blocare al translațiilor orizontale ale capetelor grinzilor, asigurat de elementele structurale adiacente. Astfel, nivelul compresiunii din grindă crește odată cu plasarea

scenariului de avarie la niveluri superioare, având în vedere rigiditatea suplimentară la translație orizontală asigurată prin influența elementelor portante situate până la nivelul considerat.

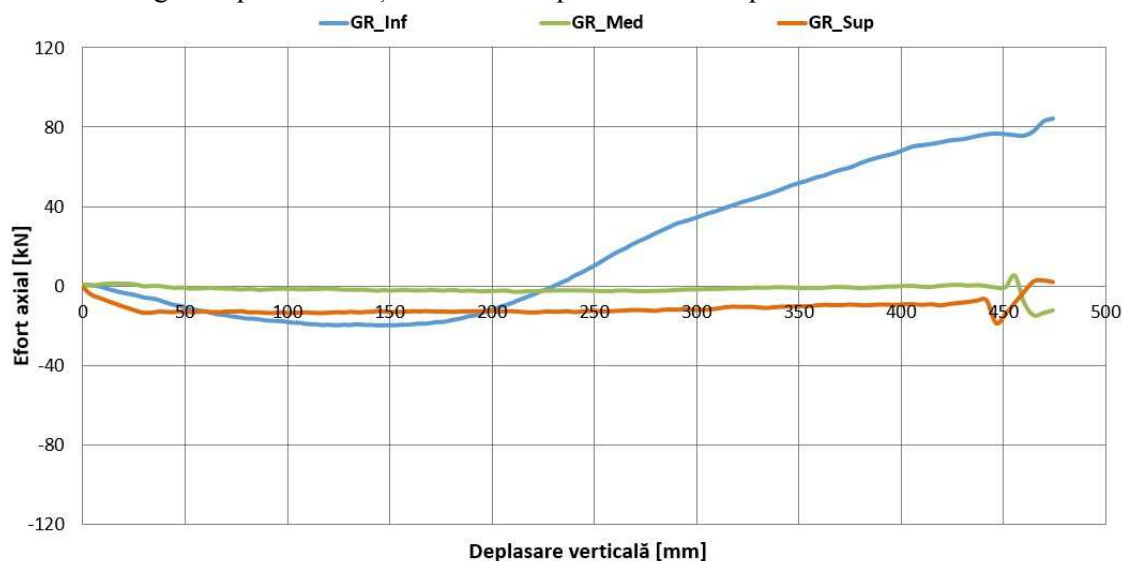


Figura III-50: Scenariu avarie Parter (Model MS4DP) – Eforturi axiale în grinzile din deschiderile direct afectate

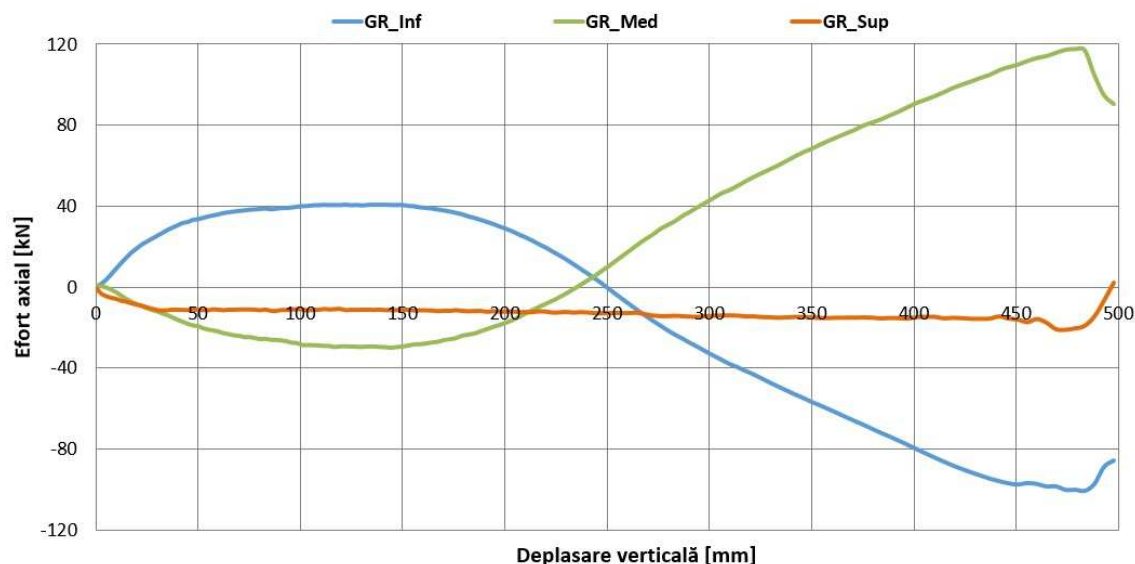


Figura III-51: Scenariu avarie Nivel Intermediat (Model MS4DEI) – Eforturi axiale în grinzile din deschiderile direct afectate

Pentru configurația geometrică adoptată, valoarea maximă a compresiunii se înregistrează pentru deplasări verticale de ordinul a 130-150mm. Odată cu depășirea acestui nivel al deplasării verticale, grinzile situate imediat deasupra elementului de rezistență avariât trec de la funcționarea în regim de arc de compresiune, la funcționarea în regim de lăntșor, efortul secțional axial evoluând treptat de la compresiune, la întindere. Pe de altă parte, grinzile situate în deschiderile direct afectate, imediat sub elementul considerat avariât, au o comportare antagonică din punctul de vedere al efortului axial în raport cu cea, deja descrisă, a grinzilor imediat superioare. Astfel, în faza inițială, efectul „beam growth” din grinzile situate deasupra avariei provoacă deplasarea în lateral a extremităților acestor grinzi, provocând astfel și

întinderea grinzilor situate sub elementul rezistență avariat. Pe măsură ce deplasările verticale în dreptul acestuia cresc, compresiunea din grinzile situate deasupra avariei scade, ca urmare a apropierii extremităților acestora. O consecință imediată este faptul că solicitarea axială a secțiunilor grinzilor situate sub elementul de rezistență avariat se modifică din întindere, în compresiune.

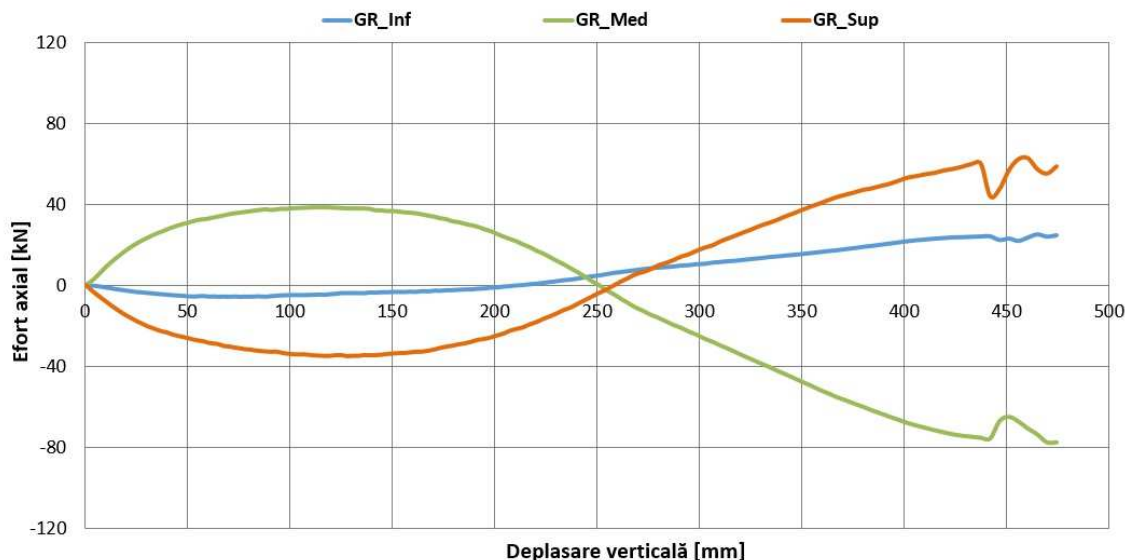


Figura III-52: Scenariu avarie Nivel Superior (Model MS4DUE) – Eforturi axiale în grinzile din deschiderile direct afectate

Analizând diagramele prezentate în figurile Figura III-50, Figura III-51 și Figura III-52 se observă că solicitarea de întindere din grinzile situate imediat deasupra elementului de rezistență avariat se manifestă cel mai puternic pentru cazul plasării scenariului de avarie la un nivel intermediar ($+120\text{kN} > +80\text{kN} > +60\text{kN} \leftarrow$) Avarie Nivel Intermediar, Avarie Parter, Avarie Ultimul Nivel), în ciuda faptului că restricțiile la deplasare laterală ale capetelor grinzilor sunt mai puternice în cazul plasării scenariului de avarie la ultimul nivel. Aceasta se explică prin faptul că întinderea prezentă în secțiunile de grindă menționate echilibrează atât solicitările axiale (de compresiune) din grinzile similare de la nivelurile superioare cât și solicitările axiale (de compresiune) din grinzile similare de la nivelurile inferioare.

În plus, distribuția eforturilor axiale din cazurile de avarie analizate face plauzibilă următoarea generalizare privind eforturile axiale dezvoltate în grinzile situate în deschiderile adiacente unui element vertical de rezistență avariat al unei structuri multietajate din beton armat, în sistem structural de cadre pure: grinzile imediat adiacente pe înălțime elementului de rezistență avariat acționează antagonic din punctul de vedere al efortului axial dezvoltat (când grinda superioară este comprimată ca urmare a efectului de „beam-growth”, grinda inferioară este întinsă, respectiv când grinda superioară este întinsă ca urmare a mecanismului de lăncșor, grinda inferioară este comprimată), atât în domeniul micilor deplasări cât și în domeniul deplasărilor mari; totodată, odată în domeniul deplasărilor mari, se presupune faptul că grinzile situate sub nivelul avariat (excluzând grinda imediat inferioară) tind să dezvolte eforturi de întindere în timp ce grinzile situate deasupra nivelului avariat (excluzând grinda imediat superioară) tind să dezvolte eforturi (reduse) de compresiune. În vederea verificării acestor posibile generalizări, se face o analiză suplimentară pe baza unui model numeric plan de 8 niveluri, derivat pe baza geometriei cadrului plan testat de Yi și alții [28] (3 niveluri). Scenariul

de avarie se va considera la nivelul intermediar mijlociu. Cazul de avarie considerat, cât și eforturile axiale rezultate în grinzi în urma analizei numerice, sunt prezentate în Figura III-53.

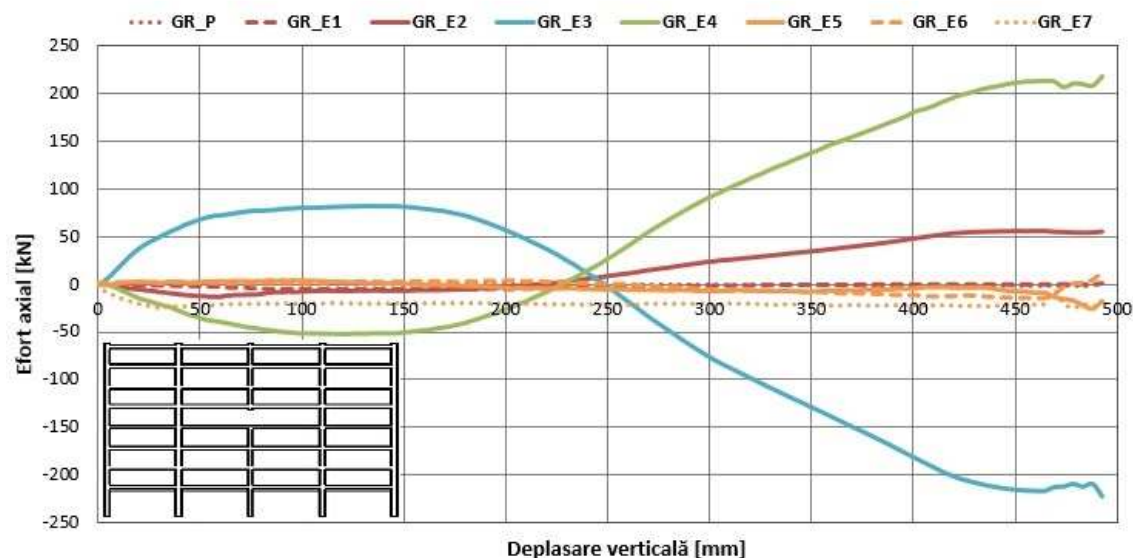


Figura III-53: Eforturi axiale în grinzi – Cadru plan derivat Yi cu 8 niveluri

Analiza informațiilor obținute și prezentate pe larg în paragrafele anterioare conduce la extragerea următoarelor observații și concluzii cu privire la influența considerării scenariului de avariere la niveluri superioare asupra nivelului capacității portante mobilizat prin intermediul mecanismelor de rezistență caracteristice structurilor în cadre (fără plăci) din beton armat:

- ✓ Curbele de tip „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” aferente modelelor numerice MS4DP, MS4DEI, MS4DUE și prezentate în Figura III-49 sugerează o relație de aproximativă proporționalitate între sarcina limită suportată și numărul de niveluri de deasupra nivelului la care se produce avaria.
- ✓ Observația precedentă ar putea conduce, în ipoteza comportării identice a tuturor grinzilor situate în deschiderile direct afectate de avarie, la ideea că fiecare mecanism (FA, CAA, CA) aduce, în valoarea finală a sarcinii limită, un spor de capacitate portantă direct proporțional cu numărul de niveluri de deasupra nivelului avariata. Datele numerice prezentate în Tabelul III-14 infirmă însă o astfel de presupunere: doar sporul de rezistență mobilizat prin intermediul mecanismului clasic de încovoiere păstrează o relație de directă proporționalitate în raport cu numărul de niveluri superioare nivelului la care se consideră avaria; despre sporurile de rezistență mobilizate prin intermediul mecanismelor CAA și CA se poate concluziona faptul că, din punct de vedere procentual, sporesc odată cu reducerea numărului de niveluri superioare nivelului avariata.
- ✓ Datele numerice prezentate în Tabelul III-14 și diagramele „Deplasare verticală – Efort axial” trasate pentru grinziile fiecărui model analizat (MS4DP, MS4DEI, MS4DUE) și prezentate în figurile Figura III-50, Figura III-51 și Figura III-52 oferă explicația concluziei anterioare: mecanismele avansate de rezistență caracteristice structurilor în cadre pure (fără plăci) din beton armat (CAA, CA) se manifestă cu precădere la nivelul grinzii imediat superioare elementului de rezistență avariata, influențând semnificativ și starea de eforturi din grinda inferioară elementului de rezistență avariata (în cazul în care avaria se produce la niveluri superioare parterului). Această concluzie este întărită și de studiul extins, derulat pe un cadru plan cu 8 niveluri, derivat din cadrul plan testat de Yi și alții [28] (3 niveluri).

Distribuția eforturilor axiale în grinzi rezultată din această analiză suplimentară (Figura III-53) confirmă faptul că atât mecanismul CAA cât și mecanismul CA se manifestă și funcționează doar prin intermediul grinzilor imediat adiacente, pe înălțime, elementului de rezistență avariat.

III.2. Mecanisme de rezistență – Structuri de rezistență din elemente liniare și de suprafață (stâlpi, grinzi, plăci)

După cum s-a menționat anterior, ghidurile mai recente de evaluare a riscului de colaps progresiv [17] conțin prevederi cu privire la considerarea plăcii în modelele numerice realizate în vederea stabilirii unui verdict relativ la potențialul de colaps progresiv. În lucrarea sa de doctorat [18], Botez studiază influența considerării plăcii (în mod simplificat – adică prin intermediul grinzilor de secțiune T și L – sau integral) asupra riscului de colaps progresiv, din perspectiva normelor. Autorul subliniază importanța considerării plăcii în vederea obținerii unui verdict corect, în ciuda costurilor ridicate din punctul de vedere al resurselor de calcul. Pe de altă parte, cercetări recente în domeniul colapsului progresiv acordă atenție tot mai sporită sporului de capacitate portantă mobilizat de toate mecanismele de rezistență ce pot fi dezvoltate de plăci (mecanismul liniilor de curgere, mecanismul de membrană întinsă/comprimată) prin solicitarea la limită a acestora. Astfel, începând cu anul 2012, Dat și Hai, respectiv Choi și Li realizează studii teoretice și experimentale ([14], [24]) iar în 2013 Ioani et al. publică un studiu [47] prin care se propune o metodă simplificată de evaluare a riscului de colaps progresiv considerând efectele pozitive ale formării mecanismului liniilor de curgere din plăci.

III.2.A. Mecanisme de rezistență ale plăcilor: Parametri de modelare și proiectare

Înainte de a cuantifica numeric, sporurile de capacitate portantă mobilizate prin intermediul tuturor mecanismelor de rezistență caracteristice structurilor în cadre din beton armat pe modele structurale complete (stâlpi, grinzi și plăci) se impune, pornind de la cercetările existente și având în vedere procedeul numeric propus, studiul câtorva factori cu impact asupra eficienței și acurateței modelării numerice, respectiv asupra posibilității de activare a mecanismelor avansate de rezistență caracteristice plăcilor (mecanismul liniilor de curgere, mecanismul de membrană întinsă/comprimată). Având în vedere faptul că procedeul numeric, de analiză propus implică un algoritm de eroziune (care presupune eliminarea din model a elementelor finite de beton, pe baza unui criteriu), densitatea elementelor finite este un parametru care necesită atenție sporită în vederea obținerii unor rezultate corecte. Pe de altă parte, după cum subliniază Dat și Hai, respectiv Choi și Li în studiile lor ([14], [24]), condițiile de contur ale plăcilor sunt determinante în activarea mecanismului de membrană întinsă/comprimată în plăci. Având în vedere că acesta presupune dezvoltarea unor deplasări mari, grosimea plăcii este un alt parametru semnificativ din punctul de vedere al mecanismului de membrană întinsă/comprimată. În vederea studiului parametrilor menționați se rulează analize pe modele numerice derivate din modelul numeric validat pe baza studiului experimental derulat de Bailey și alții [13].

III.2.A.i. Alegerea densității optime a elementelor finite

Considerând faptul că elementele finite utilizate pentru elementele realizate din beton sunt elemente finite volumice, cu opt noduri, pasul de discretizare trebuie să fie unul suficient de fin, cu atât mai mult cu cât se folosește algoritmul de eroziune descris în cadrul capitolului

II. După cum rezultă din analiza de validare bazată pe studiul experimental al lui Bailey și alții [13], latura elementelor finite volumice este de 3.65mm, dimensiune echivalentă cu un raport de aproximativ 1/300 între dimensiunea elementelor finite și lumina pe direcția scurtă a plăcii (1100mm). Pentru placa de 18.2mm, aleasă din gama testată de Bailey pentru analiza de validare, se obține un număr de 5 elemente finite pe grosimea plăcii. Rezultă un total de 207000 de noduri doar pentru modelarea, pe sfert, a plăcii din beton simplu. Având în vedere necesitatea studiului pe modele complete de structuri multietajate, este de interes obținerea unui număr cât mai redus de elemente finite, cu păstrarea unui nivel satisfăcător de acuratețe.

Pe de altă parte, placa testată de Bailey și utilizată în modelul de validare se încadrează în categoria plăcilor subțiri, având raportul h_f/L_0 (L_0 – lumina pe direcția scurtă) egal cu 1/60. În proiectarea curentă, se utilizează plăci armate pe două direcții având valori de 1/35 ~ 1/40 pentru acest raport. Având în vedere aceste considerente, studiul densității de elemente finite necesare în vederea obținerii unor rezultate precise este realizat pentru valori ale raportului h_f/L_0 care definesc limite extreme ale „zvelteței” secțiunii plăcii: 1/30 și 1/60. Studiul mărimii optime a pasului de discretizare se bazează pe ideea că, odată cu creșterea densității elementelor finite, rezultatele analizelor succesive vor converge spre o aceeași soluție. Tabelul III-15 indică modelele numerice analizate și caracteristicile acestora relevante din punctul de vedere al obiectivului descris. Timpii de rulare prezentați în tabel au rezultat în urma rulării tuturor modelelor în Abaqus/Explicit, utilizând aceeași stație de lucru. Caracteristicile tehnice relevante sunt tipul procesorului (Intel® Core(TM) i7-4770K CPU @ 3.5GHz) și memoria RAM instalată (32GB).

Tabelul III-15: Studiul densității optime de discretizare - Modele numerice și timpi de rulare

Model numeric	Raport h_f/L_0	Raport h_{ef}/L_0	Număr de elemente finite pe grosimea plăcii	Număr de noduri în model	Timp rulare [ore]
PB_G18_1E	1/60	~1/60	1	~ 36400	-
PB_G18_3E		~1/180	3	~ 263300	~ 14.3
PB_G18_4E		~1/240	4	~ 458300	~ 27.3
PB_G18_5E (Analiză validare)		~1/300	5	~ 833300	~ 47.8
PB_G18_6E		~1/360	6	~ 1703300	~ 94.2
PB_G18_7E		~1/425	7	~ 2624000	~ 197.4
PB_G36_5E		1/30*	~1/155	5	~ 74400
PB_G36_7E	~1/215		7	~ 180900	~ 11.2
PB_G36_9E	~1/275		9	~ 350800	~ 26
PB_G36_11E	~1/335		11	~ 613000	~ 42.5

*Modelele numerice cu plăci având $h_p/L_0 = 1/30$ sunt realizate pe sfert, considerând dubla simetrie a structurii.

L_0 – lumina în deschiderea scurtă a plăcii (1100mm în cazul de față)

h_f – grosimea plăcii

h_{ef} – latura elementului finit

Figura III-54 prezintă curbele „Deplasare verticală/Înălțime utilă – Încărcare/Încărcare de formare a liniilor de curgere” obținute în urma rulării analizelor numerice în Abaqus/Explicit pentru placa cu grosime de 18.2mm testată experimental de Bailey și alții [13]. Figurile Figura VI-81, Figura VI-82, Figura VI-83 și Figura VI-84 prezentate la secțiunea VI. ANEXE ilustrează

modul de cedare de reprezentare al mecanismului de membrană întinsă/comprimită, respectiv modul de cedare ce rezultă din analiza modelelor numerice PB_G18_4E, respectiv PB_G18_6E. Având în vedere faptul că pentru modelele numerice având $h_f/L_0 = 1/30$ nu este relevantă comparația cu rezultatele obținute de Bailey și Dat, rezultatele analizelor numerice sunt sintetizate sub forma unor curbe „Încărcare – Deplasare verticală”. Acestea sunt prezentate în Figura III-55.

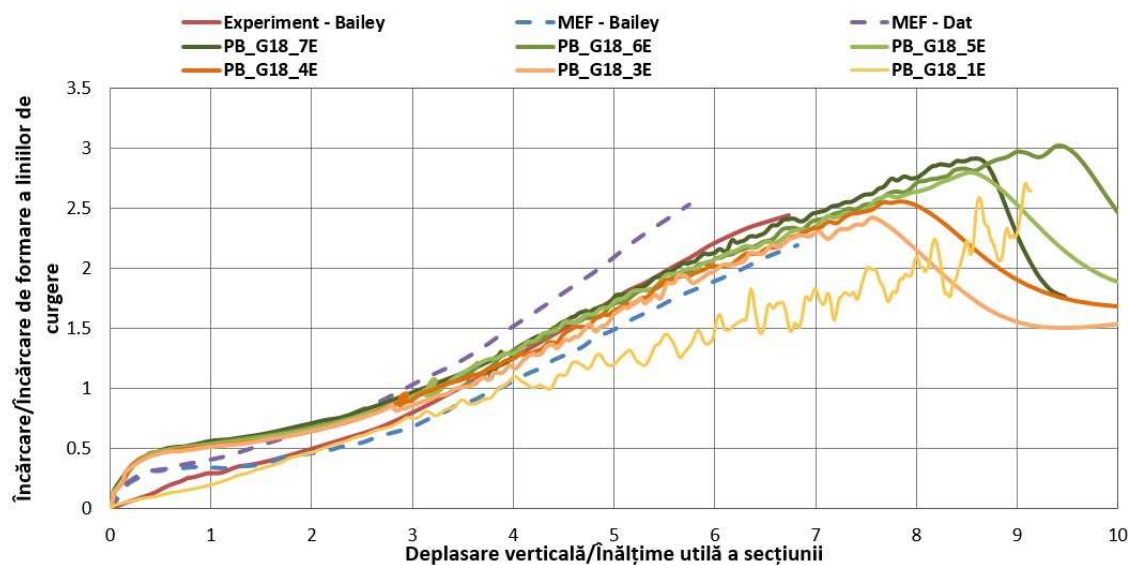


Figura III-54: Studiul densității optime de discretizare – Modele numerice având $h_f/L_0 = 1/60$

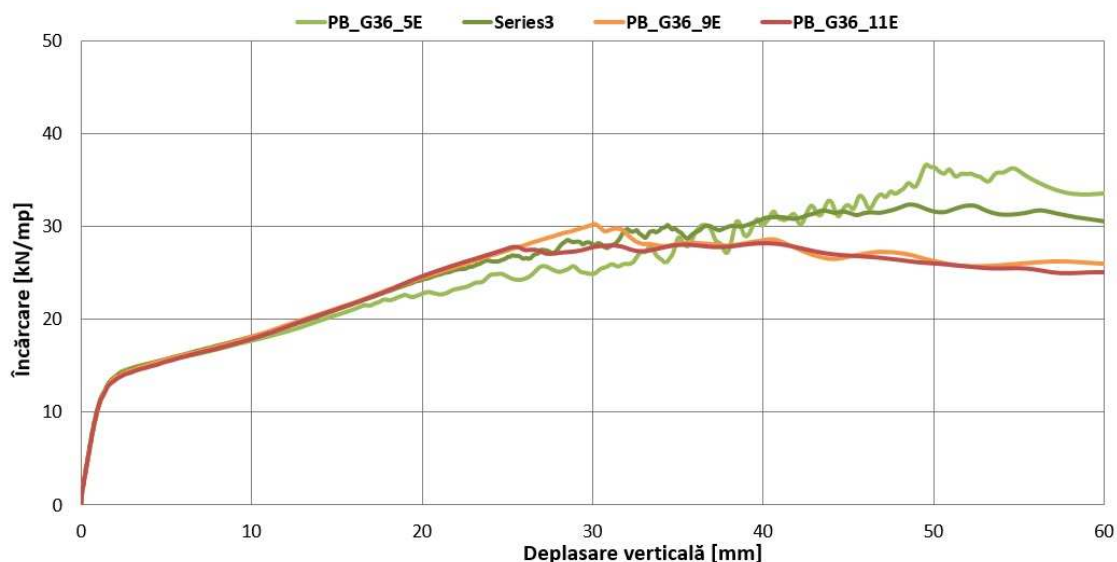


Figura III-55: Studiul densității optime de discretizare – Modele numerice având $h_f/L_0 = 1/30$

În urma studiului rezultatelor analizelor efectuate, se pot concluziona următoarele cu privire la densitatea optimă a elementelor finite în analiza numerică a plăcilor armate pe două direcții:

- ✓ Redarea numerică a comportării plăcilor în domeniul de deformare corespunzător mecanismului clasic de încovoiere, respectiv mecanismului liniilor de curgere, prin procedeul numeric propus, prezintă sensibilitate redusă la densitatea rețelei de discretizare.

- Pe de altă parte, sensibilitatea în raport cu același parametru, asociată reprezentării numerice a comportării plăcilor în domeniul deformațiilor mari, aferente activării mecanismului de membrană întinsă/comprimată, este mai pronunțată: în cazul plăcilor subțiri ($h_f/L_0 = 1/60$), deplasarea corespunzătoare cedării variază între $7.9h_f$ (4 elemente finite pe grosimea plăcii) și $9.5h_f$ (6 elemente finite pe grosimea plăcii) cu convergență spre $8.5h_f$ (5 și 7 elemente finite pe grosimea plăcii), în timp ce în cazul plăcilor groase, caracterizate de $h_f/L_0 = 1/30$, deplasarea verticală corespunzătoare cedării variază între $0.7h_f$ (9 elemente finite pe grosimea plăcii) și $0.85h_f$ (11 elemente finite pe grosimea plăcii).
- ✓ Plăcile subțiri ($h_f/L_0 = 1/60$) pot fi analizate în condiții optime de eficiență și acuratețe, până la cedare, cu densități ale elementelor finite definite de valori ale raportului h_{ef}/L_0 apropiate de $1/300$. Dacă studiul plăcilor se limitează cel mult la comportarea impusă de mecanismul liniilor de curgere, pot fi utilizate rapoarte h_{ef}/L_0 mai mari, cuprinse între $1/180$ și $1/200$, care conduc la soluții numerice mai eficiente.
 - ✓ Analog, comportarea până la cedare a plăcilor caracterizate prin $h_f/L_0 = 1/30$ poate fi reprezentată numeric, în condiții de eficiență și la un nivel satisfăcător de acuratețe, prin intermediul modelului numeric propus utilizând o densitate a elementelor finite impusă prin valori ale raportului h_{ef}/L_0 situate în jurul valorii de $1/215 - 1/275$. Valori inferioare ale acestui raport (până la $1/155$) pot fi utilizate cu succes dacă se urmărește studiul mecanismului liniilor de curgere pentru această categorie de plăci.

III.2.A.ii. Influența condițiilor de contur și a grosimii plăcii

Analiza de validare bazată pe studiul derulat de Bailey și alții [13], prezentată în cadrul secțiunii II.2.C.ii, indică faptul că modelul numeric propus este capabil să surprindă, cu un nivel satisfăcător de acuratețe, mecanismele de rezistență ale plăcilor (subțiri), simplu rezemate pe contur. Modul de cedare indicat atât de încercarea experimentală, cât și de modelul numeric, constă în ruperea armăturilor în zona centrală a plăcii. În studiul publicat, Bailey și alții [13] subliniază faptul că lucrări anterioare [89] indică posibilitatea de dezvoltare a mecanismului de membrană întinsă/comprimată inclusiv la plăcile având condiții de contur echivalente cu încastrări perfecte. Pe de altă parte, chiar în condiții de simplă rezemare pe contur, rigiditatea plăcii se apreciază considerabil în ipoteza măririi grosimii acesteia.

Având în vedere cele menționate, pe de o parte, prezintă interes studiul nivelului deplasărilor atins, până la cedare, de plăci având conturul perfect încastrat. Analiza unei astfel de situații, fără prevederea unor armături corespunzătoare momentului încovoietor negativ nu ar avea sens. Astfel, modelul numeric utilizat pentru analiza de validare pe baza experimentului lui Bailey și alții [13] este modificat prin realizarea conturului încastrat și prin adăugarea unei cantități de armătură la moment negativ, egală cu aproximativ o dată și jumătate cantitatea de armătură prevăzută la moment pozitiv (situație care se regăsește, cu aproximație, în situațiile reale de proiectare). Având în vedere faptul că mecanismul de membrană întinsă/comprimată presupune dezvoltarea unor întinderi importante în zona centrală a deschiderii plăcii, se va studia cazul curent, în care armarea la moment negativ pătrunde un sfert din lămină spre interiorul deschiderii (PB_AMN025), respectiv un caz în care armarea superioară din placă este continuă (PB_AMNC). Pe de altă parte, după cum s-a menționat anterior, placa testată de Bailey nu este caracterizată de o valoare a raportului h_f/L_0 aplicabilă în proiectarea curentă a plăcilor armate pe două direcții la structuri în cadre din beton armat. În același timp, un anumit nivel de deformabilitate este necesar în vederea dezvoltării mecanismului de membrană întinsă/comprimată în plăci.

Ca urmare, se studiază nivelul de deformabilitate până la cedare ale unor plăci având grosimi mai mari, deci rigiditate sporită, utilizabile în cadrul unor structuri tipice în cadre din beton armat. Modelele numerice analizate sunt obținute pe baza modelului numeric utilizat în analiza de validare (PB_G18) bazată pe studiul experimental derulat de Bailey și alții [13]. Păstrând condițiile de rezemare, armarea și modificând grosimea plăcii se obțin două modele numerice suplimentare: modelul PB_G22 având o placă cu grosimea de 22mm ($h_f/L_0 = 1/50$), respectiv modelul PB_G36 având o placă cu grosimea de 36.4mm ($h_f/L_0 = 1/30$).

Rezultatele obținute în urma analizei modelelor numerice descrise anterior sunt prezentate, în manieră sintetică, cu ajutorul graficelor ilustrate prin Figura III-56, respectiv Figura III-57. De asemenea, modul de formare al inelului de întindere, respectiv al inelului comprimat precum și modul de cedare pentru modelele numerice PB_G22 și PB_G36 pot fi observate în figurile Figura VI-85, Figura VI-86, Figura VI-87, Figura VI-88 din cadrul secțiunii VI. ANEXE. Analizând aceste rezultate, rezultă următoarele:

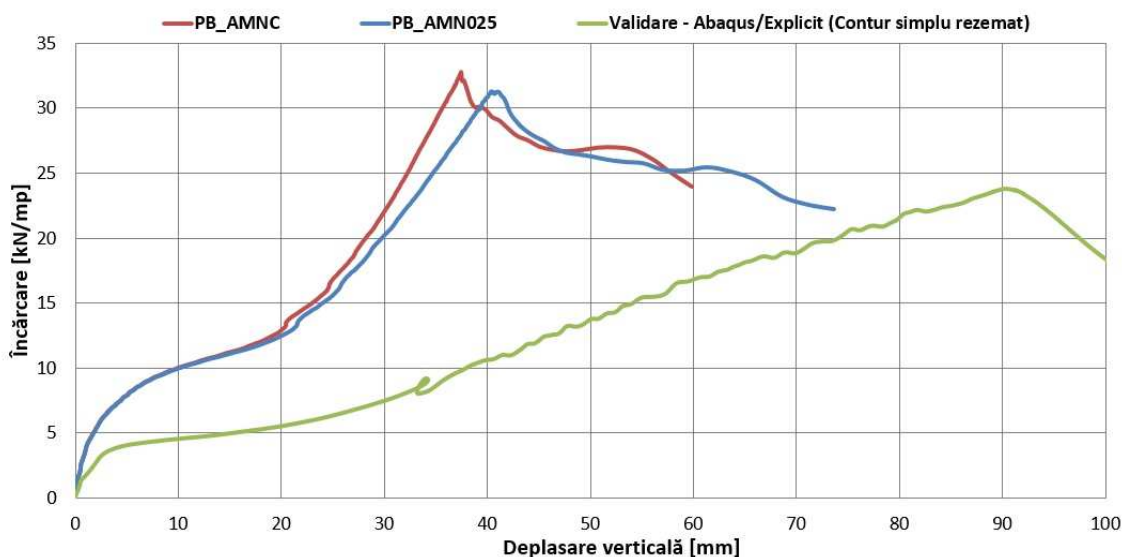


Figura III-56: Mecanisme de rezistență la plăci – Influența rezemărilor pe contur

- ✓ Figura III-56 indică pentru placa încadrată pe contur, așa cum era de așteptat, o comportare caracterizată de un nivel de rezistență și rigiditate superior, prin comparație cu placa simplu rezemată pe contur.
- ✓ Analizele rulate pe baza modelelor numerice PB_AMNC și PB_AMN025 (Figura III-56) confirmă, de asemenea, ipoteza conform căreia prevederea armăturii superioare din placă în mod continuu sau doar pe un sfert din lumina plăcii nu influențează semnificativ modul de dezvoltare al mecanismului liniilor de curgere; sarcina plastică limită calculată manual, conform [12] este de aproximativ 23kN/m².
- ✓ Figura VI-89 ce poate fi regăsită la secțiunea VI. ANEXE indică, în reprezentare grafică, formarea mecanismului de membrană întinsă/comprimită inclusiv în condiții de încadrare a conturului. Curbele „Încărcare – Deplasare verticală” din Figura III-56 indică faptul că disponerea continuă sau nu a armăturilor superioare din placă nu influențează semnificativ dezvoltarea mecanismului de membrană întinsă/comprimită în condiții de contur încadrat. Aceasta se explică prin faptul că cedarea (ruperea armăturilor) survine în zona rezemelor, caz în care existența unei cantități suplimentare de armătură în zona centrală, supusă întinderilor, nu este decisivă.

- ✓ Rezultatele obținute pe baza modelelor PB_G22 și PB_G36 (Figura III-57) indică o scădere a nivelului de deformabilitate al plăcilor până la cedare, odată cu creșterea grosimii secțiunii.
- ✓ După cum rezultă din Figura III-57, odată cu creșterea grosimii plăcii, se înregistrează o creștere semnificativă a capacității mobilizate prin intermediul mecanismului de liniile de curgere ($8.52\text{kN/m}^2 - 18.2\text{mm grosime} < 12.00\text{kN/m}^2 - 22\text{mm grosime} < 25.41\text{kN/m}^2 - 36.4\text{mm grosime}$). În schimb, nivelul de rezistență mobilizat atins prin intermediul mecanismului de membrană întinsă/comprimită nu este semnificativ influențat de creșterea grosimii plăcii. Formarea acestui mecanism, chiar și în cazul plăcii cu grosimea de 36.4mm ($h_f/L_0 = 1/30$), este evidențiată, în mod grafic, în Figura VI-87 din secțiunea VI. ANEXE.

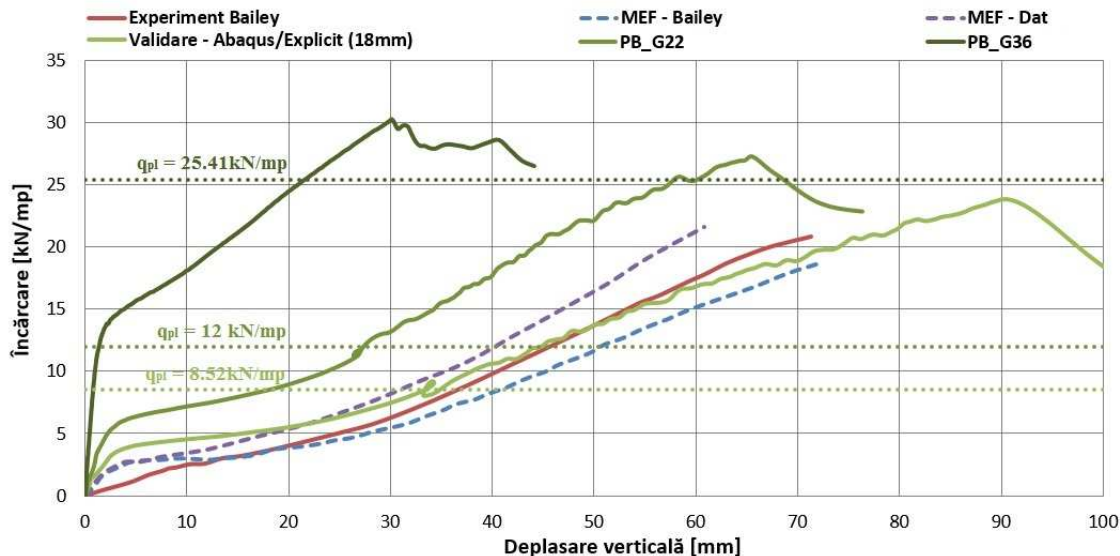


Figura III-57: Mecanisme de rezistență la plăci simplu rezemate pe contur – Influența grosimii plăcii

III.2.B. Studiul a două modele numerice de structuri cu stâlpi, grinzi și plăci

Analizele prezentate în subcapitolul anterior (III.2.A) indică faptul că plăcile subțiri ($h_f/L_0 = 1/60$), perfect încastrate pe contur, sunt capabile să atingă, înainte de cedare, un nivel al deplasărilor suficient pentru dezvoltarea mecanismului de membrană întinsă/comprimită, ulterior mecanismului liniilor de curgere. Aceeași concluzie este valabilă în cazul plăcilor cu secțiuni mai dezvoltate ($h_f/L_0 = 1/30$), dar simplu rezemate pe contur. Astfel de condiții de contur reprezintă însă cazuri ideale, care nu reflectă comportarea impusă de rezemările reale ale plăcilor ca și elemente componente ale structurilor de rezistență din beton armat. Pe de altă parte, subcapitolul III.1 surprinde modul de dezvoltare al mecanismelor de rezistență caracteristice elementelor liniare din beton armat, precum și factorii cu influență determinantă asupra acestora, fără a considera însă și interacțiunea cu elementele de rezistență de suprafață (plăci) care sunt, în mod obligatoriu, componente ale structurii de rezistență ale unei clădiri din beton armat.

Se preconizează că, prin considerarea în analiză a interacțiunii dintre elementele de rezistență liniare și cele de suprafață, tipurile de mecanisme de rezistență caracteristice fiecărei categorii de elemente de rezistență vor interfera, alterându-și reciproc modul de dezvoltare. De asemenea, prin introducerea plăcii în modele numerice se anticipează o creștere semnificativă a rigidității structurii care ar putea avea ca efect împiedicarea dezvoltării mecanismelor pentru

care se impune, ca și condiție necesară, atingerea unui nivel sporit de deformare. Reiese deci că, rezultatele unei analize numerice privind dezvoltarea mecanismelor de rezistență pentru o structură în cadre din beton armat, conținând atât elemente de rezistență liniare (grinzi, stâlpi), cât și elemente de rezistență de suprafață (plăci), vor fi – cu probabilitate ridicată – dificil de interpretat.

Pornind de la aceste considerente, înainte de a face o astfel de analiză pe un model numeric de structură reală, obținută în urma unui proces de proiectare, se consideră oportună (pentru a limita numărul elementelor de nouitate care să complice și mai mult interpretarea rezultatelor) analiza preliminară a dezvoltării mecanismelor de rezistență pe baza a două modele numerice relevante, alcătuite pe baza caracteristicilor geometrice și de material utilizate în analiza de validare realizată pe baza studiului experimental derulat de Yi și alții [28].

Având în vedere influența semnificativă a flexibilității elementelor de rezistență orizontale (grinzi, respectiv plăci) în dezvoltarea diferitelor mecanisme de rezistență, cele două modele numerice alcătuite și analizate se contrapun din punctul de vedere al acestui parametru: un prim model numeric (MF) reprezintă - ca urmare a flexibilității sporite - o variantă mai degrabă teoretică; cel de-al doilea model numeric (MR) este compus din elemente de rezistență compatibile cu structuri de rezistență reale din punctul de vedere al criteriilor de rigiditate utilizate în predimensionări. Modele numerice descrise sunt derivate din modelul spațial MS4D, descris în cadrul subcapitolului III.1.D. Modificările aduse acestui model constau în adăugarea plăcilor, respectiv modificarea deschiderilor grinzilor. Armarea inferioară a plăcilor echivalează cu dispunerea unor bare $\Phi=8\text{mm}$ la o distanță de 10cm, în timp ce armarea superioară a plăcilor este echivalentă cu dispunerea, în zona reazemelor plăcii, a unor bare $\Phi=10\text{mm}$ la o distanță de 10cm. Caracteristicile geometrice exacte ale celor două modele numerice sunt specificate exact în Tabelul III-16.

Tabelul III-16: Modele spațiale cu placă – Proprietăți geometrice

Model numeric	Lumină (L_0) grindă/placă [m]	Secțiune grindă $b \times h_{gr}$ [mm]	Grosime placă (h_f) [mm]	Raport h_{gr}/L_0	Raport h_f/L_0
MF	2.467	200x100	50	1/12.335	1/50
MR	2.000	200x100	60	1/10	1/33

Rezultatele analizelor statice neliniare de tip „pushdown” realizate pe baza celor două modele numerice descrise, sunt prezentate, sub forma curbelor „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” din Figura III-58. De asemenea, în vederea unei analize complete a mecanismelor de rezistență dezvoltate până la cedare de configurațiile structurale studiate, este necesar studiul variației eforturilor axiale din grinzile adiacente elementului de rezistență avariat.

Având în vedere comportarea similară a celor două modele numerice analizate (MF, MR) și dubla simetrie a fiecăruia dintre ele, este trasată curba variației eforturilor axiale doar într-unul dintre cele patru seturi de grinzi adiacente stâlpului avariat, ale modelului numeric MR. Grinzile (trei la număr) sunt notate cu „GR_Inf”, „GR_Med”, „GR_Sup”, de jos în sus; capetele grinzilor care intersectează stâlpul avariat sunt notate cu C2, în timp ce extremitățile opuse sunt notate cu C1. În conformitate cu aceste precizări, variația efortului axial într-un set de grinzi adiacente stâlpului avariat este prezentată în Figura III-59.

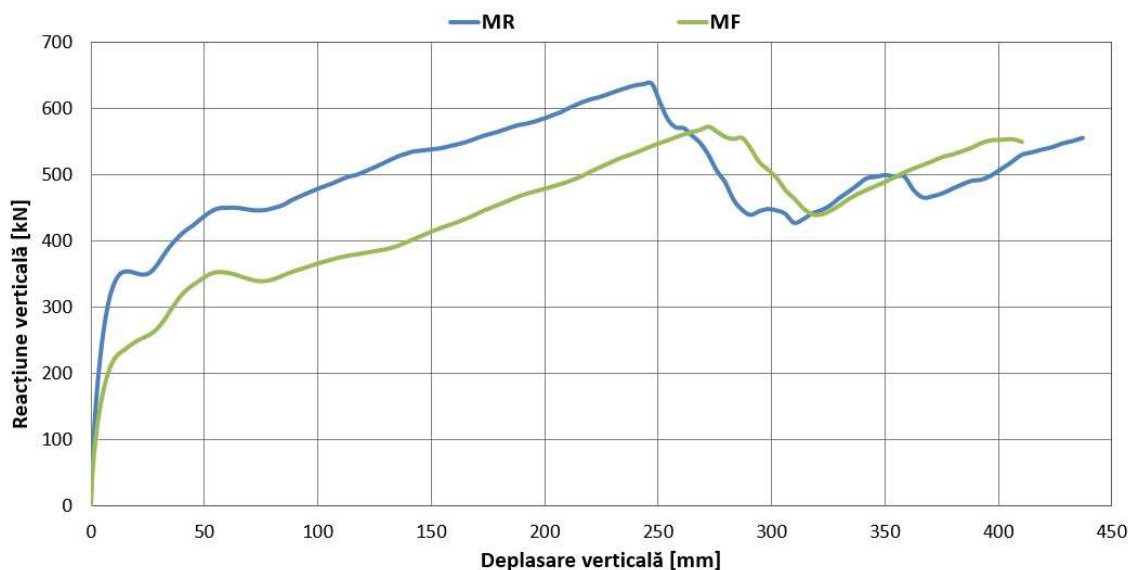


Figura III-58: MF vs. MR - Curbe „Deplasare verticală – Reacțiune verticală”

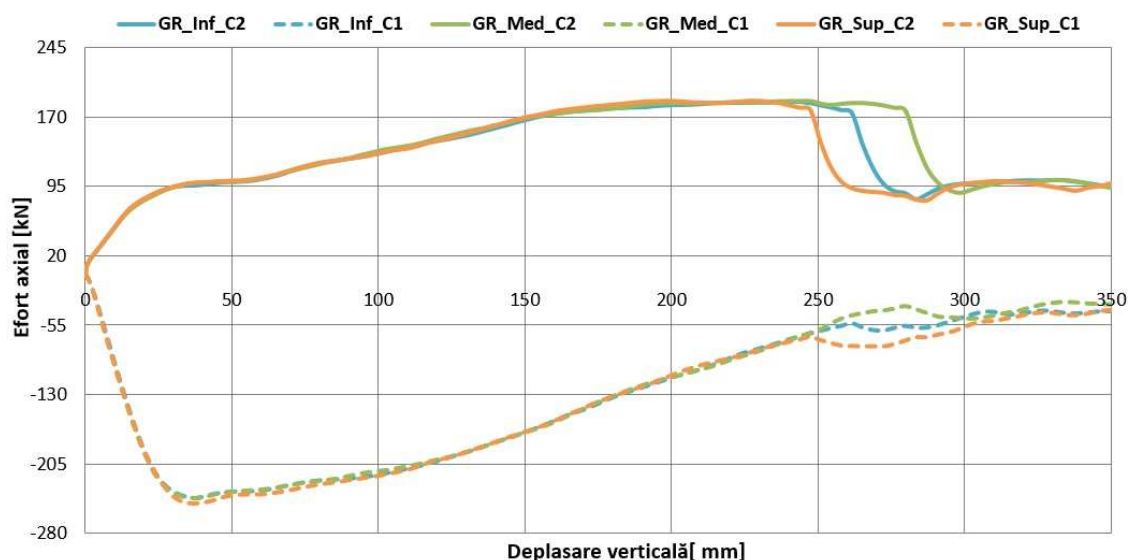


Figura III-59: Variația eforturilor axiale în grinzile adiacente stâlpului avariāt – Modelul MR

În vederea stabilirii nivelului de capacitate portantă mobilizat prin intermediul fiecărui mecanism, se impune determinarea sarcinii de formare a mecanismului plastic al structurii analizate, mecanism care presupune formarea articulațiilor plastice la extremitățile grinzilor și, totodată, formarea liniilor de curgere în plăci. În contextul unei conlucrări puternice între grinzi și plăci (indiscutabilă în cazul structurilor din beton armat monolit), la calculul momentelor plastice ale grinzilor este importantă considerarea contribuției plăcii. Pentru aceasta este necesară întâi stabilirea unei lățimi active de placă (b_{eff}). În acest sens, cele mai recente coduri românești de proiectare seismică – P100/2006 [90], respectiv P100/2013 [70] – indică stabilirea lățimii active de placă (b_{eff}) astfel:

- în cazul grinzilor care intră într-un stâlp exterior, b_{eff} se ia egală cu lățimea stâlpului b_c , dacă nu există grinzi transversale în nod și egală cu b_c plus de două ori grosimea plăcii h_f de fiecare parte a grinzii, dacă asemenea grinzi există.

- în cazul grinzilor care intră în stâlpi interiori, b_{eff} este mai mare decât valorile indicate mai sus cu câte $2h_f$ de fiecare parte a grinzii.

Cea mai recentă normă americană pentru proiectarea structurilor din beton armat, ACI 318-11 [75], specifică determinarea lăţimii active conform schemei din Figura III-60.

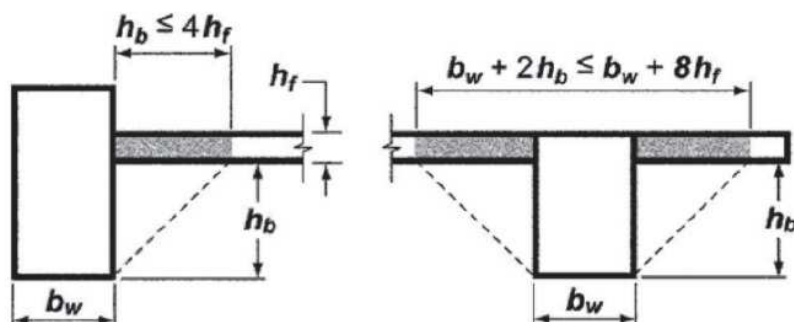


Figura III-60: Determinarea lăţimii active de placă în conformitate cu ACI 318-11 [75]

În lucrarea curentă, calculul lăţimii active de placă se face conform procedurii descris în ACI 318-11 [75]. Odată stabilită lăţimea activă de placă, ținând cont de armăturile din placă, aferente acestuia, se determină momentele plastice (pozitiv, respectiv negativ), corespunzătoare secțiunii T a grinzilor. Datele necesare precum și valorile rezultate pentru grinzile modelelor numerice analizate sunt prezentate în Tabelul III-17.

Tabelul III-17: Momente plastice pentru grinzile T

Model numeric	Armare grindă/acoperire	Lăţime activă de placă - b_{eff} [mm]	Armare aferentă placă/acoperire medie		Moment plastic [kNm]	
			Inferioară	Superioară	Pozitiv (M_{gr^+})	Negativ (M_{gr^-})
MF	4Φ12mm / 25mm	400	4Φ2.7mm/ 5.4mm	4Φ3.3mm/ 4.5mm	16.09	21.28
MR	4Φ12mm / 25mm	380	4Φ2.7mm/ 5.4mm	4Φ3.3mm/ 4.5mm	16.24	20.96

Valorile momentelor plastice sunt determinate cu ajutorul utilitarului „Section Designer”, disponibil în cadrul programului de analiză structurală SAP2000 (Figura III-61). Acest utilitar furnizează o diagramă „Moment-Curbură” pentru orice secțiune transversală definită de utilizator. Rezultatele sunt furnizate în urma discretizării secțiunii transversale în fibre; programul „urmărește”, în fiecare dintre fibrele definite, curba uni-axială σ - ϵ definită de utilizator pentru materialul aferent.

În cazul de față, secțiunile T au fost discretizate prin divizarea în 20 de părți după fiecare dintre cele două direcții ortogonale din plan. Odată stabilite momentele plastice ale grinzilor (Tabelul III-17) și momentele plastice ale plăcilor sarcina corespunzătoare formării mecanismului plastic se determină pe baza *principiului lucrului mecanic virtual*. Conform acestui principiu, în cazul unui „corp deformabil aflat în echilibru sub acțiunea forțelor exterioare și interioare, lucrul mecanic virtual al forțelor exterioare este egal cu lucrul mecanic virtual al tensiunilor, pentru orice deplasare virtuală cinematic admisibilă” [91].

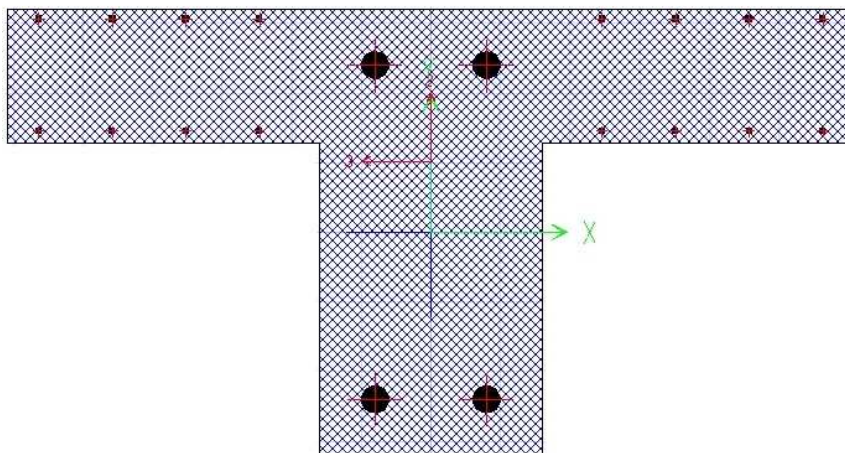


Figura III-61: Definierea secțiunilor de grindă T în utilitarul „Section Designer” – SAP 2000

În termeni matematici, principiul lucrului mecanic virtual se scrie sub forma ecuațiilor (11). Explicând aceste ecuații sub forma expresiilor (12) - (15), se obține valoarea sarcinii aferente formării mecanismului plastic.

$$\delta L_{ext} = \delta L_{\sigma} \rightarrow L_{ext} = -L_{int} \quad (11)$$

$$L_{ext} = P_l \cdot \Delta \quad (12)$$

$$-L_{int} = L_{\sigma}^{grinzi} + L_{\sigma}^{plăci} \quad (13)$$

$$L_{\sigma}^{grinzi} = 3 \cdot 4 \cdot \frac{\Delta}{L_0} \cdot (M_{gr}^+ + M_{gr}^-) \quad (14)$$

$$L_{\sigma}^{plăci} = 3 \cdot 8 \cdot \Delta \cdot (m_{pl}^+ + m_{pl}^-) \quad (15)$$

Astfel, în acord cu relațiile precizate mai sus, prezintă nivelul de rezistență mobilizat prin intermediul mecanismului plastic și, ulterior formării acestuia, prin activarea mecanismului de lanțșor în grinzi, respectiv a mecanismului de membrană întinsă/comprimată în plăci, pentru cele două modele numerice analizate (MF și MR).

Tabelul III-18: Mecanisme de rezistență – MF vs. MR

Model numeric	Momente plastice ale plăcilor [kNm/m]		P ₁ [kN]	Încărcare maximă – P _{max}	
	Pozitiv (m _{pl} ⁺)	Negativ (m _{pl} ⁻)		Valoare [kN]	Creștere în raport cu P ₁ [%]
MF	3.057	4.532	363.9	572.3	57.3
MR	3.778	5.608	448.5	637.3	42.1

* P₁ – încărcarea corespunzătoare formării mecanismului plastic

Analizând rezultatele obținute se pot concluziona următoarele:

- ✓ Conform curbelor „Deplasare verticală – Reacțiune verticală” prezentate în Figura III-58, proiectarea unor structuri de rezistență în cadre din beton armat compuse din elemente de rezistență caracterizate de un nivel de flexibilitate redus (grinzi: $h_{gr}/L_0 = 1/10$; plăci: $h_f/L_0 = 1/33$) nu conduce, în mod obligatoriu, la incapacitatea acestora de a atinge un nivel de deformabilitate care să permită dezvoltarea mecanismelor de rezistență avansate

(mecanismul de lănțisor în grinzi, respectiv mecanismul de membrană întinsă/comprimată în plăci).

- ✓ Neglijarea influenței plăcilor influențează în mod semnificativ, atât din punct de vedere calitativ, cât și din punct de vedere cantitativ rezultatele unei analize numerice efectuate cu scopul de a determina capacitatea portantă maximă a unei structuri. Astfel, comparând capacitatea portantă obținută pentru modelul numeric MS4D (195.6kN - Tabelul III-13, Subcapitolul III.1.D) cu nivelul de rezistență indicat de modelul MF (572.3kN - Tabelul III-18), rezultă că includerea efectului plăcilor conduce la o creștere a capacității portante cu 193% (Figura III-62).

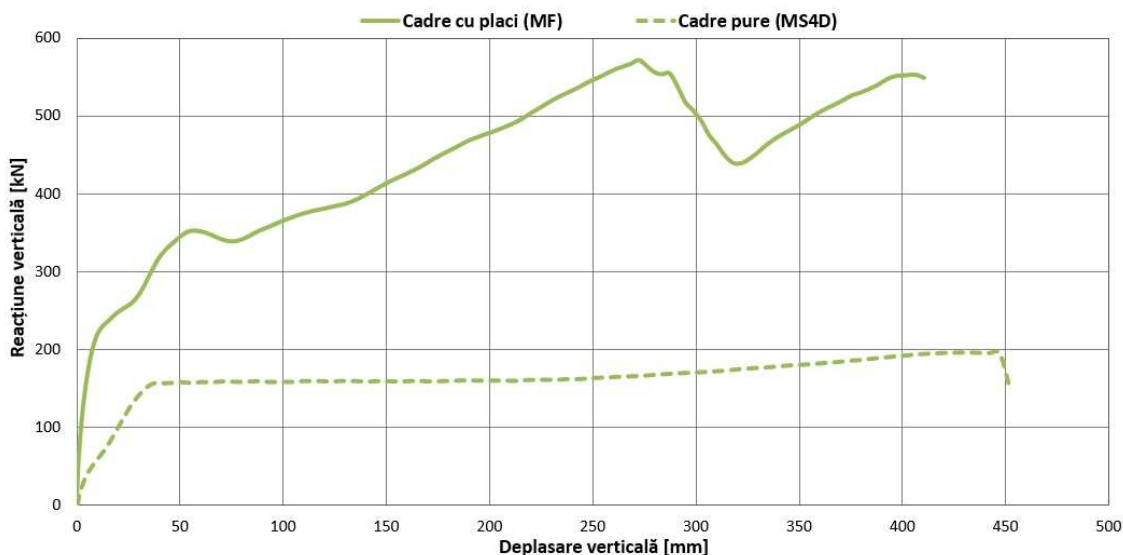


Figura III-62: Rezultate analize „pushdown”: Cadre cu plăci (MF) VS. Cadre pure (MS4D)

Pe de altă parte, influența plăcilor se resimte și în modul de funcționare al grinzilor, respectiv în modul de transmitere al solicitărilor și redistribuire a încărcărilor. Distribuția și variația eforturilor axiale din grinzi se schimbă complet odată cu introducerea plăcilor: pe de o parte, în cazul modelului numeric MS4D, rezultatele indică valori constante ale efortului axial pe lungimea grinzii, dar diferite ca intensitate și semn în funcție de poziționarea față de nivelul avariat (Figura III-50, Subcapitolul III.1.E); pe de altă parte, în cazul modelului numeric MF, variația efortului axial este aceeași, indiferent de poziționarea grinzii în raport cu zona avariată; în schimb, efortul axial nu mai este constant în lungul grinzilor ci trece treptat de la întindere, în capătul (C2) care intersectează stâlful avariat, la compresiune în capătul (C1) opus (Figura III-59).

- ✓ Având în vedere distribuția și variația efortului axial în grinzi în cazul includerii plăcii în modelul numeric (Figura III-59), acțiunea mecanismelor de rezistență caracteristice grinzilor nu mai poate fi clar delimitată. În consecință, aportul de rezistență datorat mecanismului de arc de compresiune, respectiv celui de lănțisor în grinzi, nu mai poate fi cuantificat cu exactitate.
- ✓ Conform datelor numerice prezentate în Tabelul III-18, modelele numerice complete, care includ plăcile, indică o sarcină ultimă a structurii cu 40%-55% mai mare decât cea corespunzătoare formării mecanismului plastic de cedare, și superioară prin comparație cu sporul de maxim 35% al sarcinii ultime față de sarcina de formare a mecanismului plastic de cedare indicat de analizele realizate pe modele numerice în cadre pure (Tabelul III-13).

Efectele descrise rezultă ca urmare a dublei acțiuni a plăcii: pe de o parte, placa din beton armat acționează ca o diafragmă, îmbunătățind comportarea grinzilor, permițându-le ca, prin restricțiile de deplasare în plan pe care le impune, să dezvolte momente încovoietoare superioare momentelor plastice (caracteristice unor solicitări de încovoiere pură, fără compresiune) – în zonele comprimate, respectiv să dezvolte eforturi axiale semnificative de întindere în celelalte zone; pe de altă parte, efectul benefic al plăcii constă în participarea ei, prin formarea mecanismului liniilor de curgere, la creșterea sarcinii de formare a mecanismului plastic de cedare, respectiv în capacitatea ei de a mobiliza rezerve de rezistență prin intermediul mecanismului de membrană întinsă/comprimită. Relativ la ultimul mecanism menționat, anterior s-a arătat că formarea acestuia este identificabilă inclusiv în mod grafic. În situația considerării plăcii ca o parte componentă a unei structuri de rezistență din beton armat, și nu ca un element de rezistență izolat (cazul studiului experimental derulat de Bailey și alții [13]), identificarea grafică a formării inelului central de întindere pe fața superioară a plăcii, nu mai este neapărat la fel de spectaculoasă. Totuși, fenomenul este în continuare observabil atât la nivelul feței superioare a plăcii de beton cât și la nivelul armăturilor inferioare din placă, după cum se poate observa în figurile Figura VI-90 și Figura VI-91 din secțiunea VI. ANEXE. Acestea, corelate cu informațiile din Figura III-59 referitoare la variația efortului axial din grinzi oferă o imagine de ansamblu asupra conlucrării dintre elementele de rezistență liniare (grinzi) și elementele de rezistență de suprafață (plăci) la preluarea unor sarcini la care nu au fost calculate, apărute ca urmare a avarierii unui element de rezistență vertical.

III.3. Sinteza rezultatelor. Concluzii preliminare. Contribuții personale.

Proiectarea structurilor în cadre din beton armat se face considerând funcționarea elementelor de rezistență în regim de încovoiere, în domeniul deplasărilor mici. După cum s-a arătat, în cazul unor avarii, elementele de rezistență pot activa mecanisme suplimentare de rezistență în vederea redistribuirii și transmiterii încărcărilor. În plus, dezvoltarea acestor mecanisme de rezistență suplimentare presupune adesea dezvoltarea unor deformații ce nu se încadrează în nivelul de deformabilitate preconizat prin proiectarea curentă. În consecință, există factori (calitatea oțelului, procent de armare, configurația secțiunii, flexibilitate) care, luați în considerare în procesul de proiectare, pot crea premisele ca, la apariția unei situații accidentale, structura avariata să fie capabilă să dezvolte mecanisme de rezistență suplimentare și să evite astfel producerea fenomenului de colaps progresiv post-avarie. Pe de altă parte, având în vedere complexitatea fenomenelor ce se doresc a fi reprezentate numeric precum și procedeul numeric propus și utilizat în lucrarea curentă, este necesar a fi verificată folosirea unor variante simplificate ale modelului numeric, menite să eficientizeze procesul de analiză (cum ar fi cele propuse de Botez în lucrarea sa de doctorat [18]). De asemenea, densitatea de elemente finite necesară în vederea obținerii unor rezultate numerice precise este un parametru care trebuie investigat. Astfel, obiectivul prezentului capitol este identificarea impactului pe care factorii menționați – și nu numai – îl au asupra capacității și analizei numerice a capacității structurilor de rezistență din beton armat de a dezvolta mecanisme de rezistență post-încovoiere.

În urma analizelor rulate și prezentate în subcapitolele III.1 și III.2 au rezultat multiple concluzii semnificative în raport cu obiectivul stabilit. Pe de o parte, unele dintre concluzii se aseamănă concluziilor semnalate de studiile similare (redușe ca număr!) existente până la ora

actuală. Pe de altă parte, în urma analizelor numerice au rezultat și concluzii care permit adăugarea de elemente noi la cunoștințele deja existente și formează perspective originale asupra dezvoltării mecanismelor avansate de rezistență la structuri în cadre din beton armat. În continuare sunt sintetizate și evidențiate concluziile care constituie contribuții personale în domeniu:

✓ Clasa oțelului este un factor de influență în raport cu mecanismele de rezistență caracteristice grinzilor. Astfel, odată cu creșterea clasei oțelului, studiile numerice realizate indică o apreciere, în termeni procentuali, a sporului de rezistență mobilizat prin intermediul mecanismului de arc de compresiune. Pe de altă parte, clasa oțelului – prin caracteristicile mecanice care o definesc – este un parametru determinant pentru activarea mecanismului de lăntșor în grinzi. Există lucrări [19] care subliniază necesitatea utilizării unui oțel cât mai deformabil în vederea activării acestui mecanism. Exigențele în termeni de rezistență a oțelului sunt însă puțin sau deloc discutate în raport cu activarea mecanismului de lăntșor. În Rezultatele studiilor derulate (Figura III-41) indică utilizarea unui oțel având valori cât mai mari ale raportului k între rezistență (f_t) și limita de curgere (f_{yk}). În plus, analizele prezentate în cadrul secțiunii III.1.A indică necesitatea corelării caracteristicilor de deformabilitate ale oțelului cu cele de rezistență, în vederea unei aprecieri corecte a existenței premiselor activării unor resurse de rezistență prin intermediul mecanismului de lăntșor. Rezultă astfel necesitatea armării elementelor portante cu oțeluri caracterizate de o „viteză” (v_σ) cât mai mare de creștere a tensiunii de la valoarea de curgere (f_{yk}), la valoarea maximă (f_t), de un prag minim de ductilitate $A_{gr}=5\%$, respectiv de un raport k care să tindă cel puțin spre valoarea 1,2. Ca o consecință cu valoare practică trebuie menționat structurile din România realizate utilizând oțeluri PC52 sau BST500 sunt înzestrate, din punctul de vedere al clasei oțelului cu proprietățile necesare activării unor resurse suplimentare de rezistență, post-avarie, prin intermediul mecanismului de lăntșor.

✓ În exprimare procentuală, aportul de rezistență mobilizat prin intermediul mecanismului de arc de compresiune crește odată cu scăderea flexibilității grinzilor în timp ce activarea mecanismului de lăntșor este avantajată de grinzile care prezintă un nivel accentuat de flexibilitate.

✓ Concluziile privind influența procentului de armare al grinzilor asupra activării mecanismelor avansate de rezistență sunt obținute în contextul realizării studiului, nu pe baza unor subansamble de beton armat - abordare frecvent utilizată în studiile disponibile în literatura tehnică - ci pornind de la o structura plană testată experimental de Yi și alții [28]. De asemenea, influența procentului de armare, este studiată pentru diferite grade de flexibilitate ale grinzilor. Analizele numerice realizate indică (Tabelul III-11) sporuri de rezistență obținute prin intermediul mecanismului CAA descrescătoare odată cu creșterea procentului de armare. **Aprecierile indicate de analize sunt de până la maxim 23% (față de valori situate între 37% și 88%, semnalate în literatura de specialitate pentru procente similare)** în raport cu nivelul de capacitate portantă asigurat prin intermediul mecanismului plastic de încovoiere. Dacă aprecierea nivelului de capacitate portantă mobilizat prin intermediul CAA este evidentă odată cu scăderea procentului de armare atât în cazul grinzilor flexibile, cât și în cazul grinzilor mai puțin flexibile (Tabelul III-11), o concluzie la fel de clară nu poate fi stabilită relativ la mecanismul de lăntșor. **Conform analizelor prezentate (secțiunea III.1.C, Tabelul III-11), în cazul grinzilor de flexibilitate sporită ($L_0/h_{gr} = 12.335$) se poate stabili cu certitudine o relație de directă proporționalitate între procentul de armare și sporul de rezistență**

mobilizat prin intermediul CA. Această concluzie nu poate fi totuși extrapolată și la grinzile mai rigide, caracterizate de un raport $L_0/h_{gr} = 9.1$. Totuși, în urma analizelor privind influența flexibilității și a procentelor de armare ale grinzilor **se poate stabili o relație antagonistă între CAA și CA:** factorii care avantajează activarea resurselor de rezistență prin unul din mecanisme, diminuează capacitatea structurii de a-și spori capacitatea portantă prin celălalt mecanism.

✓ Activarea mecanismelor de arc de compresiune și de lăntișor, respectiv nivelul de capacitate portantă mobilizat prin intermediul acestora sunt în strânsă dependență în raport cu restricțiile de deplasare în plan ale grinzilor: cu cât gradul de blocare la translații în plan orizontal ale capetelor grinzilor din deschiderile afectate de avarie este mai mare, cu atât nivelurile suplimentare de rezistență mobilizate prin intermediul celor două mecanisme sunt mai semnificative (Figura III-45, Figura III-48). Fiecare element de rezistență, parte a sistemului structural, influențează gradul de restricție a deplasărilor în plan ale grinzilor aflate în deschiderile afectate de avarie. **Rezultă astfel că, în vederea unei evaluări corecte a nivelului capacității portante atinse ca urmare a formării mecanismului CAA și CA este necesară reprezentarea numerică fidelă a nivelului de restricții la translații în plan orizontal asigurat capetelor grinzilor afectate de avarie de restul structurii de rezistență.** În acest context, este de menționat că studiile experimentale realizate pe subansamble grindă-stâlp, prezentate în literatură, pot oferi doar informații calitative – și nu cantitative – privind activarea unor resurse suplimentare de rezistență prin intermediul mecanismelor CAA și CA. De exemplu, pentru un sistem structural în cadre pure analizele numerice rulate indică **dublarea sporului de rezistență corespunzător CAA, respectiv un spor de rezistență datorat CA de 5 ori mai mare, la modificarea condițiilor de capăt ale grinzilor din cele reale, în blocaje perfecte ale translațiilor laterale.**

✓ Studiul mecanismelor de rezistență la structuri multi-etajate, în cadre din beton armat, este o preocupare relativ recentă în rândul comunității științifice interesate de domeniul colapsului progresiv. Studii experimentale ([16], [28]) realizate pe structuri plane oferă un ordin de mărime pentru sporurile de rezistență mobilizate prin intermediul mecanismelor CAA și CA. Fiecare dintre aceste două mecanisme are ca și caracteristică dezvoltarea unor eforturi axiale semnificative în secțiunile grinzilor unde se manifestă. Studiile numerice disponibile în literatura de specialitate nu acordă însă suficientă atenție distribuției eforturilor axiale în grinzile direct conectate la elementul vertical de rezistență avariata. Capitolul curent completează, din această perspectivă, cunoștințele existente relativ la activarea mecanismelor de rezistență avansate în cazul sistemelor structurale de cadre pure. Concluziile se obțin în urma analizei a trei modele numerice în care localizarea scenariului de avarie se face la niveluri diferite, după cum urmează: parter, nivel intermediar, ultimul nivel. Analizând curbele de capacitate rezultate (Figura III-49) în urma analizelor numerice, se poate indica o relație de aproximativă proporționalitate între sporul de rezistență mobilizat prin fiecare dintre cele trei mecanisme caracteristice grinzilor (FA, CAA și CA) și numărul de niveluri (deci de grinzi) existente deasupra nivelului la care se produce avaria. Analizând datele numerice exacte prezentate în Tabelul III-14 rezultă că doar nivelul de rezistență atins prin intermediul mecanismului FA respectă relația de proporționalitate presupusă. Mai mult, analizând variația eforturilor axiale din grinzile direct conectate la elementul de rezistență avariata în fiecare dintre cele trei scenarii (Figura III-50, Figura III-51, Figura III-52) **se poate concluziona că mecanismele de rezistență CAA și CA se dezvoltă cu precădere în grinda imediat superioară locului**

producerii avariei în timp ce grinda imediat inferioară locului producerii avariei dezvoltă un efort axial de intensitate comparabilă și semn contrar. Analiza rulată pe baza unui model numeric al unei structuri plane cu 8 niveluri, avariat la un nivel intermediar, furnizează eforturi axiale în grinzi care confirmă concluziile anterioare, obținute pe baza unor modele numerice plane și spațiale cu 3 niveluri (Figura III-53).

✓ Elementele prezentate anterior sunt concluzii obținute pe baza unor modele numerice și structurale care adoptă o ipoteză simplificatoare, dar conservativă, anume: neglijarea influenței plăcii. Introducerea plăcilor în modelele numerice cu ajutorul cărora sunt studiate structuri în cadre din beton armat monolit apropiate, categoric, simularea numerică de realitatea fenomenelor care se doresc a fi studiate. În același timp, introducerea plăcilor în modelele numerice este echivalentă cu sporirea semnificativă a puterii de calcul necesare și a duratei analizelor, ca urmare a creșterii importante a numărului elementelor finite. Având în vedere că analizele rulate și descrise în realizarea prezentei lucrări implică utilizarea unui așa-zis algoritm de eroziune în vederea surprinderii fisurilor discrete și chiar a ruperilor, este necesară o densitate a elementelor finite relativ mare. Mai multe analize numerice derivate din studiul experimental derulat de Bailey și alții [13] indică faptul că, **pentru soluții de o acuratețe bună, privind atât mecanismul liniilor de curgere, cât și mecanismul de membrană întinsă/comprimită, obținute în condiții de eficiență (timp de rulare), plăcile având rapoarte h_f/L_0 între 1/60 și 1/30 este necesar a fi discretizate în elemente volumice având raportul h_{ef}/L_0 dintre latura elementului finit și lumina deschiderii scurte a plăcii cuprins între 1/275 și 1/300.**

✓ Analizele numerice indică funcționarea plăcilor în regimul mecanismului de membrană întinsă/comprimită (mecanism identificabil și grafic, cu ajutorul Abaqus/Explicit, prin apariția în centrul plăcii a unei zone eliptice în care betonul este degradat prin întindere pe toată grosimea plăcii) atât în cazul plăcilor foarte subțiri ($h_f/L_0 = 1/60$) simplu rezemate sau încastrate pe contur, cât și în cazul plăcilor cu grosimi mai mari ($h_f/L_0 = 1/30$), simplu rezemate pe contur. În cazul plăcilor subțiri simplu rezemate pe contur, **analizele numerice rulate permit identificarea momentului formării mecanismului liniilor de curgere, respectiv activarea mecanismului de membrană întinsă/comprimită și cu ajutorul unei instabilități vizibile în curbele „Deplasare verticală – Încărcare” rezultate (Figura III-57).**

✓ Anterior s-au discutat consecințele considerării plăcii în modelele numerice din perspectiva unor aspecte ce țin de eficiența modelului numeric în obținerea soluției. O altă consecință imediată din perspectiva comportării sistemului structural, este rigidizarea puternică a acestuia ca urmare a considerării conlucrării reale dintre grinzi și plăci. S-a arătat atât în cadrul acestei lucrări cât și în lucrări de specialitate disponibile în literatura tehnică de specialitate că activarea mecanismului de lăncșor în grinzi, respectiv a mecanismului de membrană întinsă/comprimită în plăci presupune atingerea unui nivel semnificativ de deformații. În acest context, apare întrebarea dacă rigiditatea importantă conferită sistemelor structurale în cadre din beton armat monolit prin plăcile din beton armat permite dezvoltarea unor deformații suficient de importante pentru activarea mecanismelor menționate anterior. **Rezultatele analizelor prezentate cadrul capitolului curent (Figura III-58) confirmă scăderea semnificativă a nivelului de deformabilitate până la cedare dar totuși indică atingerea unui nivel al deplasărilor verticale echivalent cu cel puțin $1.25h_{gr}$, nivel de deformabilitate care permite activarea tuturor mecanismelor de rezistență descrise.** Această concluzie confirmă utilitatea studiului mecanismelor de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat pe baza unor modele numerice rezultate în urma unui proces de proiectare conform normelor

românești în vigoare. Considerarea influenței plăcii, în toate formele ei (comportare de șaibă orizontală, comportare de încovoiere, respectiv comportare de membrană întinsă/comprimită), conduce la un spor de rezistență de peste 190% în raport cu nivelul de capacitate portantă obținut prin studiul structurii omoloage în sistem structural de cadre pure. Concluzii preliminare indică de asemenea asigurarea, prin intermediul comportării de membrană întinsă/comprimită a plăcilor, a unui spor de rezistență în jurul a 50% în raport cu nivelul capacității portante mobilizate prin intermediul mecanismului plastic. Pe de altă parte, în cazul analizei scenariului de avariere al unui stâlp de la parter, modelul numeric care consideră conlucrarea dintre grinzi și plăci indică o distribuție total diferită a eforturilor axiale din grinzi, față de cea indicată la analiza structurii omoloage în cadre pure: **dacă modelul numeric compus doar din elemente liniare indică valori constante ale efortului axial pe lungimea grinzii, dar diferite în funcție de nivelul la care se află grinda** (Figura III-50, Subcapitolul III.1.E), **modelul numeric în care sunt modelate inclusiv plăcile indică aceeași variație a efortului axial în grinzi, indiferent de nivelul la care se află acestea; în schimb, variația în lungul grinzii nu mai este constantă ci trece de la întindere, în capătul direct conectat la stâlpul avariat, la compresiune în capătul opus** (Figura III-59).

IV. CAPITOLUL IV: Studiu de caz – Practica de proiectare curentă a structurilor în cadre din beton armat și mecanismele de rezistență la colaps progresiv

În cadrul celui de-al doilea capitol al prezentei lucrări a fost propus și validat un procedeu de modelare numerică, bazat pe metoda elementelor finite, care utilizează legi constitutive disponibile în Abaqus/Explicit în combinație cu un algoritm de eroziune suplimentar, implementat cu ajutorul unei subrutine Fortran. Cele două analize numerice de validare descrise în cadrul capitolului II, arată capacitatea modelului numeric astfel alcătuit ca, prin intermediul unei analize de tip „pushdown”, să reprezinte numeric atât mecanismele de rezistență caracteristice structurilor alcătuite din elemente liniare din beton armat (mecanismul clasic de încovoiere, mecanismul de arc de compresiune, mecanismul de lăncșor), cât și mecanismele de rezistență caracteristice elementelor de suprafață – plăcilor, mai exact – (mecanismul liniilor de curgere, respectiv mecanismul de membrană întinsă/comprimită). Activarea acestor mecanisme, în cazul avarierii structurii de rezistență prin distrugerea unui element de rezistență vertical, poate conduce la mobilizarea unor resurse de capacitate portantă suplimentare celor prevăzute prin procesul de proiectare, existând astfel șanse ca fenomenul de colaps progresiv să fie evitat.

Capitolul III prezintă studii privind câțiva dintre parametrii esențiali care influențează activarea mecanismelor avansate de rezistență, precum și nivelul de rezistență mobilizat odată ce acestea sunt activate. În literatura tehnică de specialitate opiniile privind posibilitatea de activare a mecanismelor care implică deplasări mari (mecanismul de lăncșor în grinzi, respectiv mecanismul de membrană întinsă/comprimită) în cazul unor configurații structurale reale sunt rezervate, motivul fiind rigiditatea prea mare rezultată în urma conlucrării plăcilor cu grinzile prin legătura asigurată în cazul structurilor din beton armat monolit: în urma unui experiment dinamic, pe o structură reală de 11 niveluri, Sasani și alții [33] publică un studiu care indică dezvoltarea unor deplasări verticale insuficiente pentru activarea mecanismului de lăncșor; mai mult, cercetările care abordează acest subiect sunt limitate ca număr. Analizele numerice rulate în cadrul capitolului III pe baza unor modele numerice complete (grinzi, plăci, stâlpi) strict teoretice, având secțiuni ale elementelor de rezistență comparabile ca rigiditate cu cele utilizate în mod curent în proiectare, indică posibilitatea ca și în aceste cazuri (ale unor sisteme structurale complete din beton armat), să fie activate mecanisme avansate de rezistență în cazuri excepționale de avariere.

IV.1. Mecanisme avansate de rezistență în cazul unei structuri multi-etajate în cadre din beton armat, proiectată conform P100/2013

Concluziile capitolului III privind mecanismele avansate de rezistență ce pot fi activate fie în elementele portante liniare (CAA și CA), fie în cele de suprafață (mecanismul liniilor de curgere, mecanismul de membrană întinsă/comprimită) sunt obținute pe baza unor structuri experimentale înzestrate cu caracteristici de armare, flexibilitate, detalieri etc. care nu sunt, în mod necesar, corelate cu norme de proiectare în vigoare și, cu atât mai puțin cu normele de

proiectare din România. Rezultă necesitatea și utilitatea studiului mecanismelor de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat în cazul unor structuri având caracteristici mecanice, de rezistență, de deformabilitate etc. obținute ca urmare a unui proces normal de proiectare, realizat în conformitate cu norme de proiectare (românești) în vigoare. Având în vedere aceasta, s-a optat pentru analiza scenariului de avariere C4 ([17]) amplasat la parterul unei structuri cu un regim de înălțime P+7E, oferită ca exemplu de proiectare în codul seismic românesc actual, P100/2013 [70].

Se face mențiunea că, modelul numeric analizat a fost obținut prin adăugarea unei trame centrale suplimentare pe ambele direcții, față de clădirea proiectată în P100/2013, în vederea obținerii unui scenariu de avarie pentru un stâlp interior (C4) (ax 3-C, Figura IV-63) veritabil și nu a unui stâlp interior perimetral (ax 2-B, Figura IV-63). Totodată, această modificare permite utilizarea simetriei în analiza cazului de avarie considerat. Astfel, timpul de rulare al analizei este redus considerabil ca urmare a reducerii numărului de elemente finite la un sfert, fără influențarea de natură calitativă a concluziilor privind posibilitatea de dezvoltare a mecanismelor avansate de rezistență. Planul unui nivel curent al structurii analizate este prezentat în Figura IV-63.

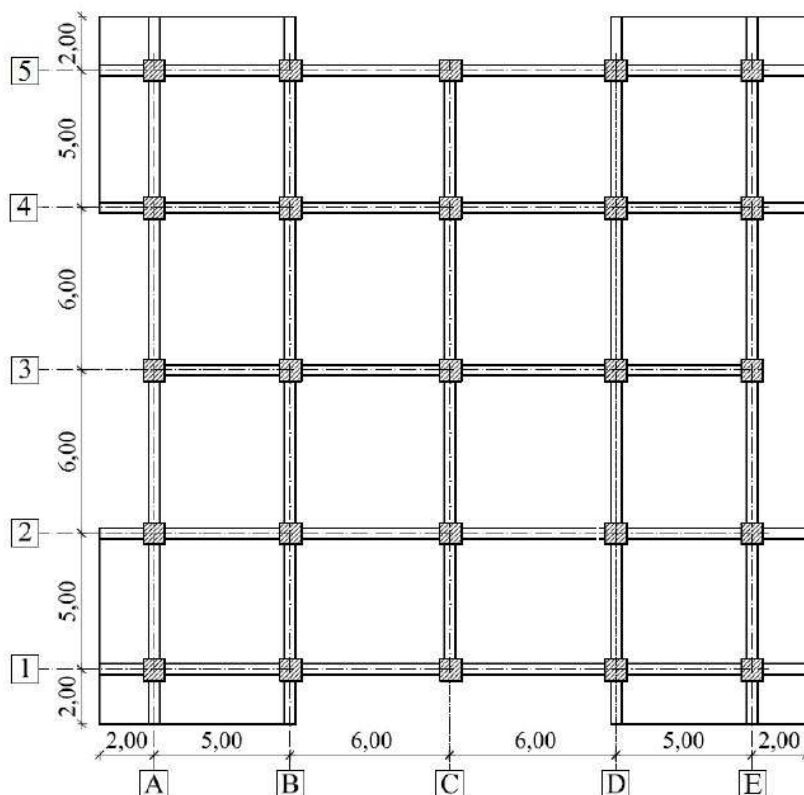


Figura IV-63: Plan nivel curent – Structură P+7E (modificat față de varianta P100/2013 [70])

Structura este amplasată în Giurgiu ($a_g = 0.25g$, $T_C = 1.0s$, $T_B = 0.2s$), este încadrată în clasa de importanță și expunere III ($\gamma_I = 1.0$) și este proiectată în clasa de ductilitate H (DCH) utilizând un beton de clasă C25/30, respectiv un oțel de tip PC52. Caracteristicile de proiectare ale materialelor sunt prezentate în Tabelul IV-19. Înălțimea unui nivel este de 3m, încărcarea utilă considerată este de 3kN/m². Valorile încărcărilor permanente, predimensionarea, algoritmul de armare al elementelor liniare de rezistență (grinzi, stâlpi), verificările la starea limită ultimă și starea limită de serviciu sunt detaliate în cadrul Anexei E.5 din P100/2013 [70].

Tabelul IV-19: Valori de proiectare ale rezistențelor materialelor

Material		Rezistențe caracteristice [N/mm ²]	Rezistențe de calcul [N/mm ²]
Beton C25/30	Compresiune	25	16.67
	Întindere	2.6	1.2
Oțel PC52		345	300

În urma procesului de predimensionare au rezultat grinzi de secțiune 600x300mm, stâlpi de secțiune 550x550mm și placa având grosime egală cu 150mm. Pe baza încărcărilor de proiectare specificate în cadrul P100/2013 [70], în urma unui calcul static realizat în SAP2000, armarea plăcii cu oțel PC52 rezultă astfel: $\Phi 8/200\text{mm} + \Phi 10/200\text{mm}$ ca armare inferioară, respectiv $\Phi 10/200\text{mm} + \Phi 12/200\text{mm}$ ca armare superioară, cu mențiunea că armăturile inferioare vor fi dispuse continuu, în timp ce armăturile superioare vor fi prelungite dincolo de reazeme cu un sfert din lumina plăcii. În cadrul capitolului III (III.1.C), s-a evidențiat influența semnificativă a cantităților de armătură dispuse în grinzi asupra mecanismelor de rezistență post-încovoiere (CAA, CA). Având în vedere aceasta, în Tabelul IV-20 (număr și tip de bare) și în se reamintește armarea longitudinală prevăzută în urma calculului pentru grinzi de un cadru interior. Atât armarea la forță tăietoare pentru toate elementele portante, cât și armarea longitudinală a grinzilor unui cadru exterior și a stâlpilor pot fi consultate la Anexa E.5 a normativului P100/2013 [70].

Tabelul IV-20: Cadru interior - Armarea longitudinală a grinzilor conform P100/2013 [70]

Nivel		A		B		C		D		E	
		ST	DR	ST	DR	ST	DR	ST	DR	ST	DR
6 7	-	3 Φ 22	3 Φ 22	3 Φ 22	2 Φ 14	3 Φ 22	2 Φ 14	3 Φ 22	2 Φ 14	3 Φ 22	3 Φ 22
	+	3 Φ 18		3 Φ 18		3 Φ 18		3 Φ 18		3 Φ 18	
4 5	-	2 Φ 25	2 Φ 22 2 Φ 25	4 Φ 25		4 Φ 25		4 Φ 25		2 Φ 22 2 Φ 25	2 Φ 25
	+	3 Φ 22		3 Φ 22		3 Φ 22		3 Φ 22		3 Φ 22	
P 1 2 3	-	3 Φ 25	5 Φ 25	2 Φ 22 3 Φ 25		2 Φ 22 3 Φ 25		2 Φ 22 3 Φ 25		5 Φ 25	3 Φ 25
	+	2 Φ 22+2 Φ 25		3 Φ 25		3 Φ 25		2 Φ 22+2 Φ 25		3 Φ 25	

Tabelul IV-21: Cadru interior – Procente de armare longitudinală a grinzilor

Nivel		A		B		C		D		E	
		ST	DR	ST	DR	ST	DR	ST	DR	ST	DR
6 7	-	0.68%	0.68%	0.86%		0.86%		0.86%		0.68%	0.68%
	+	0.45%		0.45%		0.45%		0.45%		0.45%	
4 5	-	0.59%	1.04%	1.17%		1.17%		1.17%		1.04%	0.59%
	+	0.68%		0.68%		0.68%		0.68%		0.68%	
P 1 2 3	-	0.88%	1.46%	1.33%		1.33%		1.33%		1.46%	0.88%
	+	1.04%		0.88%		0.88%		1.04%		1.04%	

Având la dispoziție informațiile descrise anterior, se poate trece la evaluarea capacității structurii, post-avarie, respectiv la cuantificarea sporului de capacitate portantă adus de fiecare mecanism avansat de rezistență pe care sistemul structural analizat este capabil să-l activeze. Este de menționat însă faptul că, în cazul unei astfel de analize, rezistențele materialelor nu vor mai fi cele de proiectare, ci vor fi cele reale (medii), obținute pe baza unor încercări. Astfel diagrama σ - ε uni-axială (Figura IV-64) a betonului utilizată în analiza „pushdown” realizată cu ajutorul Abaqus este obținută, pornind de la clasa betonului (C25/30 : $f_{cm}=33$ N/mm², $E_{cm} = 31000$ N/mm², $\varepsilon_{c1} = 2.1\%$) prevăzută prin proiectare, pe baza ecuațiilor (5) - (9) descrise în cadrul capitolului II, la secțiunea II.2.B. Diagrame σ - ε pentru oțelul PC52 este realizată pe baza valorilor medii ale caracteristicilor prezentate în anexa VI.2. Se obține astfel o valoare a tensiunii de curgere $f_{yk} = 469.6$ N/mm², o valoare a rezistenței la întindere $f_t = 599.5$ N/mm², o valoare a alungirii corespunzătoare rezistenței la întindere $A_{gt} = 12.42\%$ ($k = 1.276$, $v_{\sigma} = 10.46$), respectiv o alungire ultimă de 26.87%. După cum se observă, valorile efective ale rezistențelor oțelului PC52 se devotesc a fi mult superioare valorilor de proiectare ($f_{yk} = 300$ N/mm², $f_t = 345$ N/mm²). Relativ la această constatare, tangent la tematica lucrării curente, se reamintește pericolul existenței unei astfel de situații la nivelul structurilor în cadre (atât din oțel, cât și din beton armat) realizate în România, prin reluarea a două observații existente în volumul II al uneia dintre lucrările de referință [92] privind proiectarea seismică a structurilor în cadre din beton armat. Astfel, o neconcordanță semnificativă între valorile de proiectare și valorile mecanice efective caracteristice oțelului poate duce la:

- schimbarea naturii cedării, „dintr-o rupere de încovoiere, într-o rupere influențată în mai mare măsură de forța tăietoare, ca urmare a creșterii valorii forței tăietoare asociate momentului capabil efectiv, superior celui de calcul” [92]
- posibilitatea nerespectării „condiției de cod legată de ierarhizarea capacităților de rezistență ale elementelor structurale, potrivit căreia rezistența grinzilor care converg în nod trebuie să fie semnificativ inferioară rezistenței stâlpilor. Dacă inversarea raportului dorit între rezistența stâlpilor și cea a grinzilor se întâlnește la majoritatea nodurilor de cadru, formarea mecanismului structural de tip grinzi slabe-stâlpi puternici poate fi pusă sub semnul întrebării.” [92]

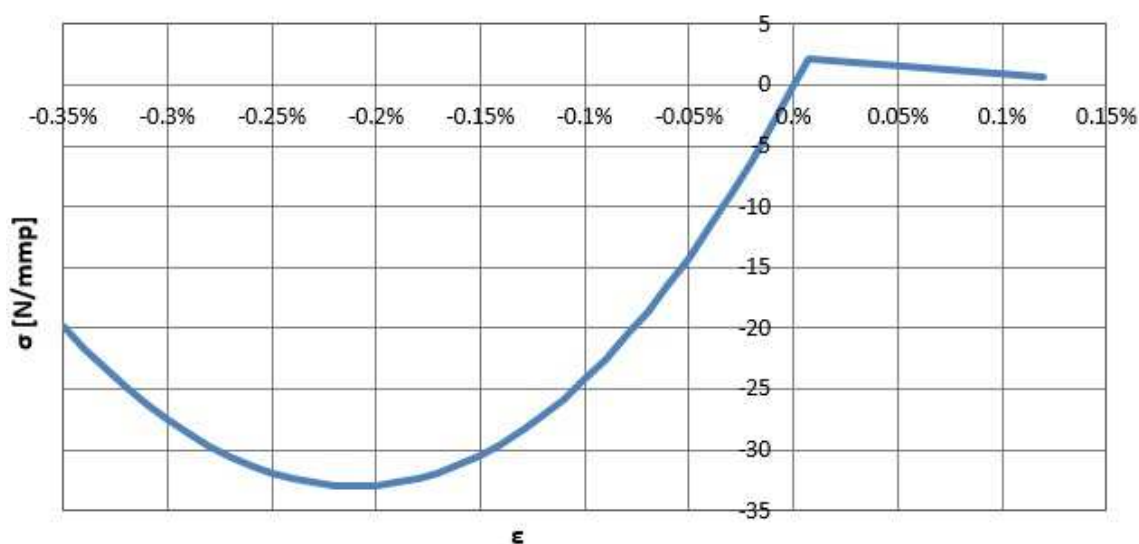


Figura IV-64: Beton C25/30 - Diagrama uni-axială σ - ε

Revenind la obiectivele cercetării curente, se menționează faptul că, în vederea observării optime, pe baza unui sistem structural real, a fiecăruia dintre mecanismele avansate de rezistență studiate deja prin intermediul analizelor prezentate în cadrul capitolului III, fac obiectul unor analize de tip „pushdown” atât modele numerice ale structurii P+7E reprezentând cadre pure, cât și modele numerice complete, care includ plăcile. În plus, în literatura de specialitate nu se regăsește un răspuns clar privind influența continuității armăturilor din grinzi (cazul armăturilor dispuse în vederea preluării momentului negativ) asupra activării mecanismelor avansate de rezistență (în special asupra mecanismului de lăntșor). Ca urmare, vor fi analizate șase modele avariate conform scenariului de avarie C4 – Parter [17], grupate în câte trei perechi de câte două: un model numeric ce include doar elementele de rezistență liniare (ExP100_G), respectiv un model numeric ce include inclusiv plăcile (ExP100_GP). În cadrul primelor două modele numerice pereche, armăturile dispuse în grinzi pentru preluarea momentului încovoietor negativ vor fi continue pe deschiderile afectate de avarie.

A doua pereche de modele numerice presupune prelungirea armăturilor dincolo de fața stâlpilor cu o lungime acceptată în practica de proiectare curentă ca fiind acoperitoare și anume $L_0/3$; în final, în cadrul celei de-a treia perechi de modele numerice, această lungime se consideră $L_0/4$. Analizele de tip „pushdown” pentru fiecare dintre modelele numerice descrise oferă reacțiunea verticală din stâlpul avariat aferentă fiecărui nivel de deplasare verticală a aceluiași stâlp. O exprimare mai sugestivă a rezultatelor obținute se realizează prin echivalarea acestei reacțiuni verticale cu un nivel de forțe uniform distribuite pe suprafața plăcilor. Rezultă astfel, pentru toate cele șase modele numerice analizate, diagramele prezentate în Figura IV-65.

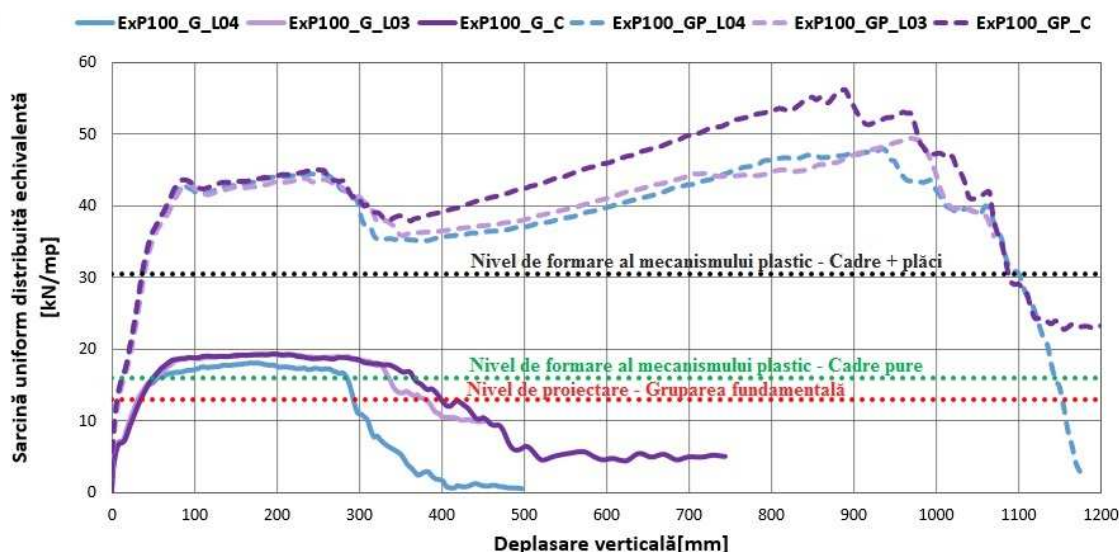
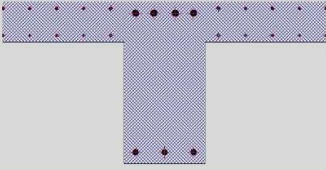



Figura IV-65: Rezultatele analizelor „pushdown” pentru modelele numerice realizate pe baza exemplului structurii din P100/2013 [70]

Pentru evidențierea sporului de capacitate portantă mobilizat prin intermediul mecanismelor avansate de rezistență, în Figura IV-65, este marcat cu linie roșie punctată nivelul de proiectare al forțelor uniform distribuite pe plăci (gruparea fundamentală; $\sim 13 \text{ kN/m}^2$). Nivelul încărcărilor uniform distribuite pe plăci corespunzător formării mecanismelor plastice de cedare este marcat cu linie verde punctată pentru cazul modelului în cadre pure ($\sim 16 \text{ kN/m}^2$), respectiv cu linie neagră punctată pentru cazul modelului complet

(stâlpi, grinzi și plăci; $\sim 31 \text{ kN/m}^2$). În vederea determinării acestor valori s-a realizat un calcul manual, conform ecuațiilor (11)-(15), similar celui prezentat detaliat în cadrul secțiunii III.2.B. Momentele plastice ale elementelor de rezistență (grinzi: secțiuni dreptunghiulare, secțiuni T; plăci) necesare în ecuațiile menționate sunt determinate cu ajutorul utilitarului „Section Designer” disponibil în SAP2000, pe baza detaliilor de armare și a legilor de material descrise anterior. Este necesară mențiunea că, în cazul modelului complet (stâlpi, grinzi și plăci), momentele plastice ale grinzilor sunt determinate considerând conlucrarea cu placa (secțiuni T), deci și armătura aferentă din placă; lățimea activă de placă (450mm de fiecare parte a grinzii) asociată secțiunii dreptunghiulare a grinzilor este determinată conform prevederilor AICI 318-11 [75]. Conform celor menționate, în urma calculelor, rezultă momentele plastice prezentate în Tabelul IV-22.

Tabelul IV-22: Momente plastice – Structură P100/2013

Placă	m ⁺ [kNm/m]			m ⁻ [kNm/m]				
	36			53.36				
Grinzi	M ⁺ [kNm]			M ⁻ [kNm]				
	P	1 2 3	4 5	6 7	P	1 2 3	4 5	6 7
	392	311	219	864	802	688		
	366	287	196	543	480	360		

În continuare, tabelele Tabelul IV-23, Tabelul IV-24 prezintă, pentru fiecare categorie de modele analizate (care pure, respectiv structuri complete), nivelul de capacitate portantă corespunzător fiecărui mecanism de rezistență mobilizat precum și nivelul maxim al deplasărilor atins înainte de cedare. În cazul modelelor numerice complete (cadre + plăci) o delimitare distinctă a tuturor mecanismelor de rezistență activate este, practic, imposibil de realizat ca urmare a interferenței dintre mecanismele de rezistență caracteristice grinzilor și cele caracteristice plăcilor. Ca urmare, în cazul modelelor numerice complete (cadre + plăci) se exprimă sporul total de capacitate portantă în raport cu nivelul necesar formării mecanismului plastic.

În scopul obținerii unei imagini cât mai complete a tipului de solicitări din grinzi, în urma analizelor numerice sunt extrase curbe ce indică variația eforturilor axiale în grinzile de la toate nivelurile, până la cedare. Având în vedere alura similară a diagramelor de efort axial, sunt redate eforturile axiale pentru modelele numerice ExP100_G_L04 și ExP100_GP_L04 (Figura IV-66, Figura IV-67). Figura IV-66 indică variația efortului axial în grinzi, așa cum rezultă în urma analizei modelului numeric realizat cu neglijarea plăcilor (ExP100_G_L04), în timp ce Figura IV-67 ilustrează evoluția efortului axial în grinzi pentru modelul numeric prin care s-a considerat inclusiv influența plăcilor (ExP100_GP_L04).

Tabelul IV-23: Mecanisme de rezistență în cazul modelelor de tip „cadre pure”

Model numeric	FA	CAA		CA		Deplasare verticală maximă [mm]
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	[kN/m ²]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	
ExP100_G_L04	16	20.6	+28.75	-	-	280 (0.47h _{gr})
ExP100_G_L03		22.1	+38.13	-	-	330 (0.55h _{gr})
ExP100_G_C		22.1	+38.13	-	-	335 (0.56h _{gr})

Tabelul IV-24: Mecanisme de rezistență în cazul modelelor complete (cadre + plăci)

Model numeric	Mecanism plastic	Mecanisme avansate în plăci și grinzi		
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	Spor de rezistență în raport cu FA [%]	Deplasare verticală maximă [mm]
ExP100_GP_L04	30.5	54.8	+79.67	935 (1.56h _{gr} ; 6.2h _{pl})
ExP100_GP_L03		56.5	+85.25	970 (1.62h _{gr} ; 6.5h _{pl})
ExP100_GP_C		64.1	+110.16	890 (1.48h _{gr} ; 5.9h _{pl})

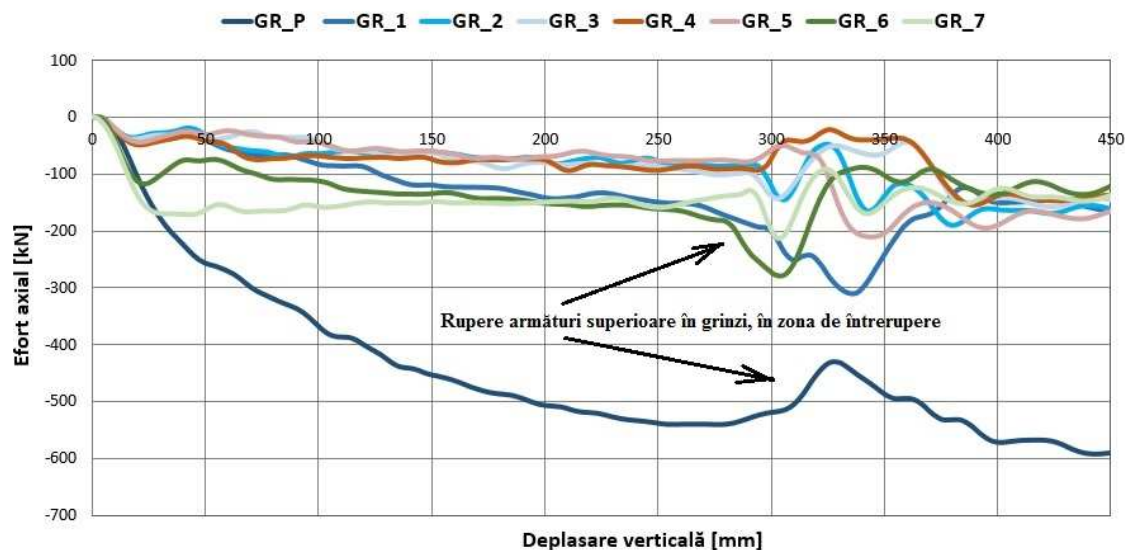


Figura IV-66: Model numeric ExP100_G_L04 - Eforturi axiale în grinzi

După cum s-a arătat și în cadrul capitolului III, în cazul modelelor numerice în care sunt reprezentate doar elementele liniare de rezistență (stâlpi, grinzi), în urma analizei de tip „pushdown”, efortul axial în grinziile din deschiderile afectate rezultă constant pe toată lungimea grinzilor. Pe de altă parte, în cazul introducerii plăcilor în modelul numeric se obțin eforturi axiale aproximativ identice în toate grinzile - indiferent de nivelul la care se găsesc, dar care variază pe lungimea grinzii de la întindere, în imediata vecinătate a stâlpului avariât, la

compresiune, în capătul opus. Ca urmare a acestui fapt, în cazul modelului numeric în cadre (ExP100_G_L04) s-a extras variația eforturilor axiale pentru o singură secțiune a grinzilor (Figura IV-66), în timp ce, în cazul modelului numeric cu plăci (ExP100_GP_L04) s-a extras variația eforturilor axiale pentru câte două secțiuni pentru fiecare grindă (Figura IV-67): o secțiune aflată în imediata vecinătate a stâlpului avariat (notată cu „1”), respectiv o secțiune aflată în capătul opus (notată cu „2”).

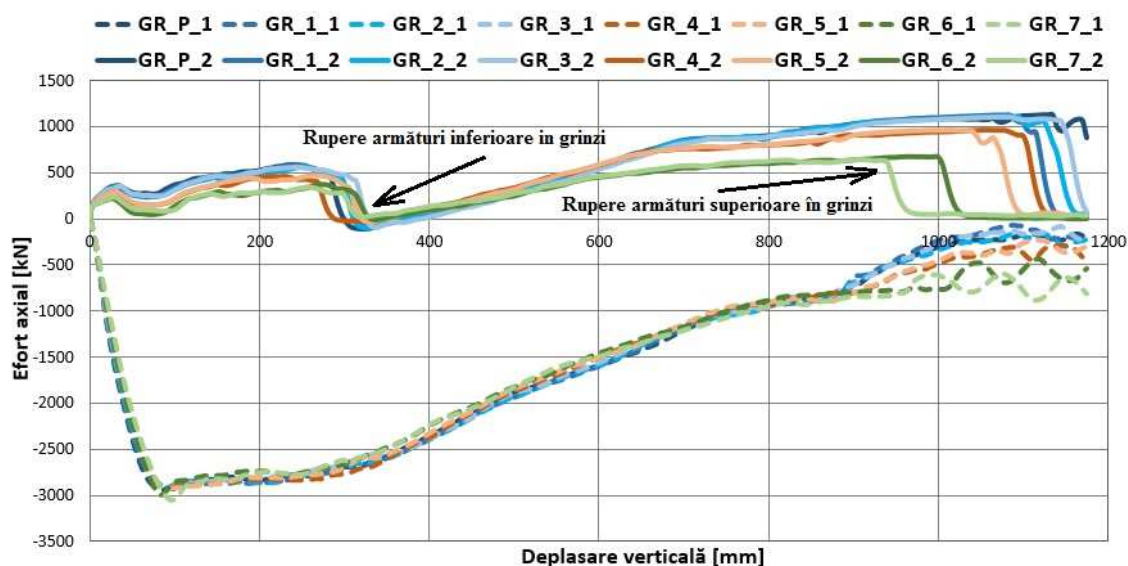


Figura IV-67: Model numeric ExP100_GP_L04 - Eforturi axiale în grinzi

Atât în Figura IV-66, cât și în Figura IV-67 sunt indicate cedările modelelor analizate, prin ruperea armăturilor (superioare și/sau inferioare) ale grinzilor. În cazul modelului numeric ExP100_G_L04, cedarea survine prin ruperea armăturilor superioare continue ale grinzii în zona de întrerupere ale armăturilor suplimentare, necesare pe reazeme ($L_0/4$ de la fața stâlpului), în capătul opus stâlpului avariat. Modelul numeric ExP100_GP_L04, care include și plăcile, indică o primă cedare prin ruperea armăturilor inferioare ale grinzilor în capetele conectate stâlpului avariat; în ciuda acestui fapt, analiza modelului indică o redresare a structurii, cu creșterea semnificativă a capacității portante și cu atingerea unui nivel de deformabilitate semnificativ înainte de cedare ($\Delta_{max} = 935\text{mm}$ ($1.56h_{gr}$)). Cedarea survine totuși, și în acest caz, tot prin ruperea armăturilor superioare continue ale grinzii în zona de întrerupere ale armăturilor suplimentare necesare pe reazeme. Figura IV-68 ilustrează, în mod grafic, modul de cedare descris în cazul ambelor modele numerice.

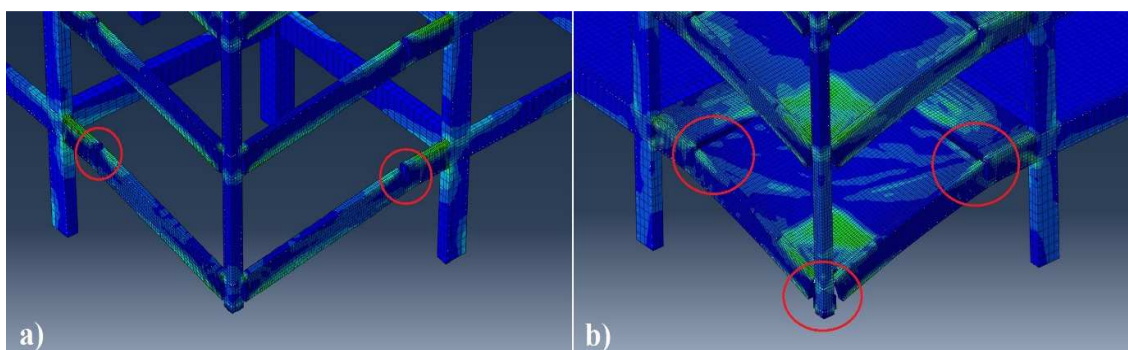


Figura IV-68: Mod de cedare: a) Model numeric ExP100_G_L04 b) Model numeric ExP100_GP_L04

Odată cu sporirea lungimii de prelungire a armăturilor de pe reazemele grinzilor la $L_0/3$ din deschiderea liberă a grinzilor, la fel ca și în cazul dispunerii în mod continuu a întregii cantități de armătură superioară a grinzilor, modul de cedare se schimbă: în cazul modelelor numerice reprezentând cadre pure, cedarea echivalează cu ruperea armăturilor inferioare ale grinzilor, în capetele adiacente stâlpului avariat; în cazul modelelor numerice ale sistemelor structurale complete (stâlpi, grinzi, plăci), modul de cedare este similar celui deja descris, cu mențiunea că, ruperea armăturilor superioare din grinzi se produce acum în imediata vecinătate a feței stâlpilor.

IV.2. Sinteza rezultatelor. Concluzii preliminare. Contribuții personale.

Ca urmare a rezultatelor prezentate, se desprinde o primă observație importantă: sistemul structural proiectat, analizat numeric doar prin modelarea elementelor liniare de rezistență, prezintă o ductilitate redusă (deplasări maxime de ordinul $0.5h_{gr}$ - Tabelul IV-23) în raport cu rezultatele raportate de în experimentul lui Yi și alții [28] (deplasări maxime de ordinul $2.2h_{gr}$). Diferențele semnificative de configurare a elementelor de rezistență între cele două cazuri, cu influență în privința ductilității, sunt - după cum rezultă din analizele prezentate în cadrul capitolului II - următoarele: gradul de flexibilitate scăzut al grinzilor (9.1 în cazul exemplului din P100/2013 [70] față de 12.335 în cazul grinzilor cadrului plan testat de Yi), utilizarea oțelului PC52 caracterizat de o valoare 10.46 pentru mărimea v_σ (definită în cadrul capitolului III, secțiunea III.1.A) față de oțelul HRB400 utilizat de Yi, caracterizat de $v_\sigma = 12.54$. Trebuie de asemenea menționat faptul că, în urma procesului de proiectare, în cazul structurii proiectate conform P100/2013 [70] este prevăzut un procent de armare redus în vederea preluării momentului încovoietor pozitiv, în raport cu cel prevăzut în vederea preluării moment încovoietor negativ; de asemenea, carcasa de armătură ale grinzilor conțin procente de armare descrescătoare de jos în sus, pe înălțimea structurii. Aceasta în timp ce grinzile cadrului Yi conțin arii de armătură identice atât în partea inferioară, cât și în partea superioară și sunt identice la toate nivelurile cadrului.

Conform analizelor numerice rulate (Figura IV-65), adăugarea plăcii în modelele numerice are două consecințe semnificative, formulate din perspectiva comparației cu rezultatele obținute pe baza modelelor numerice în sistem de cadre pure. Prima dintre ele, previzibilă, este creșterea semnificativă a capacității portante (spre exemplu, sarcina de formare a mecanismului plastic se dublează - Tabelul IV-23, Tabelul IV-24). Cea de-a doua este, în mod surprinzător, sporirea semnificativă a ductilității structurii până la aproximativ 150%: în timp ce modelele numerice reprezentând cadre pure indică cedarea pentru deplasări verticale maxime de ordinul $0.5h_{gr}$, modelele numerice complete, care conțin inclusiv plăcile, indică cedarea pentru deplasări verticale maxime de ordinul $1.5h_{gr}$.

În continuare, pe baza rezultatelor analizelor numerice prezentate în cadrul acestui capitol, se pot extrage, referitor la structurile în cadre din beton armat, cu titlul de concluzii originale privind activarea mecanismelor avansate de rezistență post-avarie, următoarele:

- ✓ Prelungirea insuficientă în câmp a armăturilor prevăzute pentru preluarea momentului negativ din zonele de reazem ale grinzilor poate afecta nivelul rezistenței mobilizat prin intermediul mecanismului de arc de compresiune, respectiv al ductilității structurii, în general.
- Datele numerice prezentate în cadrul tabelului Tabelul IV-23 indică un spor de rezistență**

cu aproximativ 10% mai mare în cazul modelului numeric având o detaliere corectă (ExP100_G_L03) (sau, eventual, armături continue destinate preluării momentelor negative din grinzi - ExP100_G_C), **în raport cu nivelul de rezistență indicat de analiză pentru modelul ExP100_G_L04 (38.13% versus 28.75%).**

✓ După cum rezultă din Figura IV-68, în cazul sistemelor structurale în cadre pure, aceeași cauză (respectiv, lungimea insuficientă a armăturilor dispuse în grinzi în vederea preluării momentului încovoietor negativ – model numeric ExP100_G_L04) duce la o cedare prematură a structurii, prin ruperea armăturilor în dreptul zonei de întrerupere a armăturilor, anulând orice posibilitate de mobilizare a unor rezerve de rezistență prin intermediul mecanismului de lanțșor. În cazul modelelor numerice complete, influența detalierea armării grinzilor este atenuată de efectul plăcii. Totuși, o armare superioară continuă în grinzi (model numeric ExP100_GP_C) permite maximizarea efectului plăcii față cazurile cu armări discontinue (model numerice ExP100_GP_L04, ExP100_GP_L03), după cum rezultă din Figura IV-65. Se mobilizează deci, printr-o armare superioară continuă în grinzi, resurse de rezistență cu până la 30% în plus față de cazurile cu armare superioară discontinuă Tabelul IV-24). Cedarea structurilor nu survine însă, în nici unul din cazuri, prin ruperea armăturilor superioare în imediata vecinătate a feței stâlpului ci, fie în zona de întrerupere a armăturilor superioare din grinzi în cazul armării discontinue, fie în zona de întrerupere a armăturilor superioare din plăci în cazul armării continue a grinzilor.

✓ Rezultatele obținute arată importanța considerării plăcii în evaluarea, post-avarie, a capacității unei structuri în cadre din beton armat. Analizele numerice de tip „pushdown” rulate pe baza exemplului de proiectare din P100/2013 [70] pentru cazul de avarie al unui stâlp interior situat la parterul structurii indică valori ale capacității ultime sporite cu 80%-110% față de sarcina corespunzătoare formării mecanismului plastic (Tabelul IV-24). Nivelurile de rezistență atinse se datorează unei duble acțiuni a plăcii. Pe de o parte, placa acționează ca o șabla, rigidizând în plan deschiderile afectate, reducând astfel posibilitatea grinzilor de translație în plan orizontal. Ca urmare a tendinței de translație a grinzilor, iau naștere astfel compresiuni semnificative ale secțiunii grinzii spre capetele opuse stâlpului avariat, compresiuni ce duc la creșterea momentului preluat de grinzi, prin încovoiere. Totodată, rigidizarea oferită de placă permite zonelor din grindă aflate în vecinătatea stâlpului avariat să dezvolte eforturi semnificative de întindere. Această comportare a grinzilor rezultă și din diagramele de efort axial în grinzi, prezentate în Figura IV-67. Pe de altă parte, zonele de placă adiacente stâlpului avariat evoluează de la funcționarea în regim de încovoiere la deplasări reduse, la funcționarea în regim de membrană odată cu creșterea deplasărilor verticale. Conform rezultatelor numerice obținute, deplasările verticale maxime atinse în cazul modelelor numerice complete sunt de ordinul 6h_{pl}, nivel de deformabilitate similar celui indicat de Bailey în studiul experimental [13] derulat pe plăci plane subțiri, simplu rezemate. Atingerea acestui nivel de defomații demonstrează capacitatea structurilor în cadre proiectate conform P100/2013 [70] de a mobiliza resurse semnificative de rezistență prin intermediul mecanismului de membrană întinsă/comprimată în plăci.

V. CAPITOLUL V: Concluzii generale, contribuții personale și direcții viitoare de cercetare

V.1. Concluzii generale privind obiectivele lucrării

Obiectivul de ansamblu lucrării curente este investigarea mecanismelor avansate de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat. În vederea realizării acestui obiectiv de ansamblu sunt identificate trei obiective esențiale, după cum rezultă din paragraful I.5. Fiecare dintre obiectivele stabilite este tratat într-unul din capitolele II, III și IV. În urma analizelor numerice rulate se pot desprinde următoarele concluzii de ordin general privind:

V.1.A. Identificarea unui model capabil să surprindă numeric mecanismele de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat

Mecanismele avansate de rezistență ce se doresc a fi studiate se manifestă în diferite stadii de solicitare și deformare ale structurii: mecanismul încovoiere și mecanismul de arc de compresiune de la nivelul grinzilor sunt studiate în ipoteza deformațiilor mici, la fel ca și mecanismul liniilor de curgere din plăci; în schimb mecanismul de lăntișor caracteristic grinzilor, respectiv mecanismul de membrană întinsă/comprimată caracteristic plăcilor implică dezvoltarea unor deformații și deplasări semnificative, care nu mai pot fi considerate compatibile cu ipoteza micilor deformații. În același timp, pentru evaluarea corectă a resurselor de rezistență, analizele numerice trebuie să poată surprinde modul de cedare al elementelor de rezistență, adică fenomene accentuat neliniare cum ar fi: zdrobirea și fisurarea betonului armat, intrarea în curgere și ruperea barelor de armătură. Totodată, acuratețea rezultatelor numerice este necesar a fi atinsă în condiții de eficiență (timp necesar de rulare, putere de calcul necesară).

Validarea modelelor numerice în reprezentarea mecanismelor de rezistență la colaps progresiv pentru structurile în cadre din beton armat se bazează pe două studii experimentale importante:

- Primul, „*Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures*” [28], implică o analiză experimentală de tip „pushdown” a unui cadru plan din beton armat cu 4 deschideri și 3 niveluri.
- Al doilea, „*Simplified and Advanced Analysis of Membrane Action of Concrete Slabs*” [13], implică încărcarea până la cedare a unei plăci subțiri, simplu rezemate.

Unul dintre cele mai flexibile instrumente de analiză structurală avansată pe baza metodei elementului finit este programul Abaqus care pune la dispoziția utilizatorului posibilitatea de a reprezenta fenomenele neliniare cu ajutorul conceptului de plasticitate distribuită. Pe de altă parte, SAP200 este un program de analiză structurală extrem de performant utilizat frecvent în proiectarea curentă, cu capacități recunoscute de a analiza probleme complexe din domeniul ingineriei civile; acesta pune la dispoziția utilizatorului posibilitatea de a reprezenta fenomenele neliniare prin intermediul conceptului de plasticitate concentrată.

Modelul numeric realizat în Abaqus, calibrat și validat pe baza celor două studii experimentale menționate ([13], [28]) se compune din următoarele elemente de modelare: reprezentarea comportării betonului, utilizând elemente finite volumice, cu ajutorul opțiunii

„Concrete Damaged Plasticity” care este o implementare a criteriului Drucker-Prager în combinație cu un algoritm de eroziune introdus printr-o subrutină Fortran; modelarea comportării oțelului, utilizând elemente finite de tip bară, cu ajutorul opțiunii „Plastic option” și „Ductile Damage”; adaptarea procedurii de tip dinamic-explicit în vederea studiului fenomenelor statice și quasi-statice.

Analizele numerice de validare realizate în Abaqus/Explicit indică o bună capacitate a modelului numeric de reprezentare a răspunsului structural atât la activarea mecanismelor de rezistență caracteristice grinzilor, cât și la activarea mecanismelor de rezistență caracteristice plăcilor, după cum se arată în figurile Figura II-28, Figura II-29, Figura II-38, respectiv în Tabelul II-6. Răspunsurile structurale obținute sub forma datelor numerice sunt dublate de elemente grafice sugestive, rezultate în urma analizelor (Figura II-30, Figura II-39, Figurile Figura A-69 - Figura A-80).

Modelul numeric realizat în SAP2000 implică utilizarea unor elemente finite de tip bară cu modelarea fenomenelor neliniare prin intermediul conceptului plasticității concentrate. Acest concept are, în SAP2000, două variante de implementare: articulații plastice de tip MPH pentru care utilizatorul specifică o curbă Moment-Rotire, respectiv articulații plastice de tip FPH pentru care utilizatorul specifică o lungime a articulației plastice și curbele de material uni-axiale care vor fi urmărite, în cadrul analizei, pentru fiecare fibră a secțiunii elementelor de rezistență unde se presupune ca posibilă formarea articulațiilor plastice.

Analizele numerice de validare realizate în SAP2000 indică reprezentări numerice acceptabile ca acuratețe doar pentru mecanismul de arc de compresiune, și aceasta doar în condițiile utilizării unor articulații de tip FPH cu lungimi ale articulației plastice între h_{gr} și $2h_{gr}$.

Ansamblul rezultatelor numerice obținute indică posibilitatea utilizării cu succes a modelului numeric realizat în Abaqus, validat pe baza studiilor experimentale realizate de Yi și alții [28], respectiv Bailey și alții [13], în studiul tuturor mecanismelor de rezistență la colaps progresiv ale structurilor în cadre din beton armat.

V.1.B. Studiul factorilor determinanți în activarea mecanismelor avansate de rezistență și influența lor asupra sporului de capacitate portantă atins

Studiul mecanismelor de rezistență la colaps progresiv implică analiza răspunsului structural (tensiuni, deformații, eforturi, deplasări) până în momentul cedării. În aceste context, studiul pe cale exclusiv experimentală a influenței diferiților factori asupra activării mecanismelor avansate de rezistență, respectiv asupra nivelului suplimentar de capacitate portantă mobilizat se poate dovedi costisitor și lent. Evitarea studiilor experimentale prin realizarea unor studii numerice cu ajutorul unui model numeric valid permite obținerea eficientă a concluziilor privind factorii determinanți în activarea și manifestarea mecanismelor avansate de rezistență la colaps progresiv.

Concluziile analizelor de validare ale modelului numeric realizat în Abaqus în raport cu reprezentarea numerică a mecanismelor avansate de rezistență, recomandă utilizarea acestui model la analiza factorilor determinanți în activarea mecanismelor avansate de rezistență și influența acestora asupra sporului de capacitate portantă atins. Astfel, în vederea atingerii celui de-al doilea obiectiv asumat, este analizată influența următorilor factori asupra mecanismelor de rezistență caracteristice grinzilor (FA, CAA, CA): clasa de ductilitate a oțelului, flexibilitatea grinzilor, procentul de armare al grinzilor, studiul mecanismelor de rezistență pe subsansamble

de beton armat versus studiul similar pe structuri complete, respectiv poziționarea scenariului de avarie pe înălțimea structurii. În cazul mecanismelor de rezistență caracteristice plăcilor este studiată densitatea necesară a elementelor finite în vederea obținerii, în mod cât mai eficient, a unei soluții caracterizate de un bun nivel de acuratețe, respectiv influența condițiilor de contur în special asupra activării mecanismului de membrană întinsă/comprimită. Studiul factorilor menționați este realizat pe baza unor modele numerice derivate din cadrul plan testat experimental de Yi și alții [28], respectiv pe baza unor modele numerice derivate din studiul experimental derulat de Bailey și alții [13]. Analizele menționate studiază însă mecanismele de rezistență caracteristice elementelor liniare (grinzi) în mod decuplat în raport cu mecanismele de rezistență caracteristice elementelor de suprafață (plăci), fără a considera influența interferenței dintre aceste mecanisme. Ca urmare, sunt realizate două analize numerice complementare care au ca scop studiul mecanismelor de rezistență pe baza unor modele numerice complete, în care sunt modelate atât elementele de rezistență liniare, cât și cele de suprafață. Cele două modele numerice sunt alcătuite pe baza caracteristicilor mecanice și geometriei elementelor din studiile experimentale ale lui Yi și alții [28], respectiv Bailey și alții [13] și se diferențiază prin gradul de flexibilitate al elementelor orizontale (grinzi și plăci). În urma analizelor descrise rezultă mai multe concluzii semnificative:

- ✓ Clasa oțelului este un factor de influență în raport cu mecanismele de rezistență caracteristice grinzilor. Dacă influența ductilității oțelului este adesea evidențiată în studiile existente în literatura de specialitate, exigențele în termeni de rezistență a oțelului sunt însă puțin sau deloc discutate în raport cu activarea mecanismului de lăntișor. În plus, influențele celor două proprietăți definitorii ale oțelului sunt, adesea dacă nu întotdeauna, privite separat, fără a fi corelate. Analizele numerice indică faptul că odată cu creșterea clasei oțelului, studiile numerice realizate indică o apreciere, în termeni procentuali, a sporului de rezistență mobilizat prin intermediul mecanismului de arc de compresiune. În ceea ce privește mecanismul de lăntișor, rezultatele studiilor derulate relevă ca avantajoasă utilizarea unui oțel având un prag minim de ductilitate A_{gt} de cel puțin 5%, respectiv valori cât mai mari ale „vitezei” v_{σ} (definite în Tabelul III-8) de creștere a tensiunii între limita de curgere (f_{yk}) și rezistență (f_t).
- ✓ În termeni procentuali, sporul de rezistență mobilizat prin intermediul mecanismului de arc de compresiune crește odată cu scăderea flexibilității grinzilor în timp ce activarea mecanismului de lăntișor este avantajată de grinzile care prezintă un nivel accentuat de flexibilitate.
- ✓ Influența procentului de armare, este studiată pentru diferite grade de flexibilitate ale grinzilor. Rezultatele analizelor numerice indică faptul că nivelul suplimentar de rezistență atins prin intermediul mecanismului CAA descrește odată cu sporirea procentului de armare al grinzilor, indiferent de gradul de flexibilitate. În cazul mecanismului CA, influența procentului de armare este cu atât mai evidentă cu cât grinzile sunt mai flexibile. Astfel, odată cu sporirea procentului de armare, nivelul capacității portante mobilizat prin intermediul CA se apreciază.
- ✓ Studiul influenței flexibilității și a procentului de armare relevă relația antagonistă între mecanismul arcului de compresiune și mecanismul de lăntișor: factorii care avantajează activarea resurselor de rezistență prin unul din mecanisme, diminuează capacitatea structurii de a-și spori capacitatea portantă prin celălalt mecanism.
- ✓ Activarea mecanismelor de arc de compresiune și de lăntișor, respectiv nivelul de capacitate portantă mobilizat prin intermediul acestora sunt în strânsă dependentă în raport cu

restricțiile de deplasare în plan ale grinzilor: cu cât gradul de blocare la translații în plan orizontal ale capetelor grinzilor din deschiderile afectate de avarie este mai mare, cu atât nivelurile suplimentare de rezistență mobilizate prin intermediul celor două mecanisme sunt mai semnificative. **Pentru a obține rezultate precise privind nivelul capacității portante atinse ca urmare a formării mecanismului CAA și CA este necesară reprezentarea numerică fidelă a nivelului de restricții la translații în plan orizontal asigurat capetelor grinzilor afectate de avarie de restul structurii de rezistență.** În acest context, este de menționat că studiile experimentale realizate pe subsamblă grindă-stâlp, prezentate în literatură, pot oferi doar informații calitative – și nu cantitative – privind activarea unor resurse suplimentare de rezistență prin intermediul mecanismelor CAA și CA. Ca exemplu, un sistem structural în cadre pure analizele numerice rulate indică **dublarea sporului de rezistență corespunzător CAA, respectiv un spor de rezistență datorat CA de 5 ori mai mare, la modificarea condițiilor de capăt ale grinzilor din cele reale, în blocaje perfecte ale translațiilor laterale.**

✓ Studiul mecanismelor de rezistență caracteristice grinzilor implică dezvoltarea unor eforturi axiale semnificative, indiferent că ne referim la CAA sau CA. Analiza distribuției eforturilor axiale din grinzi poate oferi informații suplimentare legate de modul în care mecanismele avansate de rezistență se activează și, ulterior, influențează starea de solicitare în elementele de rezistență la nivelul cărora se manifestă. Astfel, în urma analizelor numerice sunt extrase eforturile axiale în cazul mai multor modele numerice spațiale și plane, cu trei și opt niveluri, realizate fără modelarea plăcilor. În urma analizei variației eforturilor axiale **se poate concluziona că mecanismele de rezistență CAA și CA se dezvoltă cu precădere în grinda imediat superioară locului producerii avariei în timp ce grinda imediat inferioară locului producerii avariei dezvoltă un efort axial de intensitate comparabilă și semn contrar.** Astfel, relația de proporționalitate între numărul de niveluri și sarcina capabilă, se datorează, în cazul sistemelor structurale de tip „cadre pure”, nivelului de rezistență atins prin intermediul mecanismului clasic de încovoiere.

✓ Introducerea plăcilor în modelele numerice echivalează cu sporirea semnificativă a gradului de acuratețe al rezultatelor obținute în urma analizelor numerice dar, în egală măsură, și cu sporirea semnificativă a puterii de calcul necesare și a duratei de rulare, ca urmare a amplificării numărului elementelor finite. Având în vedere că analizele rulate și descrise în realizarea prezentei lucrări implică utilizarea unui algoritm de eroziune în vederea surprinderii fisurilor discrete și chiar a ruperilor, este necesară o densitate relativ mare a elementelor finite. Analizele numerice derivate din studiul experimental derulat de Bailey și alții [13] indică faptul că, **pentru soluții de o acuratețe bună, privind atât mecanismul liniilor de curgere, cât și mecanismul de membrană întinsă/comprimată, obținute în condiții de eficiență (timp de rulare), plăcile având rapoarte h_f/L_0 între 1/60 și 1/30 este necesar a fi discretizate în elemente volumice având raportul h_{ef}/L_0 dintre latura elementului finit și lumina deschiderii scurte a plăcii cuprins între 1/275 și 1/300.**

✓ Analizele numerice indică funcționarea plăcilor în regimul mecanismului de membrană întinsă/comprimată (mecanism identificabil și grafic, cu ajutorul Abaqus/Explicit, prin apariția în centrul plăcii a unei zone eliptice în care betonul este degradat prin întindere pe toată grosimea plăcii) atât în cazul plăcilor foarte subțiri ($h_f/L_0 = 1/60$) simplu rezemate sau încastrate pe contur, cât și în cazul plăcilor cu grosimi mai mari ($h_f/L_0 = 1/30$), simplu rezemate pe contur. În cazul plăcilor subțiri simplu rezemate pe contur, **analizele numerice rulate permit**

identificarea momentului formării mecanismului liniilor de curgere, respectiv activarea mecanismului de membrană întinsă/comprimită și cu ajutorul unei instabilități vizibile în curbele obținute în urma analizelor numerice (Figura III-57).

✓ În contextul rigidității sporite conferite, de plăci, sistemelor structurale în cadre din beton armat, apare întrebarea dacă, înzestrate cu un astfel de nivel al rigidității, structurile permit dezvoltarea unor deformații suficient de importante pentru activarea mecanismului de lănașor în grinzi, respectiv al mecanismului de membrană întinsă/comprimită în plăci. **Rezultatele analizelor prezentate cadrul capitolului III (Figura III-58) confirmă scăderea semnificativă a nivelului de deformabilitate până la cedare dar totuși indică atingerea unui nivel al deplasărilor verticale echivalent cu cel puțin 1.25 h_{gr} , nivel de deformabilitate care permite activarea tuturor mecanismelor de rezistență menționate.** Considerarea influenței plăcii, în toate formele ei (comportare de șaibă orizontală, comportare de încovoiere, respectiv comportare de membrană întinsă/comprimită), **conduce la un spor de rezistență de peste 190% în raport cu nivelul de capacitate portantă obținut prin studiul structurii omoloage în sistem structural de cadre pure.** Analizele indică de asemenea asigurarea, prin intermediul comportării de membrană întinsă/comprimită a plăcilor, a unui spor de rezistență în jurul a 50% în raport cu nivelul capacității portante mobilizate prin intermediul mecanismului plastic. Pe de altă parte, în cazul analizei scenariului de avariere al unui stâlp de la parter, modelul numeric care consideră conlucrarea dintre grinzi și plăci indică o distribuție total diferită a eforturilor axiale din grinzi, față de cea indicată la analiza structurii omoloage în cadre pure: **dacă modelul numeric compus doar din elemente liniare indică valori constante ale efortului axial pe lungimea grinzii, dar diferite în funcție de nivelul la care se află grinda (Figura III-50, Subcapitolul III.1.E), modelul numeric în care sunt modelate inclusiv plăcile indică aceeași variație a efortului axial în grinzi, indiferent de nivelul la care se află acestea; în schimb, variația în lungul grinzii nu mai este constantă ci trece de la întindere, în capătul direct conectat la stâlpul avariat, la compresiune în capătul opus (Figura III-59).**

V.1.C. Mecanisme avansate de rezistență versus particularitățile de proiectare ale structurilor în cadre din beton armat din România – Studiu de caz

Atât studiile teoretice (numerice sau analitice), cât și studiile experimentale privind mecanismele de rezistență la colaps progresiv analizează structuri de beton armat sau subansamble din beton armat care nu întrunesc toate caracteristicile de proiectare conforme normelor românești (flexibilitatea grinzilor, flexibilitatea plăcilor, procente de armare, straturi de acoperire, lungimi de ancorare etc.). Studiul mecanismelor avansate de rezistență ale structurilor în cadre din beton armat reprezintă un domeniu de interes actual pentru comunitatea științifică internațională. În egală măsură, studiul în acest domeniu merită particularizat pentru structuri existente în România (proiectate conform normelor actuale sau chiar unor norme ieșite din uz), în vederea obținerii unor concluzii practice care să indice nivelul de capacitate portantă asigurat, în cazul unei avarii, de mecanismele avansate de rezistență prin respectarea prevederilor de proiectare sau, mai mult, să indice posibile modificări ale prevederilor legate de armare și detalierea elementelor de rezistență (grinzi, plăci) care să permită îmbunătățirea capacității structurilor în mobilizarea unor resurse suplimentare de rezistență prin intermediul acestora. În acest context, s-a optat pentru analiza scenariului de avariere C4 ([17]) amplasat la parterul unei structuri cu un regim de înălțime P+7E, oferită ca exemplu de proiectare în

codul seismic românesc actual, P100/2013 [70]. Modelările sunt realizate pe baza detaliilor tuturor secțiunilor elementelor de rezistență, respectiv a caracteristicilor mecanice de catalog ale materialelor utilizate în proiectare, disponibile în P100/2013 [70]. În urma analizei rezultatelor modelărilor numerice se desprind următoarele concluzii principale:

✓ Prelungirea insuficientă în câmp a armăturilor prevăzute pentru preluarea momentului negativ din zonele de reazem ale grinzilor poate afecta nivelul rezistenței mobilizat prin intermediul mecanismului de arc de compresiune, respectiv al ductilității structurii, în general.

Datele numerice prezentate în cadrul tabelului Tabelul IV-23 indică un spor de rezistență cu aproximativ 10% mai mare în cazul modelului numeric având o detaliere corectă, în raport cu nivelul de rezistență indicat de analiză pentru modelul în cadrul căruia lungimea de prelungire a armăturilor este insuficientă (38.13% versus 28.75%).

✓ În cazul sistemelor structurale în cadre pure, lungimea insuficientă de prelungire a armăturilor suplimentare dispuse în grinzi în vederea preluării momentului încovoietor negativ duce la o cedare prematură a structurii, prin ruperea armăturilor în dreptul zonei de întrerupere a acestora, anulând orice posibilitate de mobilizare a unor rezerve de rezistență prin intermediul mecanismului de lăntișor. În cazul modelelor numerice complete, influența detalierea armării grinzilor este atenuată de efectul plăcii. În schimb, o armare superioară continuă în permite maximizarea efectului plăcii față cazurile cu armări discontinue, după cum rezultă din Figura IV-65. Se mobilizează deci, printr-o armare superioară continuă în grinzi, resurse de rezistență cu până la 30% în plus față de cazurile cu armare superioară discontinuă.

✓ Este reliefată importanța considerării plăcii în evaluarea, post-avarie, a capacității unei structuri în cadre din beton armat. Analizele numerice de tip „pushdown” rulate pentru cazul de avarie al unui stâlp interior situat la parterul structurii indică valori ale capacității ultime sporite cu 80%-110% față de sarcina corespunzătoare formării mecanismului plastic. Conform rezultatelor numerice, deplasările verticale maxime atinse în cazul modelelor numerice complete sunt de ordinul $6h_{pl}$ ($1.5h_{gr}$), indică, prin nivelul de deformabilitate (similar celui rezultat în studiul experimental al lui Bailey), capacitatea structurilor în cadre proiectate conform P100/2013 [70] de a mobiliza resurse semnificative de rezistență prin intermediul mecanismului de membrană întinsă/comprimată în plăci.

V.2. Contribuții personale

Concluziile cu caracter de originalitate prezentate în cadrul acestei lucrări pot fi sintetizate sub forma următoarelor contribuții originale la cunoștințele privind mecanismele de rezistență la colaps progresiv existente la ora actuală, pe plan național și internațional:

1. Identificarea unui model numeric capabil să surprindă fenomenele cu un pronunțat caracter de neliniaritate ce pot apărea la solicitarea statică, până la cedare, a structurilor în cadre din beton armat: ruperea armăturilor, fisurarea sau zdrobirea betonului. Modelul numeric exploatează facilitățile de modelare a comportării materialelor oferite de programul Abaqus, este adaptat la necesitățile analizelor statice neliniare de tip „pushdown” necesare a fi rulate prin folosirea unui algoritm de eroziune implementat cu ajutorul unei subrutine Fortran și este eficientizat din punctul de vedere al timpului de rulare, al resurselor de stocare a rezultatelor, respectiv din punctul de vedere al convergenței soluției prin adaptarea unei analize de tip Dynamic/Explicit, de asemenea disponibilă în Abaqus.

2. Calibrarea (din punctul de vedere al algoritmului de eroziune) și validarea modelului numeric identificat, în reprezentarea numerică a comportării post-avarie a structurilor compuse din elemente liniare de beton armat (grinzi, stâlpi) pe baza studiului experimental realizat de Yi și alții [28]. Rezultatele analizei de validare indică o bună capacitate a modelului numeric propus de a reda, cu acuratețe, comportarea structurii analizate atât în domeniul deplasărilor mici cât și în domeniul deplasărilor mari. Dezvoltarea diferitelor mecanisme de rezistență (FA, CAA, CA), tranziția modului de funcționare al structurii de la un mecanism la altul, nivelul de rezistență atins, nivelul deplasărilor dar și cedarea structurii sunt corect surprinse prin intermediul modelului numeric propus.

3. Validarea modelului numeric identificat în analiza comportării plăcilor atât în domeniul deplasărilor mici cât și în domeniul deplasărilor mari, pe baza studiului experimental derulat de Bailey și alții [13]. Rezultatele analizei de validare sunt în limite de acuratețe satisfăcătoare prin comparație cu rezultatele obținute în urma unor analize numerice, bazate pe același studiu experimental (Figura II-38), prezentate în literatura tehnică de specialitate ([14], [28]). Formarea mecanismului liniilor de curgere, dezvoltarea mecanismului de membrană întinsă/comprimată cât și translația între cele două moduri de funcționare ale plăci sunt reprezentate și identificate, inclusiv în mod grafic, cu ajutorul modelului numeric propus.

4. Analiza influenței clasei oțelului asupra mecanismelor de rezistență caracteristice grinzilor din beton armat (FA, CAA, CA). Se evidențiază rolul fiecăruia dintre parametrii definitorii pentru clasa oțelului (deformabilitate, raport între tensiunea de curgere și rezistență) și se subliniază necesitatea corelării acestor parametri în vederea alegerii, încă din faza de proiectare, a unui tip de oțel favorabil activării mecanismelor avansate de rezistență.

5. Evidențierea importanței considerării condițiilor reale de capăt ale grinzilor, în vederea obținerii unor valori corecte privind sporul de rezistență mobilizat prin activarea mecanismelor CAA și CA.

6. Evidențierea corectă, nu doar din punct de vedere calitativ ci și din punct de vedere cantitativ, a influenței procentului de armare al grinzilor, respectiv a flexibilității acestora asupra activării mecanismelor avansate de rezistență (CAA, CA) ca urmare a considerării condițiilor de capăt exacte ale grinzilor, neidealizate (cazul unei părți semnificative a studiilor – mai ales experimentale – privind mecanismele de rezistență caracteristice grinzilor).

7. Studiul distribuției eforturilor axiale din grinzile situate în deschiderile afectate pentru sistemele structurale în cadre pure. Rezultatele analizelor numerice indică faptul că activarea și funcționarea mecanismelor CAA și CA se manifestă cu precădere în grinzile adiacente, pe înălțime, elementului vertical de rezistență avariat.

8. Determinarea densității optime de elemente finite necesare în vederea utilizării modelului numeric pentru studiul mecanismelor de rezistență caracteristice plăcilor, respectiv evidențierea - atât prin rezultate numerice, cât și prin rezultate grafice - activării mecanismului de membrană întinsă/comprimată pentru diferite cazuri de rezemare pe contur, respectiv de flexibilitate a plăcilor.

9. Evidențierea modificării stării de eforturi din grinzile situate în deschiderile afectate de avarie – deci a modului de manifestare al mecanismelor de rezistență caracteristice grinzilor (CAA, CA) – ca urmare a conlucrării cu placa.

10. Reliefarea importanței considerării influenței plăcii în evaluarea capacității de rezistență post-avarie a unei structuri în cadre din beton armat și evidențierea faptului că, în ciuda rigidității semnificative datorate plăcii, structurile, în ansamblu, pot atinge niveluri semnificative de deformabilitate.

11. Evaluarea riscului de colaps progresiv prin considerarea tuturor resurselor de capacitate portantă ale structurii. Ghidurile de evaluare a riscului de colaps progresiv ([1], [17]) consideră cedate grinziile care dezvoltă, prin intermediul articulațiilor plastice, rotații de maxim 0.1rad ($\sim 6^\circ$). Pentru o structură având grinzi cu o lumină $L_0 = 5.5\text{m}$, o astfel de rotație echivalează cu o deplasare verticală de 55cm adică aproximativ echivalentul unei înălțimi a grinzii. Având în vedere că analizele numerice indică deplasări de ordinul a $1.5 h_{gr} - 1.6 h_{gr}$, rezultă că abordarea normelor se poate dovedi una conservativă cel puțin în unele dintre cazuri.

12. Evidențierea influenței unor prevederi de proiectare în vigoare în România asupra activării resurselor suplimentare de capacitate portantă prin intermediul mecanismelor de rezistență caracteristice structurilor în cadre din beton armat.

V.3. Direcții viitoare de cercetare

Rezultatele obținute în cadrul stagiului doctoral materializat prin prezenta lucrare pot fi completate prin abordarea următoarelor teme conexe de cercetare:

1. Studiul influenței scenariilor de avarie asupra activării diferitelor mecanisme de rezistență. Poziționarea elementului avariat influențează condițiile de capăt ale grinzilor din deschiderile afectate, condiții impuse de porțiunile adiacente de structură. Ca urmare, poziționarea în plan a scenariului de avarie (pe laturile clădirii, în colțuri) poate influența semnificativ nivelul capacității structurii.

2. Studiul mecanismelor de rezistență în contextul unor scenarii mai complexe de avarie (eliminarea a doi stâlpi adiacenți). Câteva studii numerice [18] și experimentale [35] indică faptul că structurile din beton armat monolit sunt capabile să reziste la chiar și la șocul indus de avarierea a doi stâlpi adiacenți. În aceste condiții, este de interes evaluarea capacității de rezistență post-avarie mobilizată prin intermediul diferitelor mecanisme în condițiile unor scenarii mai complexe de avariere.

3. Studiul mecanismelor de rezistență în cazul structurilor din beton armat cu planșee dală, tot mai frecvent utilizate în prezent. În vederea completării studiului mecanismelor de rezistență ale structurilor din beton armat, în general, este de asemenea oportună investigarea comportării până la cedare a unor structuri duale (cadre + diafragme).

VI. ANEXE

VI.1. Figuri aferente analizei numerice de validare Abaqus/Explicit bazate pe experimentul lui Bailey [13] – Specimen M1

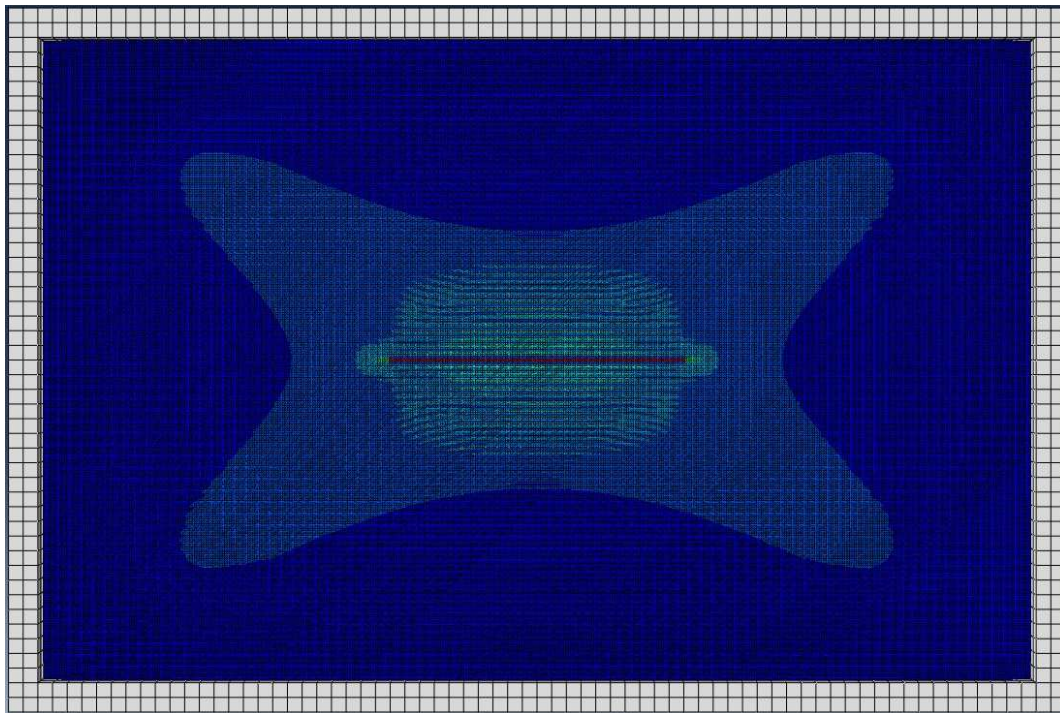


Figura A-69: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 3.5mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

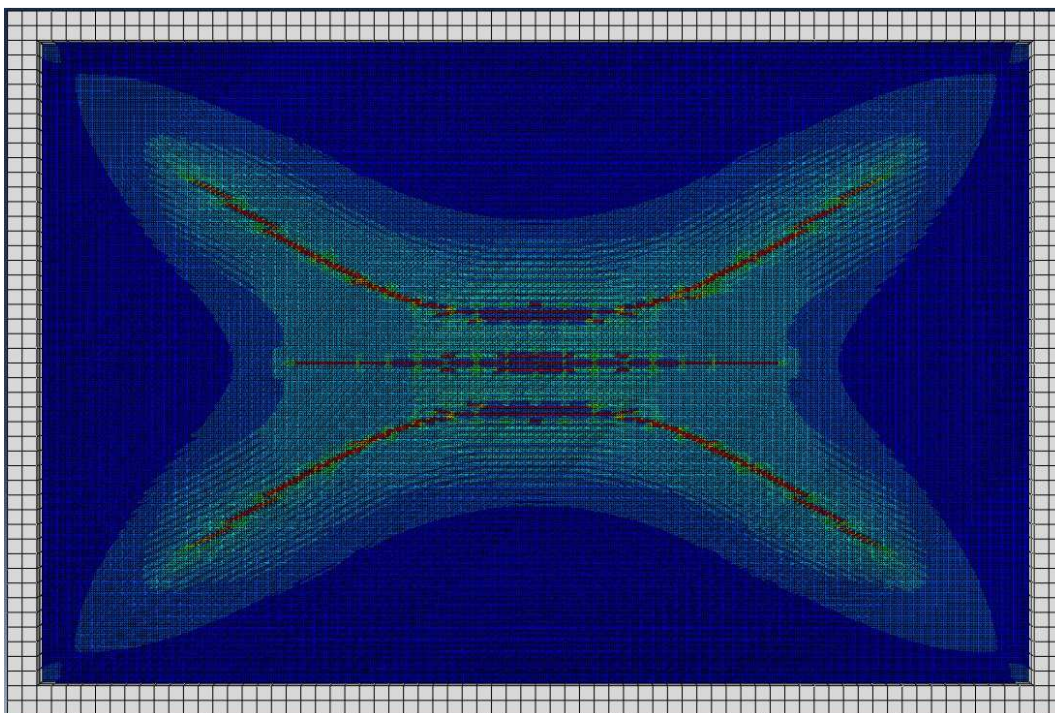


Figura A-70: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 5mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

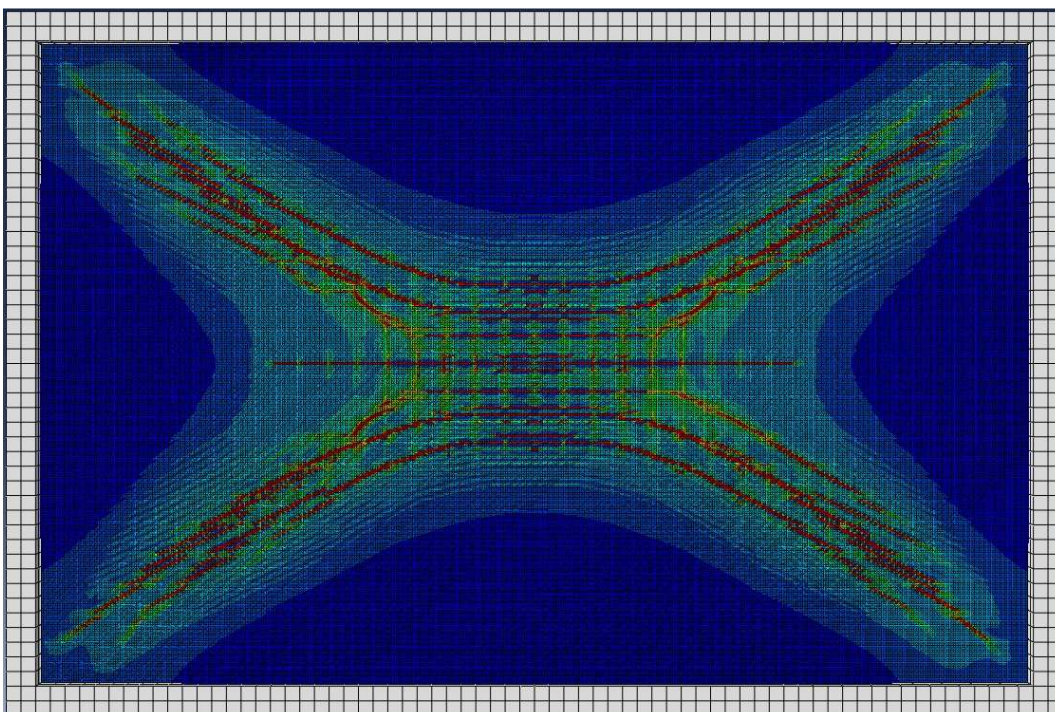


Figura A-71: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 7mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

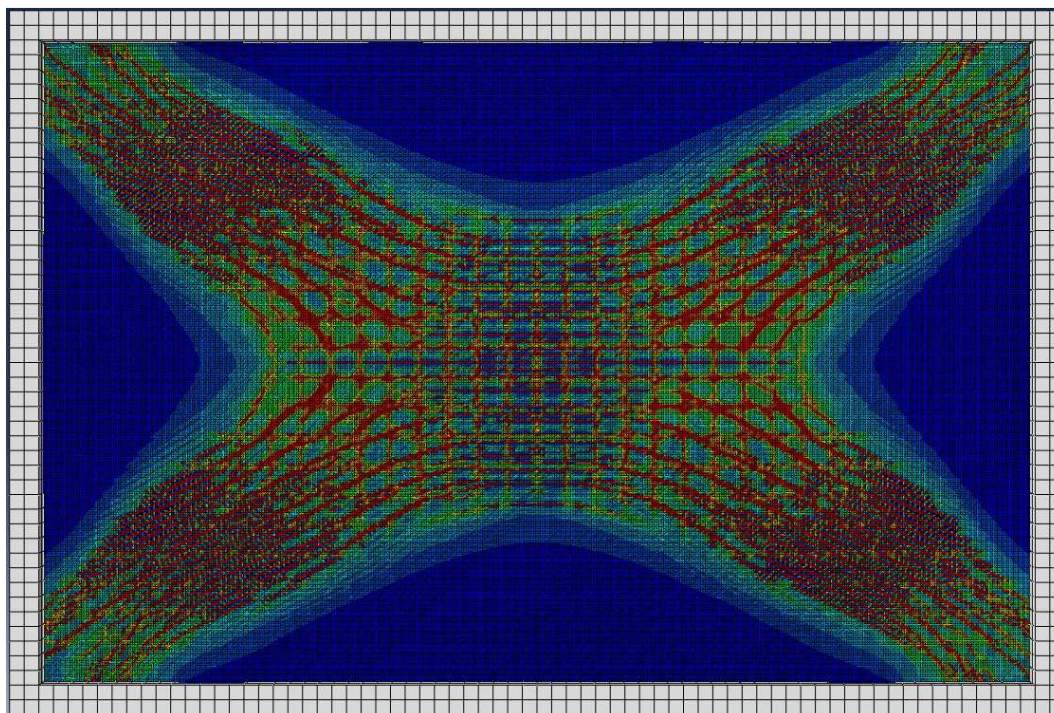


Figura A-72: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 15mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

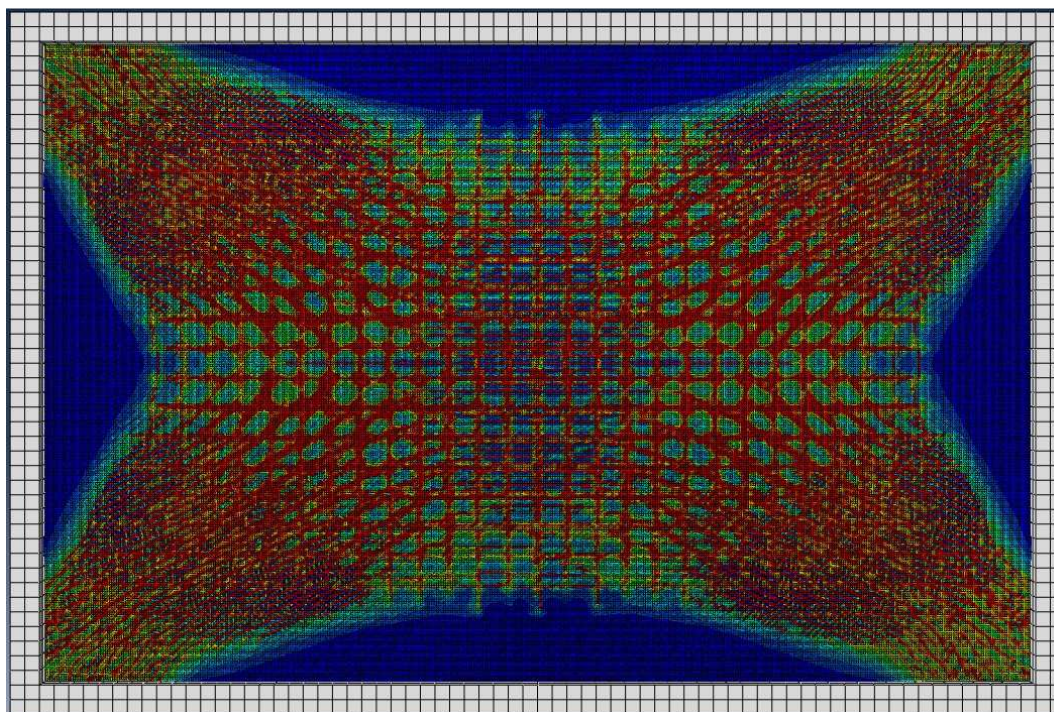


Figura A-73: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 30mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

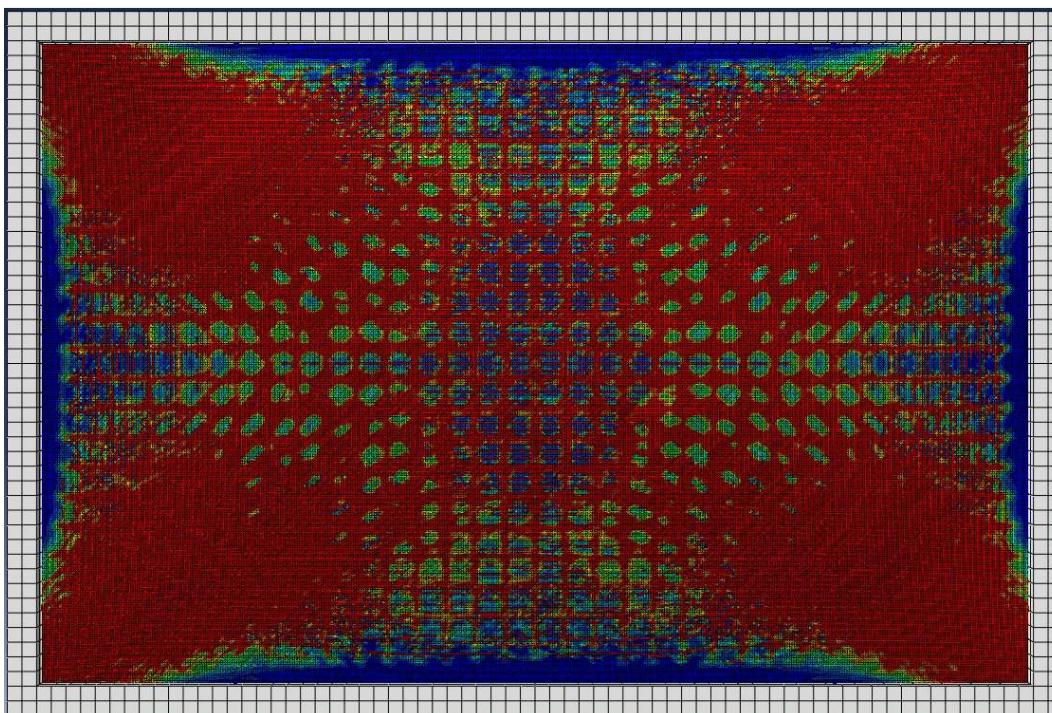


Figura A-74: Fața inferioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

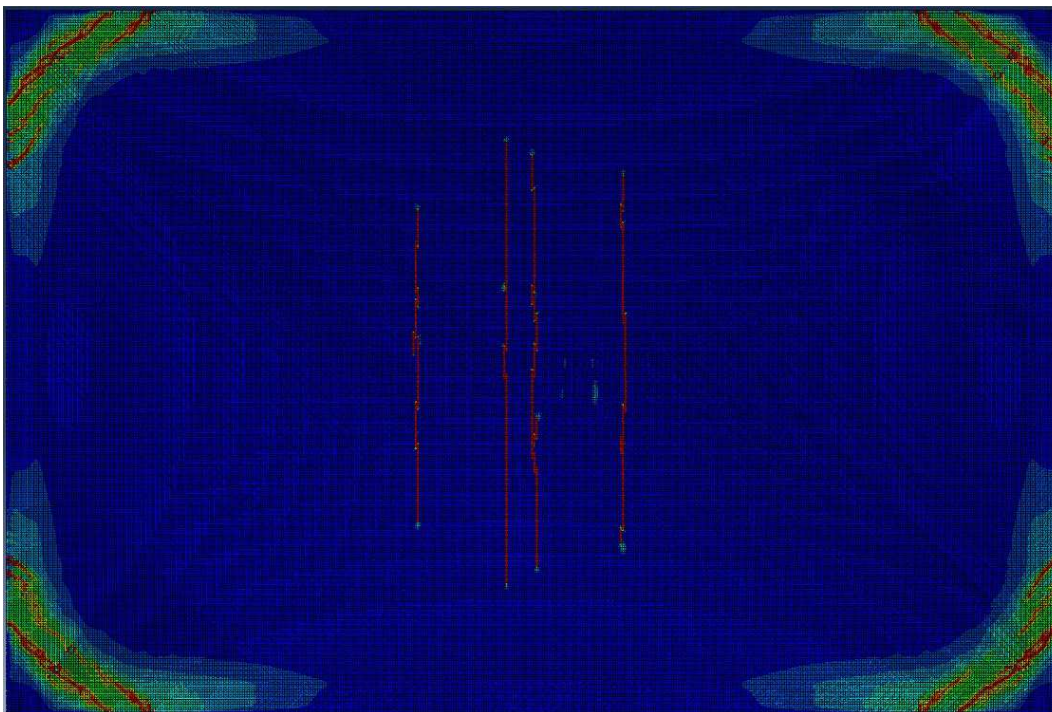


Figura A-75: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 25mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

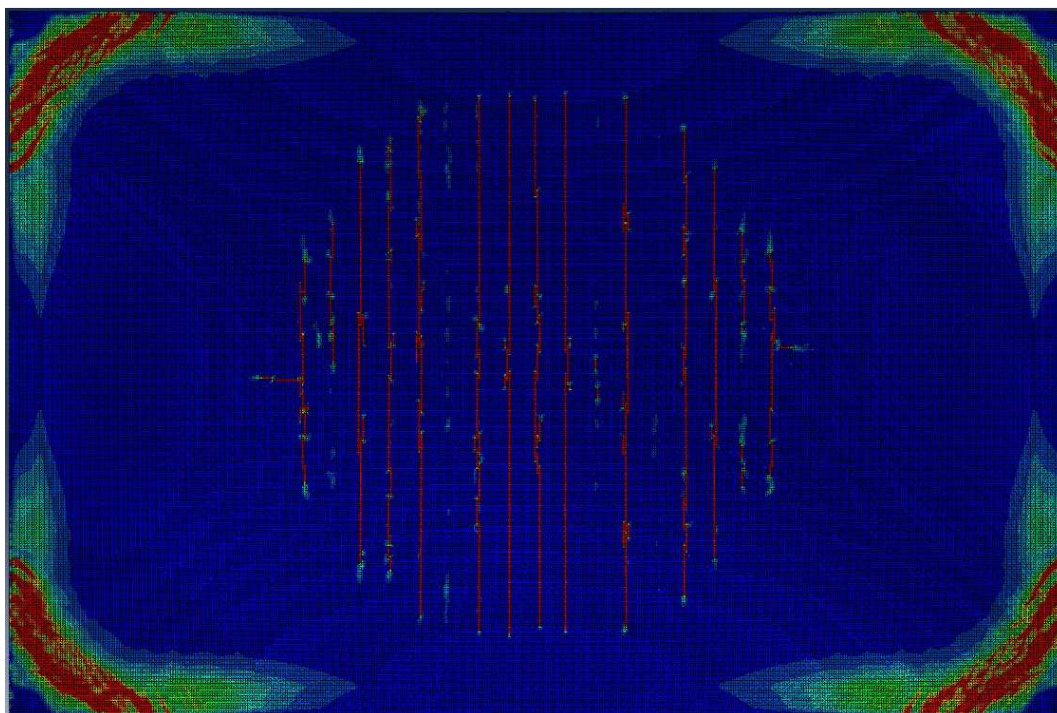


Figura A-76: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 40mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

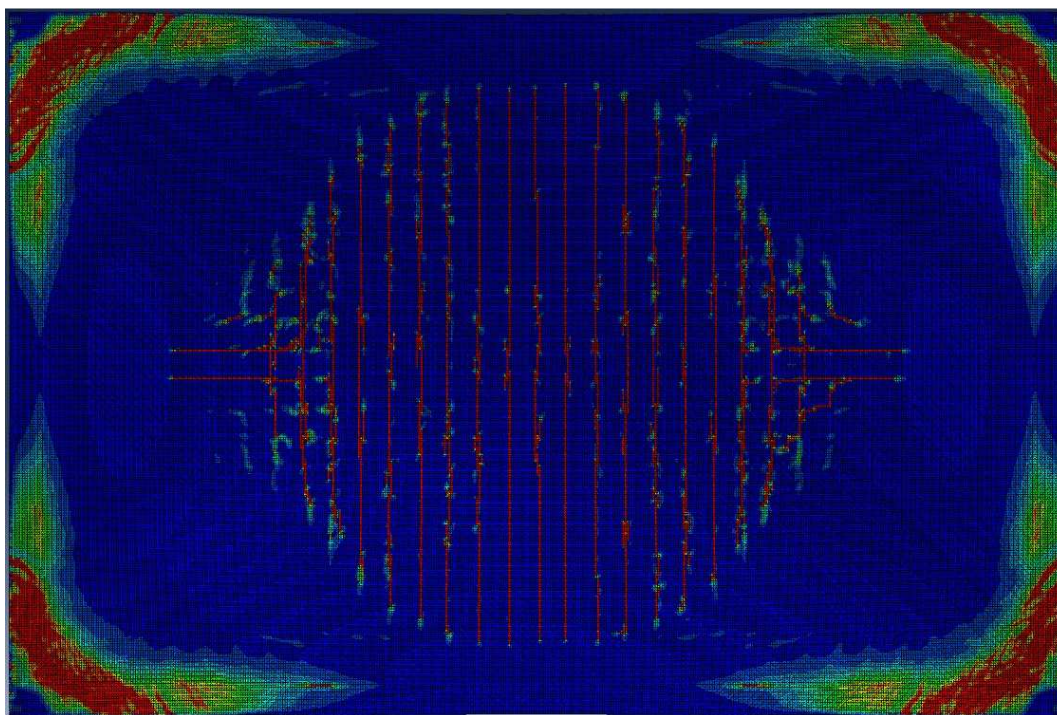


Figura A-77: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 50mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

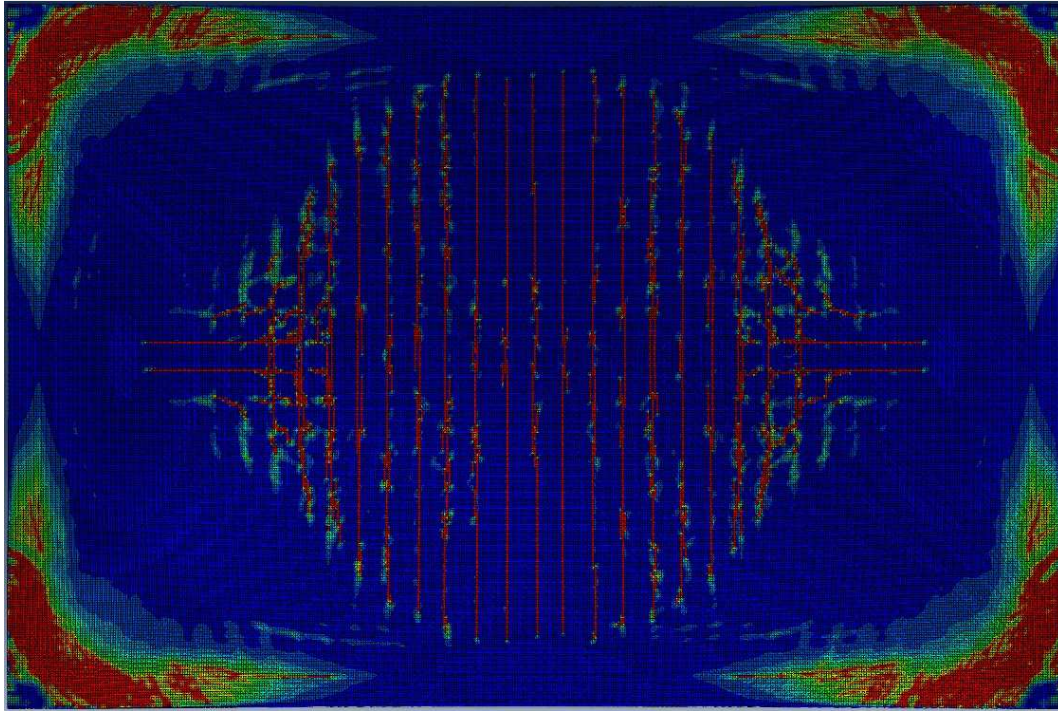


Figura A-78: Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm (roșu corespunde unui degradări de 64%)

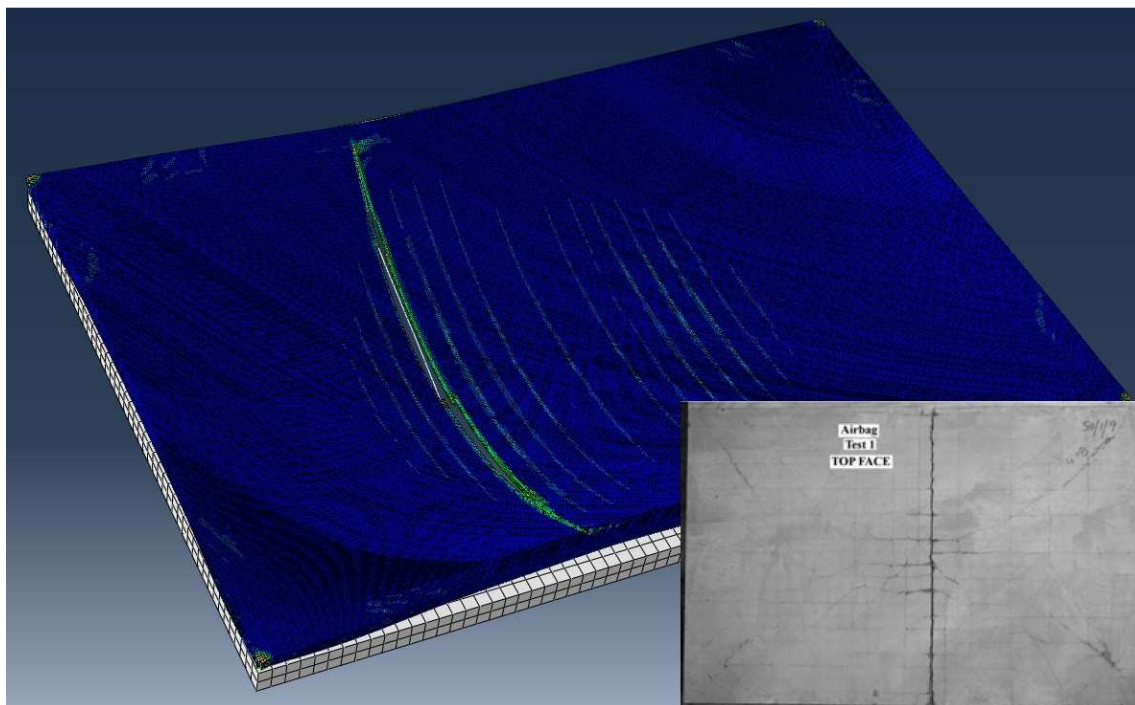


Figura A-79: Cedare Specimen M1: Studiu experimental Bailey și alții [13] vs. Analiză numerică de validare Abaqus

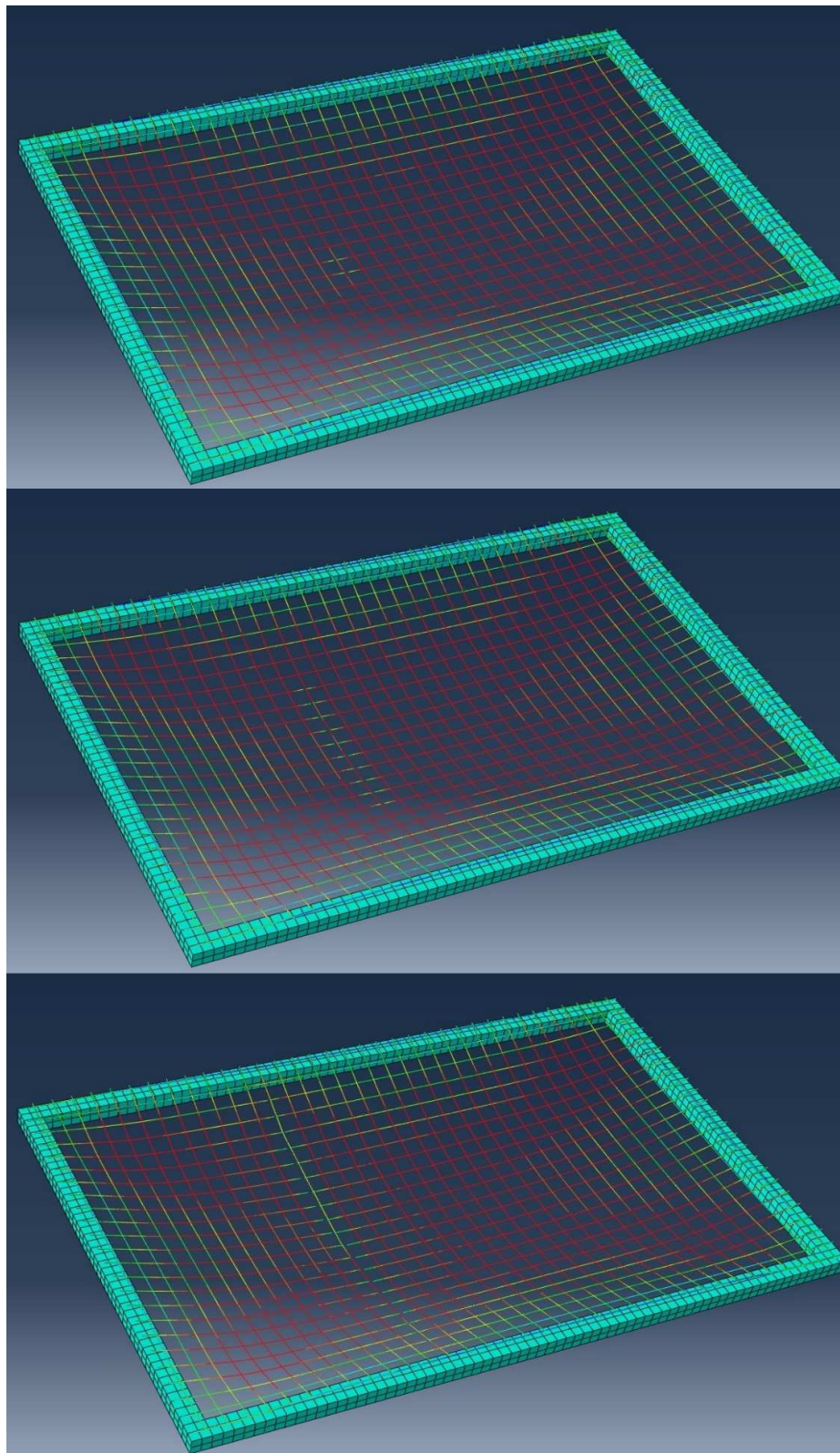


Figura A-80: Abaqus - Analiză numerică de validare a experimentului lui Bailey și alții [13]: Ruperea progresivă a armăturilor longitudinale – Specimen M1

VI.2. Caracteristici mecanice ale oțelurilor BST500 și PC52 conform testelor producătorului

ICDAS TEST RESULT REPORT



Material: COIL

Teststandard: ST 009 B500

Test-date 11/2/2014

Ch-Nr	D []	Q [mm ²]	Rm/Rp1 []	Y.Stress [N/mm ²]	S-Rp1 [N/mm ²]	Fm [kN]	Rm [N/mm ²]	L0 [mm]	Lu [mm]	A [%]	Agt %
2-09-207-40-1	12.00	113.10	1.30	62.1	548.9	80.6	712.7	60	72.7	21.2	8,7
2-09-207-40-5	12.00	113.10	1.28	63.2	559.2	81.3	718.5	60	72.5	20.8	9,8
2-09-207-40-3	12.00	113.10	1.30	60.6	535.9	78.9	697.7	60	71.8	19.7	10,4
2-09-207-40-4	12.00	113.10	1.30	61.5	544.2	80.1	708.3	60	72.2	20.3	9,9
2-09-207-40-5	12.00	113.10	1.31	61.1	540.5	80.0	707.2	60	71.6	19.4	10,1

İÇDAŞ ÇELİK ENERJİ
TERSANE VE ULAŞIM
SANAYİ A.Ş.

ICDAS TEST RESULT REPORT



Material: COIL

Teststandard: PC 52

Test-date 11/2/2014

Ch-Nr	D []	Q [mm ²]	Rm/Rp1 []	Y.Stress [N/mm]	S-Rp1 [N/mm]	Fm [kN]	Rm [N/mm]	L0 [mm]	Lu [mm]	A [%]	Agt %
3-11-027-40-1	8.00	50.27	1.27	23.7	471.0	30.0	596.2	40	50.9	27.3	12,1
3-11-027-40-2	8.00	50.27	1.26	24.1	478.6	30.3	602.8	40	51.1	27.8	12,4
3-11-101-40-1	10.00	78.54	1.31	35.7	454.4	46.9	597.5	50	63.6	27.2	13,2
3-11-101-40-2	10.00	78.54	1.27	37.2	473.8	47.4	603.3	50	62.8	25.6	12,9
2-01-485-40-1	12.00	113.10	1.28	52.9	467.6	67.8	599.5	60	76.2	27.0	11,8
2-01-485-40-2	12.00	113.10	1.27	53.4	471.8	67.6	597.6	60	75.8	26.3	12,1

**İÇDAŞ ÇELİK ENERJİ
TERSANE ve ULAŞIM
SANAYİ A.Ş.**

VI.3. Figuri aferente studiului densității optime a discretizării în modelarea comportării plăcilor (Secțiunea III.2.A.i)

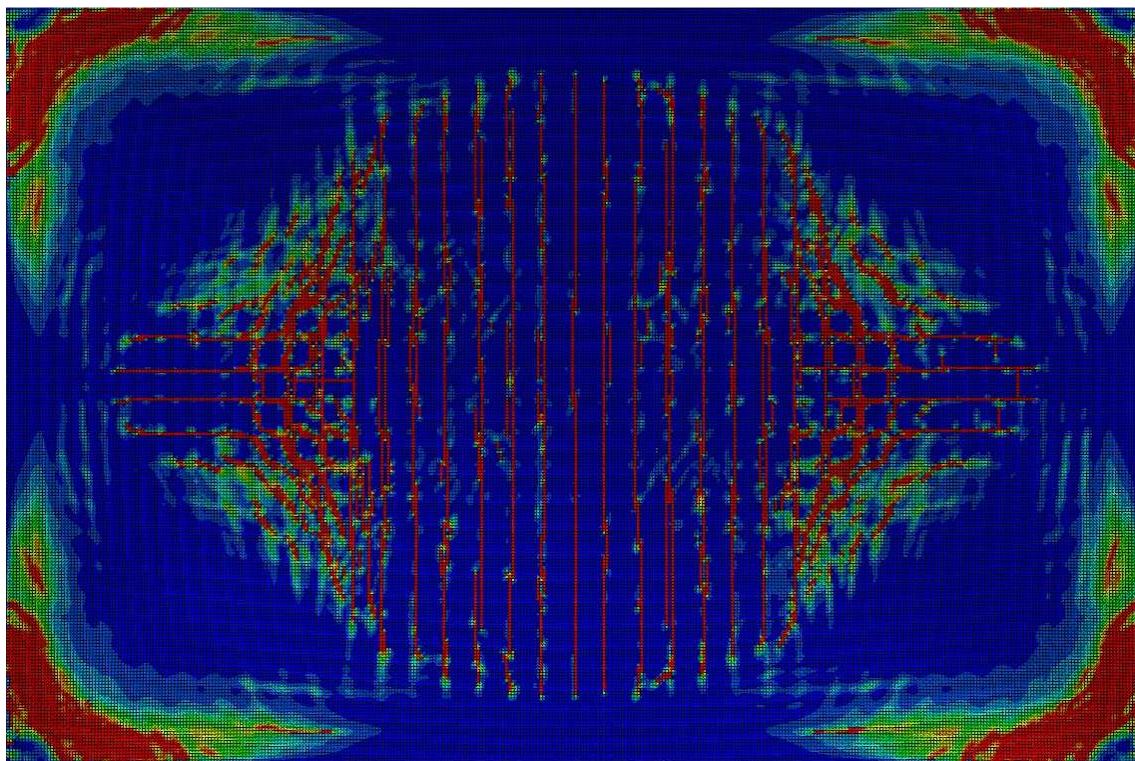


Figura VI-81: Model PB_G18_4E - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm

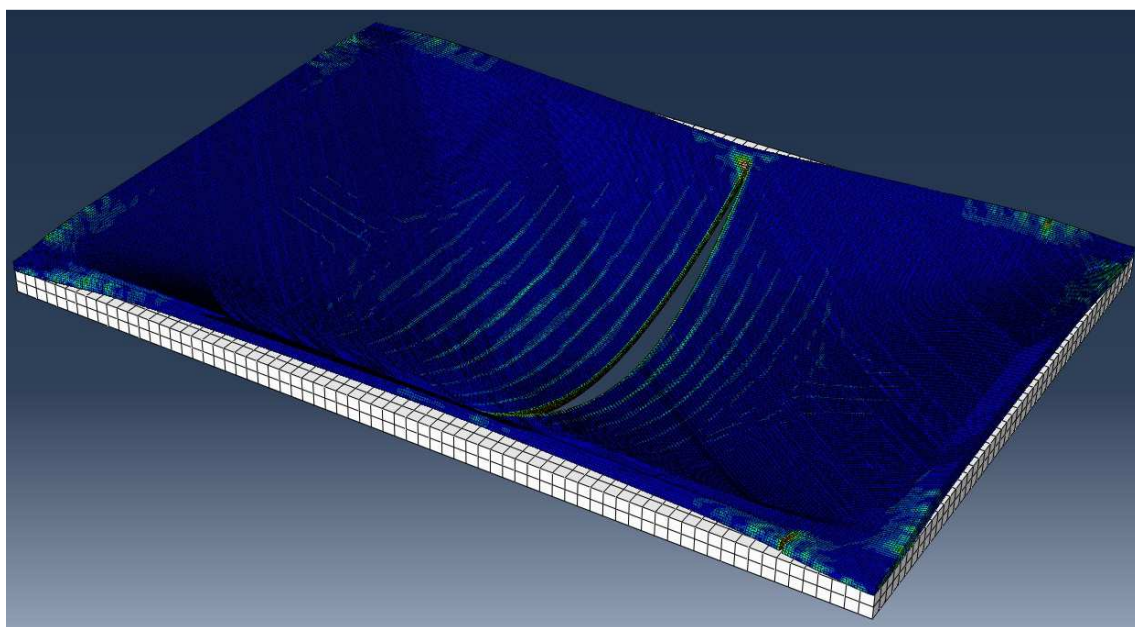


Figura VI-82: Model PB_G18_4E – Modul de cedare al plăcii

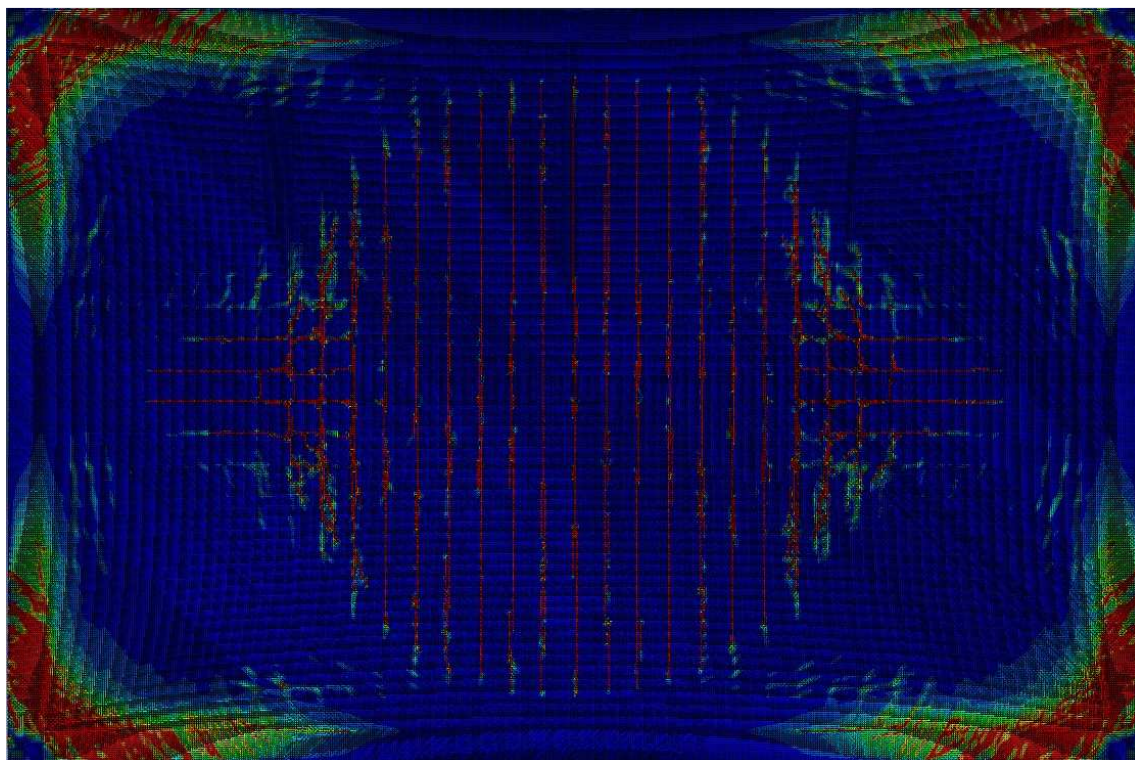


Figura VI-83: Model PB_G18_6E - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm

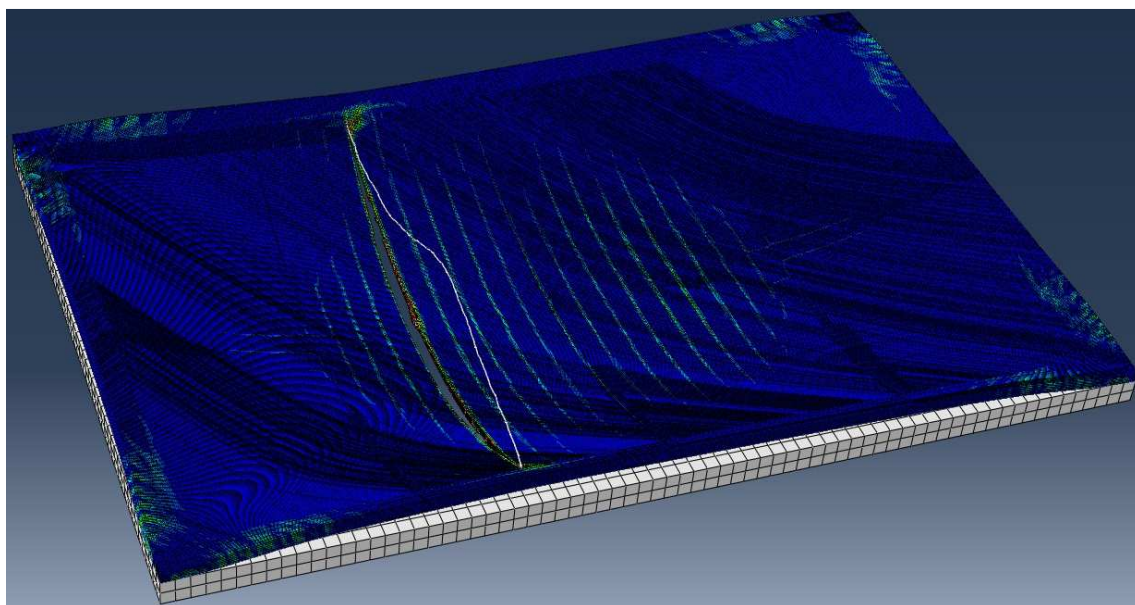


Figura VI-84: Model PB_G18_6E – Modul de cedare al plăcii

**VI.4. Figuri aferente studiului influenței condițiilor de contur și a grosimii plăcii
(Secțiunea III.2.A.ii)**

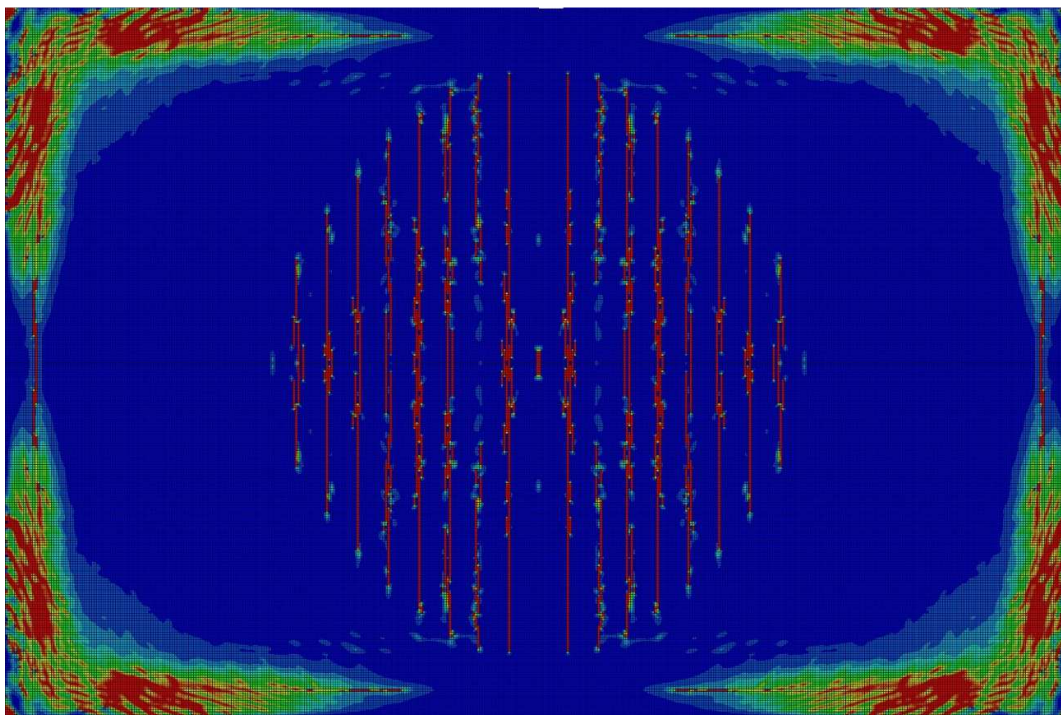


Figura VI-85: Model PB_G22 - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 60mm (roșu - degradare de 64%)

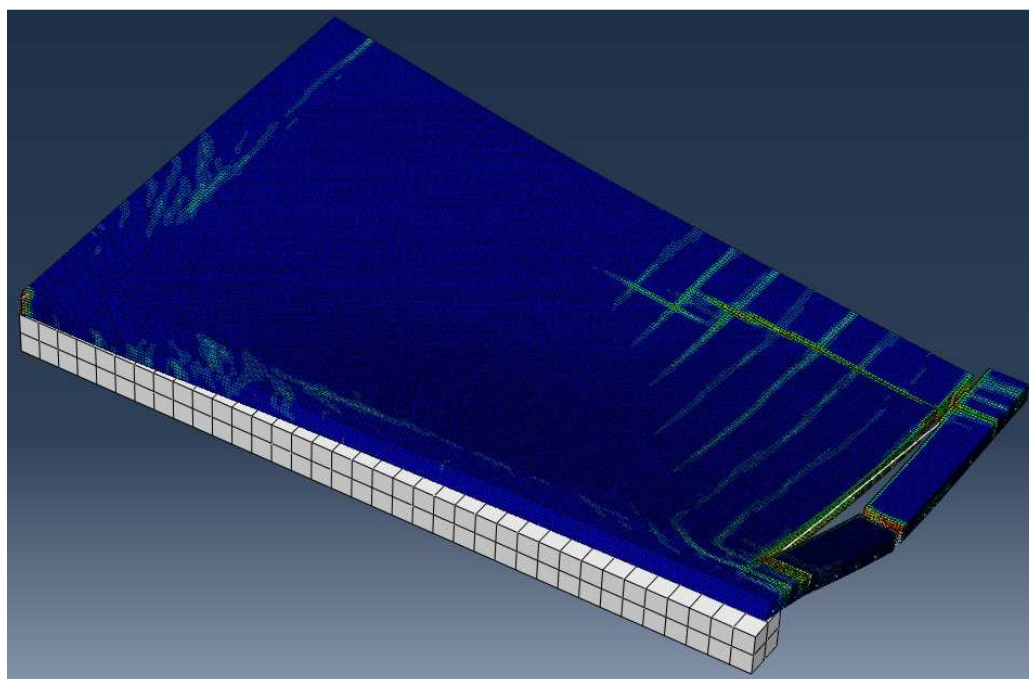


Figura VI-86: Model PB_G22 – Modul de cedare al plăcii

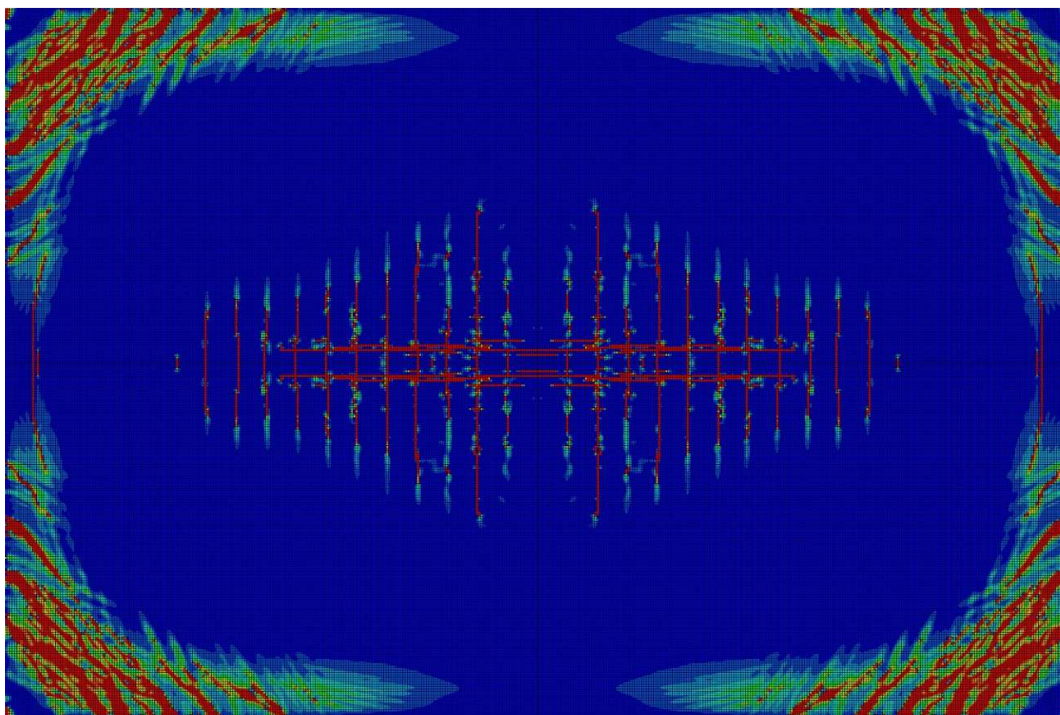


Figura VI-87: Model PB_G36 - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 40mm (roșu - degradare de 64%)

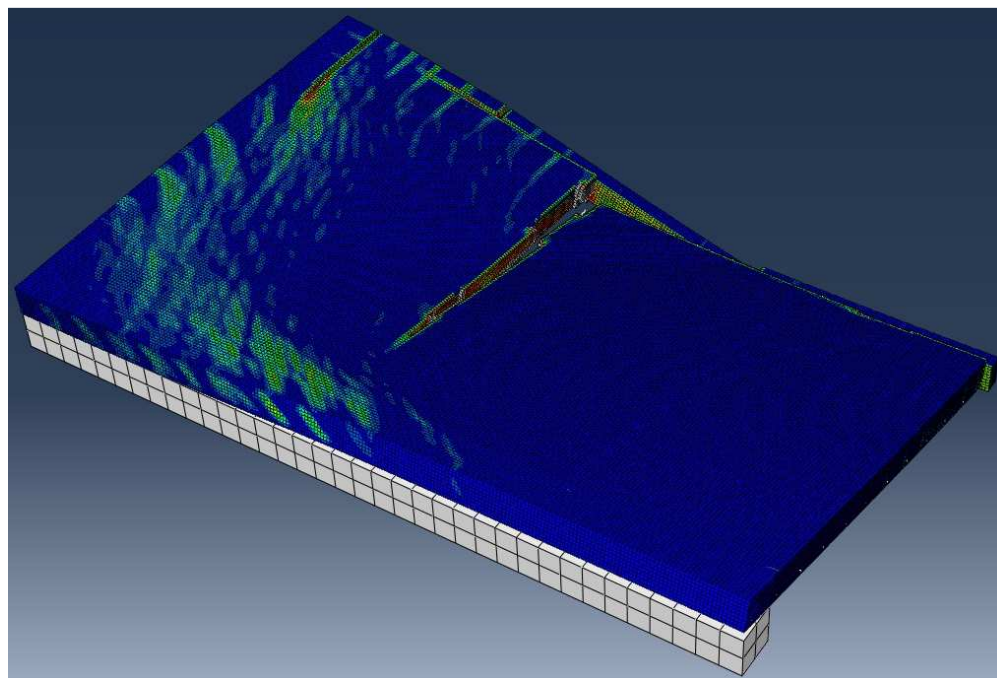


Figura VI-88: Model PB_G36 – Modul de cedare al plăcii

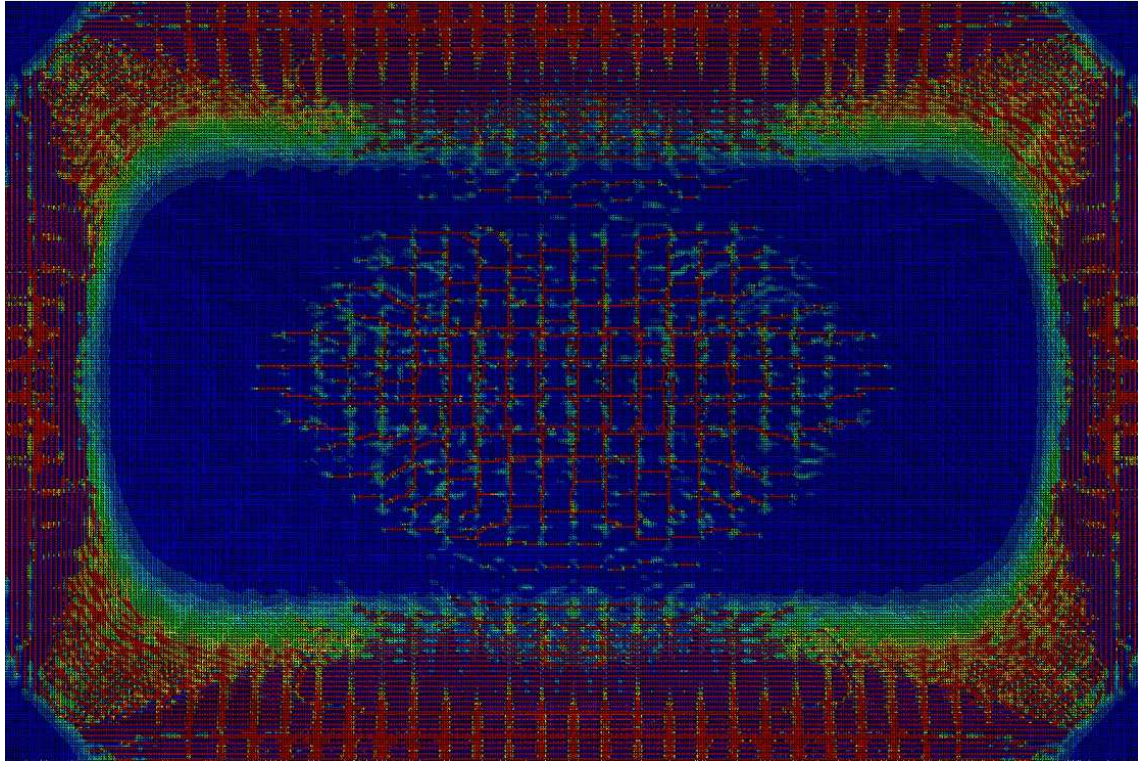


Figura VI-89: Model PB_AMNC - Fața superioară a plăcii: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale maxime de 40mm (roșu - degradare de 64%)

**VI.5. Figuri aferente studiului mecanismelor de rezistență pe baza modelului MR
(Secțiunea III.2.B)**

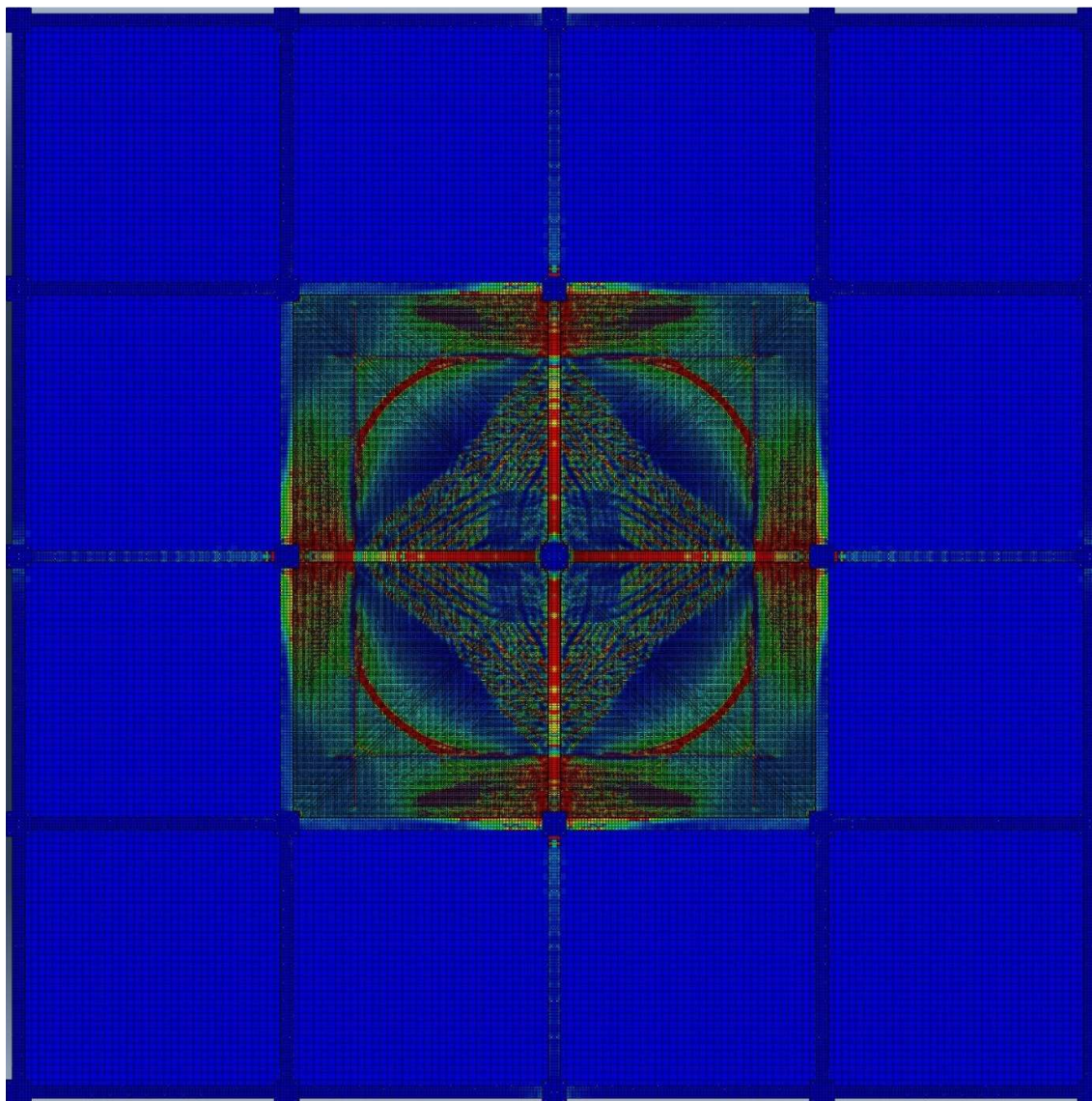


Figura VI-90: Model MR - Fața superioară a plăcilor: degradarea rigidității la întindere a betonului, aferente unei deplasări verticale de 155mm (roșu - degradare de 64%)

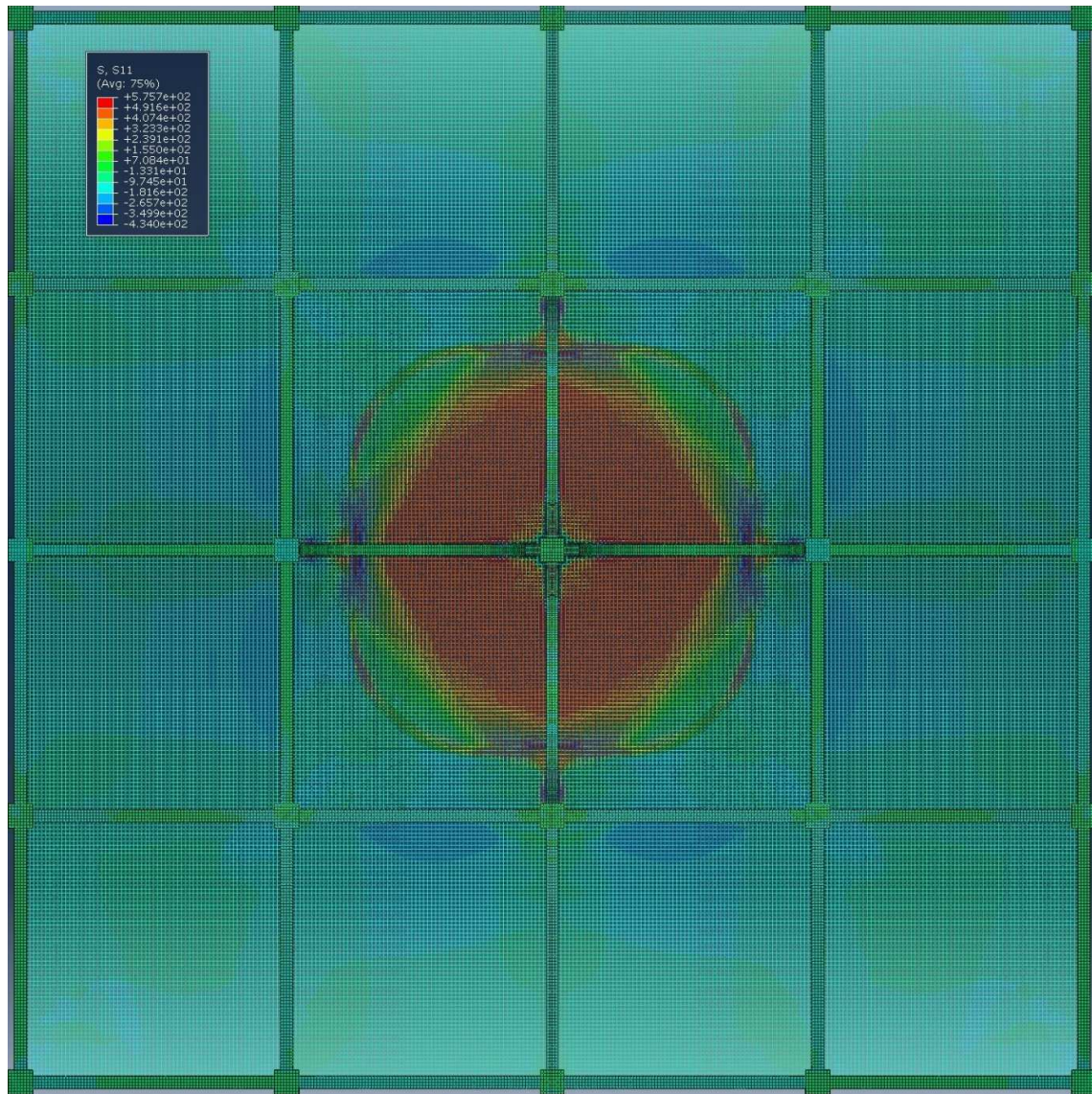


Figura VI-91: Model MR – Distribuția tensiunilor în armăturile inferioare din plăci la cedare

BIBLIOGRAFIE

- [1] General Service Administration, „Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects,” S.U.A., 2003.
- [2] T. Verlaan, „The downfall of British modernist architecture,” 15 April 2011. [Interactiv]. Available: <http://failedarchitecture.com/the-downfall-of-british-modernist-architecture/>.
- [3] Best online engineering degree. [Interactiv]. Available: <http://www.bestonlineengineeringdegree.com/the-10-worst-high-rise-building-collapses-in-history/>.
- [4] The Courant. [Interactiv]. Available: http://articles.courant.com/2013-01-18/news/hc-ed-civic-center-roof-collapse-0118-20130118_1_civic-center-key-downtown-private-firm.
- [5] <http://www.commandsafety.com/>. [Interactiv]. Available: <http://www.commandsafety.com/2011/07/17/the-hyatt-regency-walkway-collapse-1981-the-beginning-of-urban-heavy-rescue/>.
- [6] Structural Engineering Digest. [Interactiv]. Available: <http://sedigest.in/article/overview-progressive-collapse>.
- [7] AP/Wide World Photos. [Interactiv]. Available: http://www.nap.edu/openbook.php?record_id=5966&page=96.
- [8] A. Tannenbaum. [Interactiv]. Available: <http://www.sohoblues.com/TerrorWTC911/previewpages/previewpage1.htm>.
- [9] I. Murtazin și N. RIA, „Portion of building collapses in Russia,” <http://rt.com/>, <http://www.demotix.com>, Astrakhan, 2012.
- [10] M. Sasani și S. Sagioglu, „Progressive collapse of reinforced concrete structures: A multihazard perspective,” *ACI Structural Journal*, vol. 105, nr. 1, pp. 96 - 103, 2008.
- [11] M.-H. Tsai și B.-H. Lin, „Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure,” *Engineering Structures*, vol. 30, nr. 12, 2008.
- [12] L. Jones, *Ultimate load analysis of reinforced and prestressed concrete structures*, Londra, Marea Britanie: Chatto and Windus, 1962.
- [13] C. Bailey, W. Toh și B. Chan, „Simplified and advanced analysis of membrane action of concrete slabs,” *ACI Structural Journal*, vol. 105, nr. 4, pp. 30 - 40, 2008.
- [14] P. X. Dat and K.-H. Tan, "Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures," *Engineering Structures*, vol. 55, pp. 107-115, 2013.
- [15] M. L. Bazan, *Response of reinforced concrete elements and structures following loss of load bearing elements*, Boston, Massachusetts, SUA: Northeastern University, 2008.

- [16] S. Sagiroglu, Analytical and experimental evaluation of progressive collapse resistance of reinforced concrete structures, Boston, Massachusetts, SUA: Northeastern University, 2012.
- [17] Department of Defense, „Unified Facilities Criteria - Design of buildings to resist progressive collapse,” SUA, 2009.
- [18] M. Botez, „Acuratețe și eficiență în analiza la colaps progresiv a structurilor multietajate din beton armat,” Cluj-Napoca, Romania, 2014.
- [19] Q.-F. He and W.-J. Yi, "Experimental study on collapse-resistant behavior of RC beam-column sub-structure considering catenary action," in *14WCEE*, Beijing, China, 2008.
- [20] Y. Su, Y. Tian și X. Song, „Progressive collapse resistance of axially-restrained frame beams,” *ACI Structural Journal*, vol. 106, nr. 5, pp. 600 - 607, 2009.
- [21] H. Choi and J. Kim, "Progressive collapse-resisting capacity of RC beam-column sub-assembly," *Magazine of Concrete Research*, vol. 63, no. 4, pp. 297-310, 2011.
- [22] S. L. Yap și B. Li, „Experimental investigation of reinforced concrete exterior beam-column subassemblages for progressive collapse,” *ACI Structural Journal*, vol. 108, nr. 51, pp. 542 - 552, 2011.
- [23] Y. Tian și Y. Su, „Dynamic response of reinforced concrete beams following instantaneous removal of a bearing column,” *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 5, nr. 1, pp. 19-28, 2011.
- [24] K. Qian and B. Li, "Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column," *ACI Structural Journal*, vol. 109, no. 6, pp. 845-855, 2012.
- [25] J. Yu and K.-H. Tan, "Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages," *Magazine of Concrete Research*, pp. 109-126, 2013.
- [26] B. Luccioni, R. Ambrosini și R. Danesi, „Analysis of building collapse under blast loads,” *Engineering Structures*, vol. 26, pp. 63-71, 2004.
- [27] A. Marchiș, „Vulnerabilitatea la colaps progresiv a structurilor în cadre din beton armat amplasate în zone seismice,” Cluj-Napoca, România, 2013.
- [28] W.-J. Yi, Q.-F. He, Y. Xiao and S. Kunnath, "Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures," *ACI Structural Journal*, vol. 105, no. 4, pp. 433-439, 2008.
- [29] Q.-F. He, W.-J. Yi, Y. Xiao și S. Kunnath, „Experimental study of progressive collapse due to sudden column removal,” în *Computational Technologies in Concrete Structures(CTCS'09)*, Jeju, Korea, 2009.
- [30] Y. Shi, Z.-X. Li și H. Hao, „A new method for progressive collapse analysis of RC frames under blast loading,” *Engineering Structures*, vol. 32, p. 1691–1703, 2010.

- [31] M. Sasani și S. Sagioglu, „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.
- [32] B. Santafe Iribarren, P. Berke, P. Bouillard, J. Vantomme și T. J. Massart, „Investigation of the influence of design and material parameters in the progressive collapse analysis of RC structures,” *Engineering Structures*, vol. 33, pp. 2805 - 2820, 2011.
- [33] M. Sasani, A. Kazemi, S. Sagioglu și S. Forest, „Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to severe initial damage,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, nr. 9, p. 893–902, 2011.
- [34] H. Helmy, H. Salem și S. Mourad, „Progressive collapse assessment of framed reinforced concrete structures according to UFC guidelines for alternative path method,” *Engineering Structures*, vol. 42, pp. 127 - 141, 2012.
- [35] X. Y., Z. Y.B., K. L.F.W. și L. H.S., „Collapse test of a 3-story 3-span half-scale RC frame model,” în *ASCE Structures Congress*, Pittsburgh, Pennsylvania, SUA, 2013.
- [36] B. Izzuddin, A. Vlassis, A. Elghazouli și D. Nethercot, „Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework,” *Engineering Structures*, vol. 30, p. 1308–1318, 2008.
- [37] A. Vlassis, B. Izzuddin, A. Elghazouli și D. Nethercot, „Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part II: Application,” *Engineering Structures*, vol. 30, p. 1424–1438, 2008.
- [38] K. Marchand, A. McKay și D. Stevens, „Development and application of linear and non-linear static approaches in UFC 4-023-03,” în *Structures Congress*, Austin, Texas, S.U.A., 2009.
- [39] S. Kokot, A. Anthoine, P. Negro și G. Solomos, „Static and dynamic analysis of a reinforced concrete flat slab frame building for progressive collapse,” *Engineering Structures*, vol. 40, pp. 205-217, 2012.
- [40] D. G. Lu, S. S. Cui, S. P. Y. și Z. H. Chen, „Robustness assessment for progressive collapse of framed structures using pushdown analysis method,” în *4th International Workshop on Reliable Engineering Computing - Robust Design Coping with Hazards, Risk and Uncertainty*, Singapore, 2010.
- [41] **L. Bredean**, T. Moldovan și A. Ioani, „Influence of seismic design and detailing on the progressive collapse risk of low-rise RC framed structures: Interior column removal case,” în *Proceedings of the First International Conference for PhD Students in Civil Engineering*, Cluj-Napoca, România, 2012.
- [42] T. Moldovan, **L. Bredean** și A. Ioani, „Changes in seismic design codes from the perspective of progressive collapse vulnerability of RC structures,” *Analele Universității „Ovidius” - Constanța*, nr. 14, pp. 59-67, 2012.

- [43] **L. Bredean**, M. Botez și A. Ioani, „Progressive collapse risk and robustness of low-rise reinforced concrete buildings,” în *The Eleventh International Conference on Computational Structures Technology - CST2012*, Dubrovnik, Croatia, 2012.
- [44] J. Yu and K.-H. Tan, "Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages," *Engineering Structures*, vol. 55, pp. 90-106, 2013.
- [45] M. Botez, **L. Bredean** și A. Ioani, „Plastic hinge vs. distributed plasticity in the progressive collapse analysis,” *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*, vol. 57, nr. 1, pp. 24-36, 2014.
- [46] M. Botez, **L. Bredean** și A. Ioani, „Distributed plasticity concept in progressive collapse risk assessment of RC structures,” în *Proceedings of the C60 International Conference*, Cluj-Napoca, România, 2013.
- [47] A. Ioani, I. Petran, M. Botez și **L. Bredean**, „Limit analysis fast methods for assessment of progressive collapse potential in RC structures,” în *Protect*, Mysore, India, 2013.
- [48] F. Dinu, D. Dubină, I. Petran, I. Mărginean, A. Handabut și K. Tamas, „Modelarea interacțiunii dintre grinzile metalice și planșeul de beton armat la structuri în cadre solicitate la acțiuni accidentale,” *AICPS Review*, vol. 3, pp. 23-31, 2013.
- [49] I. Mărginean, F. Dinu, D. Dubină și Z. Dreveny, „Comportarea îmbinărilor cadrelor multietajate în urma cedării accidentale a unui stâlp,” *AICPS Review*, vol. 3, pp. 7-13, 2013.
- [50] F. Dinu și D. Dubină, „Robustness based design of steel building frames under extreme loads,” în *STESSA2012*, Santiago, Chile, 2012.
- [51] F. Dinu, A. Santiago, D. Dubină și L. da Silva, „Robustness demands for structural joints of multistory steel building frames under elevated temperature,” în *Protect2013*, Mysore, India, 2013.
- [52] F. Dinu, D. Dubină și I. Mărginean, „Effect of connection between reinforced concrete slab and steel beams in multistory frames subjected to different column scenarios,” în *4th International Conference on Integrity, Reliability and Failure - IRF*, Funchal, Portugal, 2013.
- [53] F. Dinu, D. Dubină, I. Mărginean și I. Petran, „Ultimate capacity of beam-to-column connections under bending and axial stresses,” în *XXIV Congresso C.T.A.*, Torino, Italia, 2013.
- [54] M. Lupoae și C. Bucur, „Building demolition - positive aspect of progressive collapse,” *MTA Review*, vol. 19, nr. 4, pp. 399-408, 2009.
- [55] M. Lupoae și C. Bucur, „Use of applied element method to simulate the collapse of a building,” în *Proceedings of the Annual Symposium of the Institute of Solid Mechanics*, București, România, 2010.

- [56] C. Bucur, A. Rus, M. Bucur și I. Moise, „Scenarios for checking the progressive collapse of reinforced concrete dual system for buildings,” *Revue Roumaine des Sciences Techniques - Série de Mécanique Appliquée*, vol. 2, pp. 91-99, 2012.
- [57] C. Bucur, M. Lupoae și C. Baciuc, „Clădire din beton armat P+5E - Caracteristicile dinamicii proprii și scenariile de demolare,” *Revisa Construcțiilor*, vol. 73, 2011.
- [58] M. Lupoae, C. Baciuc, D. Constantin și H. Pușcău, „Aspects concerning progressive collapse of a reinforced concrete frame structure with infill walls,” în *Proceedings of the World Congress on Engineering*, London, U.K., 2011.
- [59] C. Baciuc și M. Lupoae, „Nonlinear analysis for a reinforced concrete frame structure under extreme loads,” *Construcții*, vol. 1, pp. 51-61, 2012.
- [60] M. Lupoae și C. Baciuc, „Theoretical and experimental research on progressive collapse of RC frame buildings,” *Construcții*, vol. 4, nr. 3, pp. 71-87, 2013.
- [61] O. Ioniță, N. Țăranu, M. Budescu, C. Banu, S. Rominu și R. Bancila, „Robustness of civil engineering structures - A modern approach in structural design,” *Revista Intersections/Intersecții*, vol. 6, nr. 4, pp. 99-114, 2009.
- [62] O. Ioniță, M. Budescu și N. Țăranu, „Improving safety of accidentally damaged reinforced concrete columns through composite action,” *Buletinul Institutului Politehnic Iași - Secția: Construcții. Arhitectură*, vol. 16, nr. 3, pp. 63-74, 2010.
- [63] A. Ioani și H.-L. Cucu, „Comparative study of the potential to progressive collapse using the linear static analyses (GSA, DOD),” *Analele Universității din Oradea - Fascicula „Construcții și Instalații Hidroedilitare”*, vol. 1, pp. 169-176, 2010.
- [64] A. Ioani și H.-L. Cucu, „Resistance to progressive collapse of RC structures: principles, methods and design models,” în *„Computational Civil Engineering 2010” - International Symposium*, Iași, România, 2010.
- [65] A. Ioani și H.-L. Cucu, „Improving resistance to progressive collapse of concrete structures through seismic design (P100-92, P100-1/2006),” în *„Computational Civil Engineering 2010” - International Symposium*, Iași, România, 2010.
- [66] M. Marchiș, M. Botez și A. Ioani, „Risk for progressive collapse of seismically designed RC framed structures: long side column case,” *Ovidius University Annals Series: Civil Engineering*, vol. 14, pp. 41-47, 2012.
- [67] A. Marchiș, M. Botez și A. Ioani, „Vulnerability to progressive collapse of seismically reinforced concrete framed structures in Romania,” în *Proceedings of the Fifteen World Conference on Earthquake Engineering*, Lisabona, Portugalia, 2012.
- [68] M. Botez, A. Marchiș și A. Ioani, „The influence of the corner column damage case on the progressive collapse potential of mid-rise RC framed structures,” în *Proceedings of the First International Conference for PhD Students in Civil Engineering*, Cluj-Napoca, România, 2012.

- [69] M. Botez, **L. Bredean** și A. Ioani, „Improving the accuracy of nonlinear dynamic analyses: The contribution of supplementary progressive collapse resisting mechanisms,” în *CST*, Napoli, Italy, 2014.
- [70] MDRAP, „P100-1/2013: Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi pentru clădiri,” UTCB, București, România, 2013.
- [71] ASRO, „SR EN 1992-1-1: 2004, Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton – Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri,” București, 2004.
- [72] P. R. U. Dassault Systèmes Simulia Corp., „Abaqus 6.11 Documentation,” [Interactiv]. Available: http://www.tu-chemnitz.de/projekt/abq_hilfe/docs/v6.11/.
- [73] H. Bachmann, „Problems relevant to poor ductility properties of European reinforcing steel,” în *I2WCEE*, Auckland, New Zealand, 2000.
- [74] L. N. Lowes, „Finite element modeling of reinforced concrete beam-column bridge connections,” Berkeley, California, S.U.A., 1999.
- [75] ACI-Committee, „ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete and commentary,” American Concrete Institute, 2011.
- [76] S. Tamai, H. Shima, J. Izumo și H. Okamura, „Average stress–strain relationship in post-yield range of steel bar in concrete,” JSCE, Tokyo, 1988.
- [77] R. Malm, „Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method,” Trita-BKN. Bulletin 97, Stockholm, 2009.
- [78] P. Kmieciak și M. Kaminski, „Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration,” *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. XI, nr. 3, pp. 623-636, 2011.
- [79] K. Xu și Y. Lu, „Numerical simulation study of spallation in reinforced concrete plates subjected to blast loading,” *Computers and Structures*, vol. 84, p. 431–438, 2006.
- [80] I. W. Hall, „Numerical and experimental studies of damage generation in multi-layer composite materials at high strain rates,” U.S. Army Research Office, Newark, SUA, 2006.
- [81] M. Botez, **L. Bredean**, I. Petran și A. Ioani, „Accuracy and efficiency in progressive collapse analysis: real structures vs. successively reduced substructure,” în *Protect*, Mysore, India, 2013.
- [82] American Society of Civil Engineers, „ASCE/SEI 41 - Seismic rehabilitation of existing buildings,” SUA, 2006.
- [83] Computers and Structures Inc., „CSI Analysis Reference Manual,” Berkeley, California, USA, 1995.
- [84] Y. Tian și Y. Su, „Dynamic response of reinforced concrete beams following instantaneous removal of a bearing column,” *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 5, nr. 1, pp. 19-28, 2011.

- [85] R. Park și T. Paulay, Reinforced concrete structures, New York: John Wiley & Sons Inc., 1975.
- [86] T. Paulay, H. Bachmann și K. Moser, Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice - Traducere, București: Editura Tehnică, 1997.
- [87] A. Puskas, „Deformațiile grinzilor late,” Cluj-Napoca, România, 2012.
- [88] Z. Kiss și T. Oneț, Proiectarea structurilor de beton după SR EN 1992-1, Cluj-Napoca, România: Abel, 2008.
- [89] R. Park, „Tensile Membrane Behaviour of Uniformly Loaded,” *Magazine of Concrete Research*, vol. 16, nr. 46, pp. 39-44, 1964.
- [90] MTCT, „P100-1/2006: Code de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri,” UTCB, București, România, 2006.
- [91] E. Panțel și B. C, Metoda elementelor finite pentru structuri de rezistență, Cluj-Napoca, România: Editura Toderco, 2009.
- [92] T. Postelnicu, Proiectarea structurilor de beton armat în zone seismice - Vol. I, II, III, București, România: MarLink, 2012.