

UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

DISERTACION

Paraqitur në kërkim të gradës shkencore “DOKTOR”

**“PËRDORIMI I METODËS SË ELEMENTËVE TË
APLIKUAR NË ANALIZËN STRUKTURE DHE
PËRPARËSITË E SAJ NDAJ METODËS SË
ELEMENTËVE TË FUNDËM”**

Doktorant:
MSc. Anjeza DULAJ (GJINI)

Udhëheqës shkencor:
Prof.Asoc. Hektor CULLUFI

Tiranë, Qershor 2021

Dedikuar Familjes time

Për ty Ansel

© E drejta e autorit: Anjeza LI. GJINI

Mirënjohje të veçanta

Udhëheqësit shkencor:

Prof.Asoc.Hektor Cullufi

Motivimi dhe eksperiencia e të cilit mundësoi zhvillimin dhe përfundimin e kësaj teze.

Komisionit të Posaçëm të dhënies së gradës shkencore “Doktor” në Fakultetin e Inxhinierisë së Ndërtimit

Mbështetja dhe mirëkuptimi i të cilëve më inkurajoi gjatë rrugëtimit tim shkencor.

Bashkëpunëtorëve të mi:

Dr. Altin Bidaj (bashkëpunëtor në terren)

N/kolonel Metlli Devolli (xhener në Ministrinë e Mbrojtjes)

N/kolonel Gjon Radaçi (xhener në Ministrinë e Mbrojtjes)

Ing. Princ Xhika (bashkëpunëtor për programet kompjuterike)

Për gatishmërinë dhe angazhimin e tyre të pakursyer, duke i dhënë Vlerë këtij studimi.

Kolegëve të Departamentit të Mekanikës së Strukturave

Bashkëpunimi dhe diskutimet me kolegët orientuan në zhvillimin e tezës dhe ndihmuan në përmirësimin e vazhdueshëm të saj.

Dekanatit të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit për krijimin e mundësisë së bashkëpunimit me Applied Science International, LLC mbi mundësinë e përdorimit të programit kompjuterik “Extreme Loading for Structures”.

Edukimi dhe aftësia ime profesionale i atribuohet të gjithë Profesorëve të mi.

“PËRDORIMI I METODËS SË ELEMENTËVE TË APLIKUAR NË ANALIZËN STRUKTURE DHE PËRPARËSITË E SAJ NDAJ METODËS SË ELEMENTËVE TË FUNDËM”

Doktorant: Msc. Anjeza DULAJ (GJINI)

Udhëheqës shkencor: Prof. Asoc. Hektor CULLUFI

ABSTRAKT

Zgjidhja e problemeve inxhinierike me metodën e elementëve të fundëm (MEF) në ditët e sotme përdoret pothuajse në të gjitha fushat e inxhinierisë dhe është zhvilluar më tepër si metodë zgjidhje me zhvillimin kompjuterik. Në dy dekadat e fundit është zhvilluar një metodë e re, Metoda e Elementëve të Aplikuar (MEA), e cila është një kombinim i koncepteve të MEF dhe MED (Metoda e Elementëve Diskret). Kjo metodë përdoret për analizat statike dhe dinamike të strukturave, lineare dhe jo-lineare, si edhe në raste specifike kur lind nevoja e studimit të zhvendosjeve të mëdha. MEA është e vetmja metodë e cila mund të analizojë sjelljen e strukturës deri në kolaps (progresiv dhe/ose jo-proporcional).

Për të vlerësuar përparësitë dhe mangësitë e Metodës së Elementëve të Aplikuar, në këtë studim është marrë në analizë mekanizmi i shkatërrimit të një godine 6 kate, me skelet b/a, me vendndodhje në Durrës. Si pasojë e ngjarjes sizmike të ndodhur në 26 nëntor 2019, në qytetin e Durrës-it, me magnitudë $M_w=6.4$, objekti i marrë në studim pësoi dëme të konsiderueshme strukturore. Në këto kushte, nga institucionet përkatëse u vlerësua e domosdoshme shembja e tij me shpërthim të kontrolluar. Për të bërë një analizë të plotë të kësaj strukture në këto kushte, në këtë studim janë simuluar tre ngjarje në programet ETABS Ultimate 19.0.1 (bazuar në Metodën e Elementëve të Fundëm) dhe ELS 8.0 (bazuar në Metodën e Elementëve të Aplikuar).

Në ngjarjen e parë, është analizuar struktura vetëm në kushtet e demolimit sipas skemës reale të shembjes me shpërthim të kontrolluar. Analiza është kryer duke përdorur dy metodat, përkatësisht, Metodën e Elementëve të Fundëm dhe Metodën e Elementëve të Aplikuar. Pas vlerësimit të detajuar të rezultateve të marra nga analiza dinamike jo-lineare (“Time History Analysis”) në ETABS edhe ELS, u vu re se këto rezultate janë relativisht të ngjashme në magnitudë dhe në tipologji zhvillimi. Duhet theksuar që ndryshimi qëndron në faktin se nëpërmjet përdorimit të MEF është i mundur studimi i mekanizmit të shkatërrimit vetëm në fazat e para të zhvillimit të tij, ndërsa në MEA ky mekanizëm studiohet i detajuar deri në shuarjen totale të energjisë së kolapsit.

Në ngjarjen e dytë, është realizuar simulimi i demolimit të strukturës sipas parametrave dhe kushteve reale në ELS. Në këtë rast demolimi është kryer duke ruajtur deformimet mbetëse të strukturës të zhvilluara nga tërmeti. Nga rezultatet e marra evidentohet fakti se, ELS (bazuar në Metodën e Elementëve të Aplikuar) mundëson zhvillimin e plotë të mekanizmit të kolapsit të strukturës dhe duke e krahasuar me skemën reale, ELS prodhon rezultate të mirë-lexueshme dhe të sakta.

Në ngjarjen e tretë, nëpërmjet Metodës së Elementëve të Aplikuar, është bërë kontrolli i të njëjtës strukturë, por e projektuar sipas kërkesave të Eurocode-ve. Përmasat e seksioneve, sasia e armimit dhe kontrollet e performancës janë marrë në përputhje të plotë me normativat e projektimit dhe analizat e ngarkimit ekstrem. Në këtë rast, heqja e kolonave duke përdorur opsionin “demolition scenario” në ELS tregon se, strukturat e projektuara sipas këtyre kërkesave shfaqin rezistencë të konsiderueshme ndaj shpërthimeve apo formave të tjera të dëmtimeve të elementëve mbajtës vertikalë. Dëmtimet e strukturës janë te pritshme në të tilla situata, por duke përdorur Metodën e Elementëve të Aplikuar vlerësohen lehtësisht dhe në nivel të besueshëm masat që duhen ndërmarrë për të reduktuar në mënyrë të ndjeshme rrezikun e kolapsit pjesor ose të plotë të objektit, duke çuar drejtpërdrejtë në ruajtjen e jetës së njerëzve dhe zvogëlimin e dëmeve materiale.

Studimi i Metodës së Elementëve të Aplikuar është në vëmendjen e shumë studiuesve, si një nga metodat me rezultate mjaft të sakta në projektimin e strukturave, me qëllim për të shmangur ose minimizuar kolapsin progresiv dhe të menjëhershëm të tyre.

Fjalët kyçe: *Kolapsi progresiv, Metoda e Elementëve të Fundëm, Metoda e Elementëve të Aplikuar, ELS*

“THE USE OF APPLIED ELEMENT METHOD IN STRUCTURAL ANALYSIS AND ITS CONVINIENCE COMPARED TO THE FINITE ELEMENT METHOD”

by

Msc. Anjeza DULAJ (GJINI)

Under the direction of Prof.Asoc.Hektor CULLUFI

ABSTRACT

Nowdays in all engineering fields problems that arise are solved using the finite element method (FEM), powered by the development in computer technology. In the last two decades a new method has been devised, the Applied Element Method (AEM), which adopts the concepts of FEM and DEM (Discrete Elements Method). This method is used for both static and dynamic, linear and non-linear analysis of structures, as well as for a more distinct cases where large deformations analysis is required. MEA is the only method which can analyze the behavior of the structure until collapse (progressive and / or disproportionate).

In order to evaluate the advantages and disadvantages of the Finite Element Method and the Applied Element Method, in this study is analyzed the collapse mechanism of a 6-storey building, with reinforcement concrete frame, located in Durrës. As a result of the seismic event occurred on November 26, 2019, in the city of Durrës, with a magnitude $M_w = 6.4$, this building suffered significant structural damage. Thereupon, the building was assessed by the relevant institution to be demolished. To better analyze this structure, in this study are simulated three cases, using two software, ETABS Ultimate 19.0.1 (based on the Finite Element Method) and ELS 8.0 (based on Applied Element Method).

In the first case the structure is analyzed in demolition conditions (the real demolition scenario) using two methods, the Finite Element Method and the Applied Element Method. The results obtained from the non-linear dynamic analysis (“Time History Analysis”), in ETABS and ELS, are relatively similar in magnitude and developmental typology. The difference lies in the fact that through FEM it is possible to study the collapse mechanism only in the early stages of its development, while in AEM this mechanism is studied in detail until the total dissipation of the collapse energy.

In the second case the demolition of the structure is simulated in ELS (Extreme Loading for Structures) according to the parameters and real conditions, preserving the residual deformations of the structure developed by the earthquake. From the results obtained from this analysis is infered the fact that, ELS (based on the method of applied elements) enables the full development of collapse mechanism of the structure and comparing it with the real scheme ELS produces thorough and accurate results.

In the third case, the same structure is designed according to the requirements of Eurocodes and it is structurally checked by using Applied Element Method. The cross sections, the amount of reinforcement and the performance are chosen in full compliance with the design norms and extreme loading analysis. In this case, the removal of the columns using the "demolition scenario" in ELS shows that the structures designed in accordance with these requirements have considerable robustness to explosions or other forms of damages of the vertical bearing elements. Damages to the structure are usually expected in such situations. Using the Applied Element Method easily and reliably are assessed the measures to be taken to significantly reduce the risk of local or complete collapse of the building, leading directly in preserving people's lives and reducing material damage. Many researchers are interested in studying the Applied Element Method as an accurate method in preventing progressive collapse of structures.

Keywords: *Progressive Collapse, Applied Element Method (AEM), Finite Element Method (FEM), ELS*

PËRMBAJTJA

1. TË PËRGJITHSHME.....	1
1.1 Hyrje	1
1.2 Motivimi	3
1.3 Objektivi dhe qëllimi i studimit	8
1.4 Metodologjia.....	8
1.5 Sintezë e kapitujve	10
2. KOLAPSI PROGRESIV I STRUKTURAVE	12
2.1 Hyrje	12
2.2 Format kryesore të kolapsit progresiv.....	14
2.3 Kode e standarte të projektimit të kolapsit progresiv.....	15
2.3.1 Eurocode 1991-1-7.....	15
2.3.2 ASCE 7	20
2.3.3 UFC (Unified Facilities Criteria)	22
2.4 Analizat numerike për vlerësimin e kolapsit progresiv.....	25
2.5 Kërkesat kryesore të projektimit të strukturës ndaj kolapsit progresiv	27
3. METODA E ELEMENTËVE TË APLIKUAR.....	29
3.1 Hyrje	29
3.2 Shkallët e lirisë.....	32
3.3 Lidhja e elementëve midis tyre	32
3.4 Ndarja e strukturës në elementë të aplikuar	34
3.5 Matrica e ngurtësisë së sustës	35
3.5.1 Përcaktimi i matricës së ngurtësisë së elementit në plan	37
3.5.2 Përcaktimi i matricës së ngurtësisë së elementit në hapësirë	38
3.6 Ekuacionet e ekuilibrit	40
3.7 Analiza e deformimeve të mëdha me MEA.....	40
3.8 Modelet bazë të materialeve	42
3.8.1 Betoni.....	43
3.8.2 Çeliku.....	44
3.8.3 Susta e goditjes.....	45
3.8.4 Plasaritjet e betonit.....	46
3.9 Krahasimi i metodave numerike	48
4. PJESA APLIKATIVE.....	51
4.1 Hyrje	51
4.2 Pozicioni gjeografik i objektit.....	54

4.3	Përshkrimi i strukturës	55
4.4	Karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve	59
4.5	Ngarkesat	60
5.	MODELIMI DHE ANALIZA	64
5.1	Hyrje	64
5.2	Modelimi me Metodën e Elementëve të Fundëm	64
5.3	Përshkrimi i analizës së demolimit me MEF (Ngjarja 1).....	65
5.4	Modelimi me Metodën e Elementëve të Aplikuar	67
5.5	Analiza e demolimit me MEA (ngjarja 1).....	68
5.6	Analiza e kombinuar me MEA (ngjarja 2).....	69
6.	REZULTATET E ANALIZES.....	71
6.1	Rezultatet e analizës së demolimit (ngjarja 1)	71
6.1.1	Gjatë llogaritjes janë marrë rezultatet në formën e zhvendosjeve, forcave të brendshme dhe vizualizimi i mekanizmit të shkatërrimit.....	72
6.1.2	Zhvendosjet e strukturës	73
6.1.3	Forcat e brendshme në kolona	79
6.2	Rezultatet e analizës së kombinuar: sizmike dhe demolimi.....	92
6.2.1	Zhvendosjet e strukturës	93
6.2.2	Forcat e brendshme në kolona	96
6.2.3	Sforcimet dhe deformimet e sustave të betonit dhe të hekurit	111
6.2.4	Forcat e brendshme në trarë	113
6.2.5	Mekanizmi i shkatërrimit dhe rishpërndarjes së ngarkesës.....	128
6.2.6	Zhvendosjet e strukturës në etapën sizmike.....	129
6.2.7	Skema e plotë e shembjes së objektit.....	130
7.	ANALIZË ME METODËN E ELEMENTËVE TË APLIKUAR E STRUKTURËS SË PROJEKTUAR SIPAS EUROCODE-VE.....	135
7.1	Hyrje	135
7.2	Të dhënat e përdorura për projektimin me MEF.....	136
7.2.1	Përshkrimi i strukturës.....	136
7.2.2	Karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve	138
7.2.3	Ngarkimi i strukturës	140
7.3	Analiza dhe rezultatet e marra nga ETABS	141
7.4	Ngarkimi aksidental i strukturës analizuar me MEA.....	145
7.5	Analiza dhe rezultatet e marra nga ELS.....	146
7.5.1	Rasti I – Heqja e kolonës së cepit D1	146
7.5.2	Rasti II – Heqja e kolonës perimetrale D2	148
7.5.3	Rasti III – Heqja e kolonës C2	150

8. PËRFUNDIME TË STUDIMIT.....	153
8.1 Hyrje	153
8.2 Përfundime	153
8.3 Kërkime të mëtejshme	155
Bibliografia	157

LISTA E FIGURAVE

<i>Figura 1.1- Ronan Point Apartment, Londër, 1968</i>	1
<i>Figura 1.2- World Trade Center, New York, 2001</i>	1
<i>Figura 1.3- Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City, 1995</i>	2
<i>Figura 1.4- Shembja mekanike e hotel “Crowne Plaza”, Texas, 2012</i>	2
<i>Figura 1.5- Shpërthim i kontrolluar i e hotel “Crabtree Sheraton”, Karolinën e Veriut, 2006 [3]</i>	2
<i>Figura 1.6- Shembja e hotel “San Diego”, SHBA, 2006</i>	3
<i>Figura 1.7- Shembja e “Stubbs Tower”, Savannah, Xhorxhia, 2007 [3]</i>	3
<i>Figura 1.8- Shembja e pallati tip 82/2, Durrës, 2019</i>	4
<i>Figura 1.9- Pallat i shembur në Thumanë, 2019</i>	4
<i>Figura 1.10- Shembja e banesës 4 kate me papafingo, Shkozet, Durrës, 2020 (foto autori)</i>	5
<i>Figura 1.11- Shembja e godinës 5 kate, konstruksion b/a, Tiranë, 2015</i>	5
<i>Figura 1.12- Shembja e godinës 5 kate, konstruksion b/a, Tiranë, 2020 (foto autori)</i>	6
<i>Figura 1.13- Shembja e godinës 5 kate, 2020, Durrës (foto autori)</i>	6
<i>Figura 1.14- Shembja e kompleksit “JON”, Vlorë, 2013</i>	7
<i>Figura 2.1- Kolapsi progresiv jo-proporcional i godinës “Plasco”, Teheran 2017 [14]</i>	13
<i>Figura 2.2- Kufiri i pranueshëm i dëmtimit a) plani i katit, b) prerje e objektit (A-sipërfaqja e prekur nga dëmtimi, B- kolona e hequr) [12]</i>	17
<i>Figura 2.3— Strategjitë e projektimit aksidental sipas EN 1991-1-7 [12]</i>	20
<i>Figura 2.4- Metodat e projektimit të strukturës ndaj kolapsi progresiv sipas ASCE-7-05</i>	21
<i>Figura 2.5- Pozicioni i heqje së kolonave perimetral dhe të brendshme</i>	24
<i>Figura 2.6- Metodat e projektimit sipas kodeve te ndryshme (përmbledhje)</i>	25
<i>Figura 3.1- Bllok-skema e analizës së strukturës me Metodën e Elementëve të Aplikuar</i>	31
<i>Figura 3.2- Shkallët e lirisë së elementit në hapësirë [25]</i>	32
<i>Figura 3.3- Përafrimi i plasaritjeve brenda elementit të fundëm</i>	33
<i>Figura 3.4- Lidhja e (a) elementëve të fundëm, (b) elementëve të aplikuar</i>	34
<i>Figura 3.5 -Elementët tranzitor në MEF</i>	34
<i>Figura 3.6- Marrëdhënia midis numrit të elementëve te aplikuar dhe raportit të gabimit midis llogaritjeve praktike dhe atyre teorike. [24]</i>	35
<i>Figura 3.7- Modelimi i sustave për elementin b/a</i>	36
<i>Figura 3.8- Sipërfaqja që përfaqësohet me një çift sustash (normale dhe prerëse)</i>	36
<i>Figura 3.9- Kontakti i elementëve fqinjë në plan</i>	37
<i>Figura 3.10- Lidhja e elementëve fqinjë në hapësirë</i>	38
<i>Figura 3.11- Betoni në shtypje aksiale [35]</i>	43
<i>Figura 3.12- Betoni nën veprimin e forcave prerëse [35]</i>	44
<i>Figura 3.13- Modeli për çelikon [35]</i>	44
<i>Figura 3.14- Marrëdhënia forcë-zhvendosje për sustën e kontaktit [37]</i>	46
<i>Figura 3.15- Përcaktimi i sforcimeve kryesore [38]</i>	46
<i>Figura 3.16- Përcaktimi i plasaritjeve sipas mënyrës së ndarjes së elementit në dy pjesë [38]</i>	48
<i>Figura 3.17- Përcaktimi i plasaritjeve sipas mënyrës së rishpërndarjes së sforcimeve [38]</i>	48
<i>Figura 4.1- Pamje verilindore e objektit para shembjes (burimi: google street view)</i>	51
<i>Figura 4.2 – Identifikimi i dëmeve në objekt të shkaktuara nga tërmeti i datës 26 nëntor 2019</i>	53
<i>Figura 4.3 - Detaje nga procesi i demolimit të strukturave (foto të marra nga xhenierët e Ministrisë së Mbrojtjes)</i>	53
<i>Figura 4.4- Identifikimi i kolonave në të cilat është vendosur lënda plasëse</i>	54
<i>Figura 4.5- Pozicioni gjeografik i objektit (pamje ajrore 2015)</i>	54
<i>Figura 4.6- Plani i piketimit të kolonave</i>	55
<i>Figura 4.7- Pamje e objektit 6 kate (projekti i zbatimit)</i>	56
<i>Figura 4.8- Plani i strukturave kuota +3.50m</i>	56
<i>Figura 4.9- Plani i strukturave kuota +7.00 m dhe +10.15 m (projekti i zbatimit)</i>	57
<i>Figura 4.10- Plani i strukturave kuota +13.30 m, +16.45 m dhe +19.60 m (projekti i zbatimit)</i>	57
<i>Figura 4.11- Armimi i kolonës tip K-1 dhe K-2</i>	58

Figura 4.12- Armimi i soletës së ndërkatëve _____	58
Figura 4.13- Marrëdhënia sforçim-deformim për beton C20/25 _____	59
Figura 4.14- Marrëdhënia sforçim-deformim për çelik Ç-5 _____	60
Figura 4.15- Spektrat llogaritës elastik sipas EC-8, KTP 2-89 dhe spektrat e lëkundjes të regjistruara për dy drejtimet në stacionin e Durrës-it _____	61
Figura 4.16-- Harta makrosizmike [40] _____	62
Figura 4.17- Akselerogramat e tërmetit të 26 nëntor 2019, Durrës [41] _____	63
Figura 5.1- Modeli 6 kate, ramë b/a, ETABS _____	65
Figura 5.2- Identifikimi i kolonave të demoluara _____	65
Figura 5.3- Grafiku i funksionit të ngarkesës kritike për çernierën aksiale _____	66
Figura 5.4- Bllok-skema e simulimit të shpërthimit të kontrolluar me MEF _____	67
Figura 5.5-Modeli gjeometrik i objektit në programin ELS 8.0 _____	68
Figura 5.6-Diskretizimi i strukturës në programin ELS 8.0 _____	68
Figura 5.7- Pozicionimi i kolonave të demoluara në katin përdhe _____	69
Figura 5.8-Akselerogramat e përdorura sipas tre drejtimeve për analizën sizmike në ELS _____	70
Figura 6.1-Emërtimi i elementëve nga modeli në ETABS _____	72
Figura 6.2- Zhvendosjet sipas drejtimit X, në pikat A1, A4, D1, D4 të tarracës, në ETABS dhe ELS _____	74
Figura 6.3- Zhvendosjet sipas drejtimit Y, të tarracës në pikat A1, A4, D1, D4, në ETABS dhe ELS _____	75
Figura 6.4- Zhvendosjet sipas drejtimit Z, të tarracës në pikat A1, A4, D1, D4, në ETABS dhe ELS _____	77
Figura 6.5- Zhvendosjet sipas drejtimit Z, të bazave të kolonave C2, C3, C4 në katin e parë, në ETABS dhe ELS _____	78
Figura 6.6- Zhvendosjet sipas drejtimit Z, të bazave të kolonave D2, D3, D4 në katin e parë, në ETABS, dhe ELS _____	79
Figura 6.7- Forca normale në kolonën C4, në ETABS dhe ELS _____	80
Figura 6.8- Momenti përkulës M2 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS _____	81
Figura 6.9- Momenti përkulës M3 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS _____	82
Figura 6.10- Skema e zhvillimit të momentit përkulës në kolonat e katit përdhe. a) skema e pangarkuar, b) skema e ngarkuar nga pesha vetjake (faza 1), c) faza e demolimit (intervali fillestar), rrotullimi i strukturës rreth pikës "O", d) faza e demolimit, avancimi i lëvizjes translative të strukturës. _____	82
Figura 6.11-- Momenti përdredhës në kolonën C4, në ETABS dhe ELS _____	83
Figura 6.12- Forca prerëse V2 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS _____	84
Figura 6.13- Forca prerëse V3 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS _____	85
Figura 6.14- Forca normale në kolonën C6, në ETABS dhe ELS _____	86
Figura 6.15- Forca normale në kolonën C6, në ETABS dhe ELS _____	87
Figura 6.16- Momenti përkulës M3 në kolonën C6, në ETABS dhe ELS _____	88
Figura 6.17- Momenti përdredhës në kolonën C6, në ETABS dhe ELS _____	89
Figura 6.18- Forca prerëse V2 në kolonën C6, në ETABS dhe ELS _____	90
Figura 6.19- Forca prerëse V3 në kolonën C6, në ETABS dhe ELS _____	91
Figura 6.20- Paraqitja 3D, a) forma e pa deformuar, b) forma e deformuar nga ngarkesat e zakonshme, c) forma e deformuar nga skenari i demolimit _____	92
Figura 6.21- Paraqitja 3D, a) forma e pa deformuar, b) forma e deformuar në fazën fillestare, c) forma e deformuar nga skenari i demolimit _____	92
Figura 6.22- Zhvendosjet e kolonave A1, A4, D1, D4, sipas drejtimit X _____	94
Figura 6.23- Zhvendosjet e kolonave A1, A4, D1, D4, sipas drejtimit Y _____	94
Figura 6.24- Zhvendosjet e kolonave A1, A4, D1, D4, sipas drejtimit Z _____	95
Figura 6.25- Zhvendosjet e kolonave C2, C3, C4, sipas drejtimit Z _____	95
Figura 6.26- Zhvendosjet e kolonave D2, D3, D4, sipas drejtimit Z _____	96
Figura 6.27- Forcat e brendshme në kolonën C1 _____	98
Figura 6.28- Forcat e brendshme në kolonën C12 _____	100
Figura 6.29- Forcat e brendshme në kolonën C16 _____	102
Figura 6.30- Forcat e brendshme në kolonën C5 _____	105
Figura 6.31- Forcat e brendshme në kolonën C3 _____	107
Figura 6.32- Forcat e brendshme në kolonën C4 _____	109

<i>Figura 6.33- Forcat e brendshme në kolonën C6</i>	111
<i>Figura 6.34- Deformimet nga forca normale në susten e betonit në kolonën C11, kati i parë</i>	111
<i>Figura 6.35- Sforcimet nga forca normale në susten e betonit në kolonën C11, kati i parë</i>	112
<i>Figura 6.36- Sforcimet nga forca normale në sustën e çelikut në kolonën C11</i>	112
<i>Figura 6.37- Deformimet nga forca normale në sustën e çelikut në kolonën C11</i>	113
<i>Figura 6.38- Forcat e brendshme në traun B1</i>	115
<i>Figura 6.39- Forcat e brendshme në traun B7</i>	117
<i>Figura 6.40- Forcat e brendshme në traun B10</i>	119
<i>Figura 6.41- Forcat e brendshme në traun B11</i>	121
<i>Figura 6.42- Forcat e brendshme në traun B8</i>	123
<i>Figura 6.43- Forcat e brendshme në traun B19</i>	125
<i>Figura 6.44- Forcat e brendshme në traun B22</i>	127
<i>Figura 6.45- Mekanizmi i rishpërndarjes së ngarkesës aksiale për ngarkim a) peshë vetjake b) fundi i analizës sizmike c) fillimi i demolimit, d) zhvillimi i demolimit</i>	128
<i>Figura 6.46- Mekanizmi i rishpërndarjes së momentit perkulës për ngarkim a) peshë vetjake b) fundi i analizës sizmike c) fillimi i demolimit, d) zhvillimi i demolimit</i>	129
<i>Figura 6.47- Zhvendosjet e strukturës në etapën sizmike sipas a) drejtimit X, b) drejtimit Y, c) drejtimit Z</i>	129
<i>Figura 6.48 Zhvendosja totale e strukturës në etapën sizmike</i>	130
<i>Figura 6.49- Deformimet relative të strukturës përgjatë kohëzgjatjes së demolimit</i>	133
<i>Figura 6.50- Paraqitja e mekanizmit të shembjes së objektit sipas modelit në ELS dhe sipas skemës reale</i>	134
<i>Figura 7.1- Plani i kolonave</i>	136
<i>Figura 7.2- Plani i strukturave në kuotën +3.50</i>	137
<i>Figura 7.3- Plani i strukturave në katin tip</i>	138
<i>Figura 7.4- Marrëdhënia sforcim-deformim për beton C25/30</i>	139
<i>Figura 7.5- Marrëdhënia sforcim-deformim për çelik B500C</i>	139
<i>Figura 7.6- Forcat normale për ramën në a) aksin 2, b) aksin B</i>	141
<i>Figura 7.7- Momenti perkulës kryesor për ramën në a) aksin 2, b) aksin B</i>	142
<i>Figura 7.8- Forca prerëse kryesore për ramën në a) aksin 2, b) aksin B</i>	142
<i>Figura 7.9- Sasia e armaturës së përcaktuar për aksin 2 sipas ETABS a) armatura gjatësore, b) armatura tërthore</i>	143
<i>Figura 7.10- Sasia e armaturës së përcaktuar për aksin B sipas ETABS a) armatura gjatësore, b) armatura tërthore</i>	144
<i>Figura 7.11- Zhvendosjet relative të kateve në ngarkimin sizmik sipas drejtimit X dhe Y</i>	144
<i>Figura 7.12- Forcat prerëse në bazë në ngarkimin sizmik sipas drejtimit X dhe Y</i>	145
<i>Figura 7.13- Kolonat e hequra në të tre rastet e studiuara</i>	146
<i>Figura 7.14- Deformimet e strukturës pas heqjes së kolonës së cepit D1</i>	147
<i>Figura 7.15- Deformimet relative të çelikut në trarët e katit përdhe</i>	148
<i>Figura 7.16-- Mekanizmi formohet nga struktura anësore dhe dy trarë në shtypje [44]</i>	148
<i>Figura 7.17- Mekanizmi formohet nga struktura anësore dhe dy trarë në tërheqje [44]</i>	149
<i>Figura 7.18- Deformimet e strukturës pas heqjes së kolonës perimetrale D2</i>	149
<i>Figura 7.19- Deformimet relative të çelikut në trarët e katit përdhe</i>	150
<i>Figura 7.20- Deformimet e strukturës pas heqjes së kolonës C2</i>	150
<i>Figura 7.21- Paraqitja grafike e trarëve të mekanizmit katënar</i>	151
<i>Figura 7.22- Deformimet e çelikut në trarët e katit përdhe</i>	151
<i>Figura 7.23- Zhvendosjet e pikave D1, D2, C2 (emërtimi i kolonave sipas akseve) në funksion të kohës</i>	152

LISTA E TABELAVE

<i>Tabela 2-1– Klasifikimi i ndërtesave në funksion të klasave të pasojave dhe strategjitë përkatëse</i>	16
<i>Tabela 2-2– Kategoria e rrezikut të ndërtesave dhe strukturave të tjera [19] [18]</i>	22
<i>Tabela 2-3– Krahasimi i analizave të kolapsit progresiv [20]</i>	26
<i>Tabela 3-1– Krahasimi midis MEF dhe MEA</i>	49
<i>Tabela 3-2– Fushat që analizon metoda elementëve të aplikuar [39].....</i>	50
<i>Tabela 4-1 Karakteristikat fiziko-mekanike të betonit.....</i>	59
<i>Tabela 4-2 Karakteristikat fiziko-mekanike të çelikut.....</i>	60
<i>Tabela 6-1 Zhvendosjet sipas tre drejtimeve</i>	77
<i>Tabela 7-1 Karakteristikat fiziko-mekanike të betonit.....</i>	139
<i>Tabela 7-2 Karakteristikat fiziko-mekanike të betonit.....</i>	140
<i>Tabela 7-3 Karakteristikat dinamike të strukturës</i>	145

Simbole dhe shkurtime

$[M]$	matrica e masës
$[C]$	matrica e shuarjes
$\{\Delta\}$	vektori i zhvendosjeve
$[K]$	matrica e ngurtësisë
$\{f\}$	vektori i forcave të jashtme
$\{U\}$	vektori i zhvendosjeve
A_d	ngarkesa aksidentale e projektimit
ADJ	analiza dinamike jo-lineare
ADL	analiza dinamike lineare
ASJ	analiza statike jo-lineare me faktor ngarkimi dinamik
ASL	analiza statike lineare me faktor ngarkimi dinamik
E	moduli i Young,
E_{cd}	moduli i elasticitetit (Vlera Llogaritëse)
E_{cm}	moduli sekant i elasticitetit të betonit
E_s	moduli i elasticitetit të çelikut
f_{cd}	rezistenca llogaritëse në shtypje (SLU)
f_{ck}	rezistenca karakteristike cilindrike
f_{cm}	rezistenca mesatare në shtypje (28 ditore)
f_{ctd}	rezistenca llogaritëse në tërheqje (SLU)
f_{ctk}	rezistenca karakteristike në tërheqje
f_{ctm}	rezistenca mesatare në tërheqje
f_{tk}	rezistenca karakteristike e shkatërrimit
f_{yd}	rezistenca llogaritëse e çelikut
f_{yk}	rezistenca karakteristike e rrjedhshmërisë
f_{ywd}	rezistenca llogaritëse e çelikut në prerje
G	moduli i elasticitetit në prerje

$G_{k,j}$	ngarkesa e përhershme
K_n	shtangësia e sustës nga forca normale
K_s	shtangësia e sustës nga forca prerëse
L	gjatësia e lidhjes
MEA	metoda e elementeve të aplikuar
MEF	metoda e elementeve të fundëm
P	vlera përkatëse përfaqësuese e një ngarkese të parandëruar
Q	ngarkesa e përkohshme
R_{ck}	rezistenca karakteristike kubike
R_G	vektori i forcave mbetëse (residuale) prej ndryshimeve gjeometrike të strukturës gjatë ngarkimit
R_m	vektori i forcave mbetëse (residuale) prej plasaritjeve ose mos-vijueshmërisë midis sforcimeve dhe deformimeve të sustave
S	ngarkesa e dëborës.
ν	koeficienti Poisson
W	ngarkesa e erës
γ_c	koeficienti i sigurisë parciale të betonit
γ_s	koeficienti i sigurisë parciale të çelikut
Ψ_1	faktori i vlerës frekvente të ngarkesës së përkohshme
Ψ_2	faktori i vlerës kuasi të përhershme të ngarkesës së përkohshme
Ψ_{qk}	faktori përkatës i ngarkesës aksidentale

1. TË PËRGJITHSHME

1.1 Hyrje

Një ndër sfidat e studiuesve në mbarë botën, në dy dekadat e fundit, është studimi i kolapsit progresiv¹ të strukturave. Studimi i këtij fenomeni lindi si domosdoshmëri që në vitin 1968, me shembjen e pjesshëm të ndërtesës shumëkatëshe “Ronan Point Apartment”, në Londër. Më pas kjo vijoi me shumë ngjarje të tjera tragjike, si pasojë e gabimeve njerëzor apo akteve terroriste, si: tragjedia e ndodhur nga shembja e Qendrës Botërore të Tregtisë, në New York, në 2001 (akt terrorist); Ura “Tacoma Narrows”, Washington, 1940 (nga lëkundjet e erës); Supermarketi “Sampoong”, Korea, 1995 (të meta në projektim); Godina Federale “Alfred P. Murrah”, Oklahoma, 1995 (akt terrorist), Ura I-35W mbi lumin Mississippi, Minneapolis, 2007 (të meta në projektim), etj.



Figura 1.1- Ronan Point Apartment, Londër, 1968



Figura 1.2- World Trade Center, New York, 2001

Shembujt e mësipërm i referohen rasteve të shkatërrimit të strukturave nga shkaqe aksidentale apo aktet terroriste, pra të një kolapsi progresiv të paparashikuar. Studime të tjera janë kryer për rastet e strukturave të demoluara (me mënyrë mekanike apo shpërthim të kontrolluar). Këtu përmendim rastin e hotelit “Crowne Plaza” në Texas (shembje me mënyrë mekanike) [1], Hotel “San Diego” në SHBA (shembje me shpërthim të kontrolluar) [2], “Crabtree Sheraton” Hotel

¹ Në këtë studim termi “kolaps progresiv” nuk është shqipëruar qëllimisht nga autori, për të mos deformuar kuptimin fizik të tij, ashtu sikurse shprehet edhe në literaturën e huaj referuese.

në Karolinën e Veriut apo “Stubbs Tower” në Savannah, Xhorxhia [3], etj. Për këto raste, inxhinierët kanë simuluar strukturën duke hequr elementë mbajtës vertikal të caktuara (të jashtme dhe të brendshme, sipas rekomandimeve të manualeve) për të analizuar sjelljen e këtyre strukturave gjatë kolapsit progresiv.



Figura 1.3- Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City, 1995



Figura 1.4- Shembja mekanike e hotel “Crowne Plaza”, Texas, 2012



Figura 1.5- Shpërthim i kontrolluar i e hotel “Crabtree Sheraton”, Karolinën e Veriut, 2006 [3]



Figura 1.6- Shembja e hotel “San Diego”, SHBA, 2006



Figura 1.7- Shembja e “Stubbs Tower”, Savannah, Xhorxhia, 2007 [3]

Fenomeni i kolapsit progresiv të këtyre strukturave tërhoqi vëmendjen e shumë studiuesve dhe inxhinierëve mbi domosdoshmërinë e hartimit të kodeve të projektimit, që deri në atë kohë mungonin.

1.2 Motivimi

Në 26 nëntor 2019, qyteti i Durrës-it u godit nga një tërmet, i cilësuar si më i fuqishmi në 40 vitet e fundit, me magnitudë $M_w=6.4$. Kjo ngjarje sizmike u shoqërua me shembjen e disa objekteve në Durrës dhe Thumanë, dëmtimin e shumë të tjerëve (qindra objekte të dëmtuara)

në Krujë, Lezhë, Tiranë, etj., dhe humbjen e disa jetëve (51 persona) [4]. Nga studime të bëra për disa nga objektet e shembura [5], [6], [4] mekanizmi i shkatërrimit të tyre rezulton kryesisht si pasojë e një kolapsi progresiv shtresor (shpjeguar në kapitullin 2).



Figura 1.8- Shembja e pallati tip 82/2, Durrës, 2019



Figura 1.9- Pallat i shembur në Thumanë, 2019

Vitet e fundit në Shqipëri, dhe veçanërisht pas tërmetit të 26 nëntorit 2019, Inspektorati Kombëtar i Mbrojtjes së Territorit (IKMT) ka shembur disa objekte (me/pa leje ndërtimi), me qëllim lirim të territorit të zënë për zbatimin e planeve dhe studimeve urbanistike, si dhe objekte të cilësuar me dëmtime të rënda strukturore nga tërmeti. Për shembjen e këtyre objekteve, xhenierët e Ministrisë së Mbrojtjes kanë përdorur dy metoda, përkatësisht, metodën mekanike dhe metodën me shpërthim të kontrolluar, në varësi të llojit të strukturës, materialit të përdorur, lartësisë së objektit, si dhe distancës nga objektet përreth. Në disa raste, demolimi i tyre me shpërthim nuk ka rezultuar në përputhje me kërkesat dhe pritshmërinë e specialistëve.

Kjo për disa arsye, ndër të cilat kryesisht përmendim: mungesën e projekteve të zbatimit të objekteve (rasti i ndërtimeve pa leje), literatura e kufizuar dhe mungesa e një manuali shqiptar me rekomandime mbi mekanizmin e shkatërrimit të strukturës, përvoja e pamjaftueshme e specialistëve, si dhe cilësia e dobët e lëndës plasëse. Disa raste të shembjeve me shpërthim të kontrolluar paraqiten në figurat vijuese.



Figura 1.10- Shembja e banesës 4 kate me papafingo, Shkozet, Durrës, 2020 (foto autori)



Figura 1.11- Shembja e godinës 5 kate, konstruksion b/a, Tiranë, 2015



Figura 1.12- Shembja e godinës 5 kate, konstruksion b/a, Tiranë, 2020 (foto autori)



Figura 1.13- Shembja e godinës 5 kate, 2020, Durrës (pamje marr nga IKMT)



Figura 1.14- Shembja e kompleksit “JON”, Vlorë, 2013

Shumë studime kanë evidentuar mangësi në kodet e projektimit të strukturave ndaj kolapsit progresiv (përmendim këtu Eurocode, ASCE, GSA, UFC) [7], [8], [9]. Këto kode janë zhvilluar me qëllim projektimin e strukturave duke minimizuar shkatërrimin e tyre nga kolapsi progresiv. Qëllimi i studiuesve është përfshirja në kodet e projektimit të masave që duhen marre për rritjen e qëndrueshmërisë së strukturës ndaj kolapsit progresiv.

Për të bërë një vlerësim potencial të kolapsit progresiv të strukturave të ndryshme, së fundmi është zhvilluar një metodë e re numerike, e njohur si Metoda e Elementëve të Aplikuar (MEA). Paralelisht me këtë metodë është zhvilluar programi kompjuterik “Extreme Loading for Structures” (ELS), bazuar në MEA. Ky program ka dy opsione të veçantë me qëllim për të simuluar kolapsin, përkatësisht: heqjen e papritur të një elementi dhe demolimin e një elementi me shpërthim.

Në vendin tonë, për arsye të rritjes së kërkesës vitet e fundit për demolim të strukturave me shpërthim të kontrolluar, por edhe për të mundësuar projektimin e strukturave robuste dhe rezistente ndaj kolapsit progresiv (për shkak të ngjarjeve sizmike dhe jo vetëm), zhvillimi i Metodës së Elementëve të Aplikuar dhe përdorimi i programit ELS, janë elemente kryesore

për të mundësuar hartimin e një manuali projektimi të strukturave ndaj kolapsit progresiv, koncept i cili deri me sot nuk është marre në konsideratë gjatë projektimit.

Situatat e paraqitura më lartë janë një motiv i arsyeshëm për të zhvilluar këtë studim, duke analizuar një objekt me konstruksion ramë b/a (si strukturë e gjendur gjerësisht në Shqipëri), në kushtet e dëmtimit nga ngjarja sizmike dhe më tej, shembjes me shpërthim të kontrolluar, dhe duke paraqitur hap pas hapi në trajtë krahasimi rezultatet e marra nga simulimi me Metodën e Elementëve të Aplikuar dhe Metodën e Elementëve të Fundëm.

1.3 Objektivi dhe qëllimi i studimit

Studime të shumta kanë arritur në përfundimin se, Metoda e Elementëve të Aplikuar është e vetmja metodë numerike deri më sot, e cila prodhon rezultate të sakta dhe të shpejta të sjelljes së strukturave, deri në shkatërrim të plotë të tyre, nga veprimi i ngjarjeve aksidentale apo ngarkesave ekstreme (të parashikuara ose jo). Objektivi i këtij studimi është që, nëpërmjet përdorimit të kësaj metode, të arrihet mekanizmi i dëshiruar dhe i pritshëm i shkatërrimit të strukturës me shpërthim të kontrolluar.

Kolapsi progresivi i strukturave mund të analizohet nëpërmjet katër analizave kryesore, përkatësisht: analizës statike lineare, analizës statike jo-lineare, analizës dinamike lineare dhe analizës dinamike jo-lineare. Analiza dinamike jo-lineare cilësohet si metoda më e mirë për vlerësimin e kolapsit progresiv të strukturave dhe për veprimin e ngarkesave ekstreme/aksidentale. Kjo analizë merr në konsideratë jo-linearitetin gjeometrik dhe të materialit, efektin e forcave të inercisë, si dhe efektin P- Δ .

Qëllimi fillestar i këtij studimi është që nëpërmjet zhvillimit të kësaj analize për një strukturë 6 kate me konstruksion b/a, të bëhet një krahasim i rezultateve të marra nga aplikimi i Metodës së Elementëve të Fundëm dhe Metodës së Elementëve të Aplikuar, duke evidentuar përparësitë dhe mangësitë e secilës prej tyre.

Më tej, duke analizuar të njëjtën strukturë të projektuar sipas kërkesave të përcaktuara në Eurocode, e ndodhur në kushtet e një ngarkimi ekstrem (shpërthim i kontrolluar), të mund të arrihet realizimi i objektivit të këtij studimi.

1.4 Metodologjia

Gjatë përgatitjes së këtij studimi janë këqyruar dhe vlerësuar disa objekte të cilat janë shembur me shpërthim të kontrolluar. Për realizimin e qëllimit dhe objektivit të këtij studimi është marrë në analizë një strukturë 6 kate, me sistem konstruktiv ramë b/a. Bazuar në një analizë të thelluar

është vlerësuar se, kjo strukturë plotëson disa kërkesa në krahasim me strukturat e tjera të vlerësuara, përkatësisht:

- Struktura është një objekt mbi 5 kate, me konstrukcion b/a, duke përfaqësuar një grup të gjerë ndërtimesh në Shqipëri të këtij lloji;
- Struktura është projektuar sipas kushteve teknike të projektimit shqiptar (KTP 2-78 dhe KTP-N.2-89).
- Si pasojë e ngjarjes sizmike të ndodhur në 26 nëntor 2019 në Durrës, me magnitudë $M_w=6.4$, kjo ndërtesë pësoi dëmtime të konsiderueshme në elementët mbajtës, duke u vlerësuar nga institucioni përkatës (IKMT-Inspektorati Kombëtar i Mbrojtjes së Territorit) për shembje me shpërthim të kontrolluar. Në këto kushte ishte i mundur inspektimi dhe vlerësimi në terren i elementëve mbajtës dhe jo-mbjajtës të strukturës, duke u shoqëruar edhe me prova laboratorike të materialeve.
- Struktura u shemb me shpërthim të kontrolluar në datën 3.12.2019 nga forcat xheniere të Ministrisë së Mbrojtjes. Duke marrë parasysh deformimet mbetëse si pasojë e dëmtimit nga tërmeti, vlerësimi i mekanizmit të shembjes së saj mund të cilësohet si një rast kompleks (realizimi i një skenari demolimi në një strukturë e cila ndodhet në fazën plastike).

Analiza është kryer duke përdorur dy metodat, përkatësisht, Metodën e Elementëve të Fundëm dhe Metodën e Elementëve të Aplikuar. Struktura është simuluar në programin ETABS Ultimate 19.0.1 (bazuar në MEF) dhe në programin ELS 8.0 (bazuar në ELS). Për këtë janë marrë në analizë rezultate e prodhuara nga analiza dinamike jo-lineare (“Time History Analysis”) për tre ngjarje të ndryshme të simuluar, përkatësisht:

- Në ngjarjen e parë është analizuar struktura vetëm në kushtet e demolimit sipas skemës reale të shembjes me shpërthim të kontrolluar në të dy programet llogaritëse. Kjo ngjarje simulohet për qëllim krahasimi të dy metodave numerike;
- Në ngjarjen e dytë është simuluar struktura sipas parametrave dhe kushteve reale në programin ELS. Në këtë rast demolimi është kryer duke ruajtur deformimet mbetëse të strukturës të zhvilluara nga tërmeti. Qëllimi i simulimit të kësaj ngjarje është vlerësimi i Metodës së Elementëve të Aplikuar, dhe rrjedhimisht i programit ELS, për të prodhuar rezultate të besueshme dhe të shpejta të analizave më komplekse;
- Në ngjarjen e tretë, nëpërmjet Metodës së Elementëve të Aplikuar, është bërë kontrolli i të njëjtës strukturë, por e projektuar sipas kërkesave të Eurocode-ve. Përmasat e seksioneve, sasia e armimit dhe kontrollet e performancës janë marrë në përputhje të plotë

me normativat e projektimit dhe analizat e ngarkimit ekstrem. Dëmtimet e strukturës janë te pritshme në të tilla situata, por duke përdorur Metodën e Elementëve të Aplikuar vlerësohen lehtësisht dhe në nivel të besueshëm masat që duhen ndërmarrë për të reduktuar në mënyrë të ndjeshme rrezikun e kolapsit pjesor ose të plotë të objektit, duke çuar drejtpërdrejtë në ruajtjen e jetës së njerëzve dhe zvogëlimin e dëmeve materiale.

1.5 Sintezë e kapitujve

Tema *“Përdorimi i Metodës së Elementëve të Aplikuar në analizën strukturore dhe përparësitë e saj ndaj Metodës së Elementëve të Fundëm”* është zhvilluar në 8 kapituj, i strukturuar si më poshtë:

Në kapitullin e **parë** prezantohet në trajtë të përgjithshme tema e zgjedhur për studim, qëllimi dhe objektivi i studimit, arsyet e zgjedhjes së temës, si dhe metodologjia e trajtimit të saj. Gjithashtu në këtë kapitull janë pasqyruar studime të mëparshme të kryera mbi kolapsin progresiv të strukturave dhe Metodën e Elementëve të Aplikuar.

Kapitulli i **dytë** fillon me trajtimin e pjesës teorike të studimit, përkatësisht me kuptimin mbi kolapsin progresiv, format kryesore të kolapsit progresiv të strukturave, kodet dhe standartet e projektimit, si dhe analizat numerike për vlerësimin e kolapsit progresiv.

Në kapitullin e **tretë** jepen konceptet bazë të Metodës së Elementëve të Aplikuar, duke vijuar më tej me analizën e deformimeve të mëdha dhe modelet bazë të materialeve si betoni dhe çeliku. Në këtë kapitull paraqiten në formë të përmbledhur dallimet kryesore midis Metodës së Elementëve të Fundëm dhe Metodës së Elementëve të Aplikuar.

Në kapitulli e **katërt** paraqitet pjesa aplikative, në të cilin prezantohet objekti i marrë në studim, pozicioni gjeografik i tij, përshkrimi i strukturës dhe karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve.

Në kapitullin e **pestë** përshkruhen modelet e realizuara për simulimin e dy ngjarjeve, me dy programe kompjuterike, përkatësisht ETABS Ultimate 19.0.1, i cili bazohet në Metodën e Elementëve të Fundëm, dhe ELS, i cili bazohet në Metodën e Elementëve të Aplikuar. Për të dy ngjarjet (demolimi me shpërthim të kontrolluar dhe ngarkim sizmik i strukturës) është

përdorur analiza dinamike jo-lineare. Për ngarkimin sizmik janë marrë në konsideratë akselerogramat e tërmetit të 26 nëntorit 2016, sipas të tre drejtimeve. Për studimin e efektit të demolimit të strukturës me shpërthim të kontrolluar, është përdorur varianti i heqjes së kolonave (“demolition scenario”) në të cilat është vendosur lënda plasëse gjatë shembjes së objektit.

Në kapitullin e **gjashtë** janë paraqitur rezultate e prodhuara nga analiza dinamike jo-lineare. Këto rezultate janë krahasuar me qëllim evidentimin e dallimeve midis Metodës së Elementëve të Aplikuar dhe Metodës së Elementëve të Fundëm.

Në kapitulli e **shtatë**, bazuar në Metodën e Elementëve të Aplikuar, është bërë kontrolli i të njëjtës strukturë, por e projektuar sipas kërkesave të Eurocode 8. Përmasat e seksioneve, sasia e armimit dhe kontrollet e performancës janë marrë në përputhje të plotë me normativat e projektimit dhe analizat e ngarkimit ekstrem. Më pas, rezultat e nxjerra janë përdorur dhe analizuar për të vlerësuar nëse projektimi i strukturës sipas këtyre kërkesave plotëson kushtet e një strukture robuste dhe të qëndrueshme ndaj ngarkesa aksidentale/ekstremale.

Në kapitullin e **fundit**, janë paraqitur konkluzionet dhe rekomandimet e studimit. Përdorimi i Metodës së Elementëve të Aplikuar është një metodë e cila prodhon rezultate me saktësi thuajse të njëjtë me Metodën e Elementëve të Fundëm. Saktësia e rezultateve ndryshon kur studiohen strukturat me deformime të mëdha apo për analizat dinamike jo-lineare. Metoda e Elementëve të Aplikuar prodhon rezultate të sakta përgjatë një intervali kohor më të shkurtër, për të analizuar strukturën që nga faza elastike, duke vijuar me shfaqjen e plasaritjeve, e deri në kolapsin total të saj. Në përfundim të këtyre kapitujve, paraqiten “hapësirat” e zhvillimit të mëtejshëm të kësaj teme studimi.

Ky studim prezanton një metodologji të plotë dhe të detajuar të studimit të strukturave betonarme, por jo vetëm, me Metodën e Elementëve të Aplikuar (MEA), në fazë projektimi deri në kolaps të plotë të objektit. Analiza, trajtimi dhe përfundimet e këtij studimi janë mjaft praktike dhe mund të gjejnë përdorim nga konstruktorët për vlerësimin e nivelit të dëmtimit të strukturës në rastet e ngarkimit aksidental apo ekstrem.

2. KOLAPSI PROGRESIV I STRUKTURAVE

2.1 Hyrje

Duke ju referuar shembjes të strukturave të përmendura në paragrafin 1.1 (të cilësuar si gabime njerëzore apo akte terroriste), të cilat në shumicën e rasteve kanë qenë me pasoja tragjike, shumë projektues në mbarë botën i kanë kushtuar vëmendjen te veçantë studimit të fenomenit dhe mekanizmit të kolapsit progresiv të strukturave. Qëllimi i këtyre studimeve është përfshirja në kodet e projektimit të masave që duhen marr për rritjen e qëndrueshmërisë së strukturës ndaj kolapsit progresiv.

Kode të ndryshme projektimi janë zhvilluar për të minimizuar dëmet e shkatërrimit nga ky fenomen. Këto kode japin referenca të përgjithshme për të parandaluar kolapsin progresiv të ndërtesave duke u mbështetur në karakteristikat e strukturës (“reduanca”, integriteti, vijueshmëria, duktiliteti dhe rishpërndarja e ngarkesave), por nuk japin rekomandime të mëtijshme për një analizë të thelluar të fenomenit. Referuar këtyre kodeve, strukturat projektohen për të qenë të sigurta në jetëgjatësinë e tyre vetëm nën veprimin e ngarkesave konvencionale, pa marr në konsideratë ngjarje të veçanta (ngarkesa aksidentale/ekstreme). Pjesa më e madhe e studimeve mbi kolapsin progresiv bazohen në metodologjinë e përcaktuar nga tre manuale kryesore, përkatësisht GSA, UFC 4-023-03 (DoD-Department of Defence) dhe ASCE 7. Megjithatë, ky fenomen merret në konsideratë edhe në Eurocode 1991-1-7 dhe në British Standart.

Sipas GSA (General Services Administration), *“Kolapsi Progresiv përkufizohet si, masë e dëmtimit ose shkatërrimit të strukturës, e cila është jo-proporcionale me magnitudën e ngjarjes fillestare”* [10].

Referuar ASCE 7 (American Society of Civil Engineers Standart) - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, *“Kolapsi progresiv përkufizohet si, zhvillim i shkatërrimit lokal fillestar nga elementi në element, duke shkaktuar kolapsin total të strukturës ose në mënyrë jo-proporcionale në pjesën më të madhe të saj”*. [11]

Në Eurocode 1991-1-7, termi kolaps progresiv shprehet në formë jo të drejtpërdrejtë, në kapitullin në të cilin trajtohen kërkesat që duhet të plotësojnë strukturat për të qenë të sigurta. Përkatësisht, sipas këtij standarti projektimi: *“Struktura duhet të projektohet dhe zbatohet në mënyrë të tillë që të mos dëmtohet nga ngjarje si, shpërthimi, goditja ose nga gabimet njerëzore, deri në një hapësirë jo-proporcionaliteti me shkakun fillestar.”* [12]

Siç vihet re në përkufizimet e dhëna mbi kolapsin progresiv, përdoret termi *jo-proporcional* midis ngjarjes fillestare dhe shkatërrimit të gjithë strukturës ose pjesës më të madhe të saj. Megjithëse në shumë raste termat “kolaps progresiv” dhe “kolaps jo-proporcional” përdoren në vend të njëri-tjetrit, ekziston një ndryshim midis tyre. [13] Nëse gjendet një jo-proporcionalitet midis ngjarjes fillestare (shkakut) dhe kolapsit të pjesës më të madhe të strukturës ose të tërës (pasojës), atëherë gjen përdorim termi “*kolaps jo-proporcional*”. Nëse kolapsi fillon me shkatërrimin e një ose disa elementëve strukturor dhe më pas avancohet me shkatërrimin e elementëve të tjerë, termi më i përshtatshëm është “*kolaps progresiv*”. Megjithatë, në disa raste kolapsi jo-proporcional mund të ndodhë në mënyrë progresive, ndaj shpeshherë këto dy terma gjejnë përdorim të njëjtë.

Për të demonstruar fenomenin e “*kolapsit progresiv jo-proporcional*”, përmendim rastin e shembjes së godinës “Plasco”, në janar 2017, në Teheran, Iran [14]. Shembja e godinës 17 kate u shkaktua nga një zjarr i rënë në katin e nëntë të godinës. Shembja e murit në anën veriore të godinës vijoi me shembjen e të gjithë strukturës. Pra, kemi një jo-proporcionalitet midis ngjarjes fillestare, që në këtë rast është zjarri në një nga ambientet e katit të nëntë, dhe shkatërrimit total të strukturës. I njëjti argumentim mund të jepet edhe për rastin e shembjes së Qendrës Botërore të Tregtisë, 2001 në New York, SHBA [15].



Figura 2.1-Kolapsi progresiv jo-proporcional i godinës “Plasco”, Teheran 2017 [14]

2.2 Format kryesore të kolapsit progresiv

Ndërtesat janë të ndjeshme ndaj kolapsit progresiv nëse një ose më shumë elementë mbajtës shkatërrohen për shkak të ngarkesave ekstreme. Kjo kërkon domosdo përcaktimin e formës së mekanizmit të kolapsit progresiv të strukturës në mënyrë që të shmangen ngjarjet ekstreme. Format kryesore të kolapsit progresiv janë: kolapsi shtresor, kolapsi zinxhir, kolapsi domino, “kolaps” i seksionit tërthor (fraktura e seksionit) dhe kolapsi nga humbja e qëndrueshmërisë së elementit. [13] [9]

Në **kolapsin shtresor**, shkatërrimi fillon nga elementët vertikal mbajtës (kolonat). Si pasojë e shkatërrimit të kolonave, ndodh shkëputja dhe shembja e trarëve dhe soletave.

Kështu, kemi transformimin e energjisë potenciale në energji kinetike. Elementët e shkëputur, duke rënë mbi elementët e tjerë mbajtës që ndodhen më poshtë, do shkaktojnë mbi to goditje, duke i shkatërruar ato. Ky shkatërrim do të zhvillohet më tej në drejtimin vertikal derisa e gjithë struktura të shembet.

Shumë nga shembjet e bëra në vendin tonë vitet e fundit me shpërthim të kontrolluar mund të klasifikohen si raste të kolapsit shtresor. Qëllimi i xhenierëve të cilët kanë realizuar këto shpërthime ka qenë shmangia e dëmtimeve në ndërtesat përreth.

Kolapsi zinxhir lidhet me shkatërrimin e elementëve që punojnë në tërheqje (tiranteve). Procesi fillon me shkatërrimin e një ose disa elementëve mbajtës. Në këtë fazë do të lind një impuls dinamik për shkak të shkatërrimit të menjëhershëm si dhe rishpërndarjes së forcave statike dhe dinamike në elementët e tjerë ende të pa shkatërruar. Si pasojë e mbingarkimit të elementëve të tjerë, ato do të shkatërrohen.

Kolapsi domino është i ngjashëm me rastin e shembjes së një rreshti gurësh domino, duke i dhënë një zhvendosje horizontale gurit të parë. Edhe në këtë rast do kemi transformimin e energjisë potenciale në atë kinetike. Forca horizontale e transmetuar tashmë nga goditja e elementit të parë me atë fqinj është njëkohësisht forcë statike edhe dinamike. Në këtë mënyrë do të shemben njëra pas tjetrës të gjithë elementët sipas drejtimit të veprimit të forcës horizontale.

Kolapsi i seksionit tërthor është i ngjashëm me kolapsin zinxhir, nëse seksionin tërthor e trajtojmë si “strukturë”. Ndryshimi i tyre qëndron në faktin se seksioni tërthor është i pa strukturuar (nuk përbëhet nga element të lidhur me njëri-tjetrin), është afërsisht i vazhduar dhe relativisht homogjen, ndërkohë që struktura përbëhet nga elementë diskret të lidhur midis tyre në forma të ndryshme, të cilat kanë karakteristika të ndryshme. Shkatërrimi i seksionit tërthor trajtohet si frakturë pa deformime mbetëse.

Kolapsi nga humbja e qëndrueshmërisë së elementit, i cili shkaktohet nga një “ngjarje” e vogël (deformimi fillestar i elementit apo veprimi i forcave tërthore). Mekanizmi i shkatërrimit të strukturës si pasojë e humbjes së qëndrueshmërisë së elementit fillon me shkatërrimin e elementit kontraventues apo elementit shtangësues. Kjo shkakton humbjen e qëndrueshmërisë të elementit mbajtës, e më pas kolapsin e menjëhershëm ose progresiv të strukturës. Nëse elementi që shkatërrohet i pari, është element kryesor mbajtës, atëherë do kemi rastin e kolapsit të menjëhershëm. Nëse nga shkatërrimi i elementit kontraventues, shkaktohet shkatërrimi i një elementi kontraventues të një elementi tjetër mbajtës, atëherë do kemi kolaps progresiv.

Në disa raste shembja e ndërtesave identifikohen **kolaps miks**, si kombinim i llojeve të ndryshme të kolapsit.

Për nga ngjashmëria e mekanizmit të tyre, mund të themi se kolapsi zinxhir dhe ai i seksionit tërthor janë të ngjashëm pasi, karakteristika kryesore e tyre është rishpërndarja e ngarkesës nga elementi i shkatërruar në atë të pa shkatërruar. Kolapsi me shtresa dhe ai domino shkaktohen nga forca e goditjes që transmetohet nga elementi i shkatërruar (të shkëputur nga struktura) në elementin e pa shkatërruar, ndaj mund t’i cilësojmë si mekanizma të ngjashëm. Ndërsa kolapsi nga humbja e qëndrueshmërisë karakterizohet nga pasaktësi aksidentale të vogla (deformime fillestare apo forca tërthore), por që shkaktojnë shkatërrim të tërë strukturës. [13]

2.3 Kode e standarte të projektimit të kolapsit progresiv

2.3.1 Eurocode 1991-1-7

Eurocode 1991-1-7 jep metodat dhe rregullat për projektimin e objekteve për të përballuar një shkatërrim të lokalizuar ose edhe më të gjerë, nga një shkak i papërcaktuar, pa kaluar struktura në kolaps jo-proporcional. Pra, struktura duhet të jetë mjaftueshëm robuste për të përballuar një dëmtim apo shembje të kufizuar, pa kaluar në kolaps. Situatat që duhen të merren në konsideratë për këtë qëllim janë dy: *identifikimi i ngjarjes aksidentale* (shpërthimi në ambientet e brendshme dhe goditja) dhe *kufizimi i avancimit të mëtejshëm i shkatërrimit lokal*. Situata e parë përfshin: projektimin e strukturës me minimumin e nevojshëm të robustit ndaj kolapsit; marrjen e masave mbrojtëse; projektimin e strukturës që të “përballojë” ngjarjen. Situata e dytë bazohet në ndalimin e avancimit të dëmit lokal të shkaktuar dhe përfshin: metodën e rishpërndarjes së ngarkesave; projektimi i elementëve kyç për të përballuar ngarkesë aksidentale shtesë; rregulla për perspektivën (integriteti, duktiliteti). Për aplikimin e këtyre strategjive Eurocode 1991-1-7 parashikon tre klasa të pasojave: CC1-pasojat të vogla; CC2-

pasoja mesatare; CC3-pasoja të mëdha. Konkretisht, për klasën CC1, gjatë projektimit nuk janë të nevojshme konsiderata të veçanta për ngjarjet aksidentale, përveçse të sigurohen kriteret për një strukturë robuste dhe të qëndrueshme. Për klasën CC2, në varësi të rrethanave specifike të strukturës, duhet bërë një analizë e thjeshtë statike me ngarkesa ekuivalente ose mund të aplikohen rregulla për projektimin e strukturës. Për klasën CC3, duhet bërë një ekzaminim i rastit konkret për të përcaktuar nivelin e besueshmërisë dhe kërkohet një analizë e thellë e strukturës. Kjo mund të kërkojë një analizë risku dhe përdorimin e metodave më të avancuara. Në varësi të klasave të pasojave, në Shtojcën A të Eurocode 1991-1-7 jepet klasifikimi i ndërtesave dhe strategjia me anë të së cilës sigurohet një nivel i pranueshëm robusti ndaj dëmtimit lokal duke shmangur në këtë mënyrë kolapsin jo-proporcional. [12]

Tabela 2-1– Klasifikimi i ndërtesave në funksion të klasave të pasojave dhe strategjitë përkatëse

Klasa e pasojave	Shembuj te klasifikimit të ndërtesave	Strategjia
CC1	<ul style="list-style-type: none"> Banesa individuale ≤ 4 kate Ndërtesa bujqësore Ndërtesa që shfrytëzohen rrallë me një distancë nga objekti më i afërt 1.5 herë lartësinë e objektit. 	Nuk janë të nevojshme konsiderata të veçanta për ngjarjet aksidentale të pa identifikueshme, përveçse të sigurohen kriteret për një strukturë robuste dhe të qëndrueshme në kushte normale përdorimi.
CC2a (grupi me rrezik të ulët)	<ul style="list-style-type: none"> Banesa individuale 5 kate, Hotele, apartamente, rezidenca ≤ 4 kate, Zyra ≤ 4 kate, Objekte industriale ≤ 3 kate, Lokale ≤ 3 kate ose me sipërfaqe $\leq 1000\text{m}^2/\text{kate}$ Objekte arsimore një kate Ndërtesa me funksion publik ≤ 2 kate dhe sipërfaqe $\leq 2000\text{m}^2/\text{kate}$ 	Përveç kërkesave të dhëna në rastin e CC1, të sigurohet marrja në konsideratë e lidhjeve horizontale efektive, ose ankorimi efektiv i soletave të mbështetura mbi mure (sipas rekomandimeve të dhëna në A.5.1 dhe A.5.2, [12])
CC2b (grupi me rrezik të lartë)	<ul style="list-style-type: none"> Banesa individuale, hotele, apartamente, rezidenca me më shumë se 4 kate dhe më pak se 15 kate, Objekte arsimore më pak se 15 kate, Lokale me më pak se 15 kate, Spitale jo më shumë se 3 kate Zyra më shumë se 4 kate por më pak se 15 kate, Ndërtesa me sipërfaqe më të madhe se $2000\text{m}^2/\text{kate}$, por më të vogël se $5000\text{m}^2/\text{kate}$, Garazhe deri në 6 kate 	Përveç kërkesave të dhëna në rastin CC1, duhet të merren në konsideratë: <ul style="list-style-type: none"> lidhjet horizontale efektive, ose ankorimi efektiv i soletave të mbështetura mbi mure (sipas rekomandimeve të dhëna në A.5.1 dhe A.5.2,) për rama ose muret mbajtëse, si dhe lidhjet vertikale (A.6) për të gjithë kolonat dhe muret mbajtëse. Duhet të kontrollohet qëndrueshmëria e ndërtesës dhe tejkalimi i kufirit të dëmtimeve lokale si pasojë e heqjes së një kolone, trau që mban kolonën apo seksioni të murit mbajtës (sipas A.7)
CC3	<ul style="list-style-type: none"> Të gjithë ndërtesat e tjera që tejkalojnë kufizimet e përcaktuara më lartë 	Duhet bërë një ekzaminim i rastit konkret për të përcaktuar nivelin e besueshmërisë dhe kërkohet një analizë e thellë e strukturës. Kjo mund të kërkojë një analizë risku dhe përdorimin e metodave më të avancuara.

Niveli i vlerësimit të dëmtimit lokal ndryshon në varësi të objektit. Referuar Eurocode 1991-1-7, dëmtimi lokal nuk duhet të prekë më shumë se 15% të sipërfaqes së katit, ose një sipërfaqe rreth 100 m² për çdo dy kate fqinje. Midis këtyre dy vlerave zgjidhet rasti më i pafavorshëm (sipërfaqja më e vogël e dëmtuar).

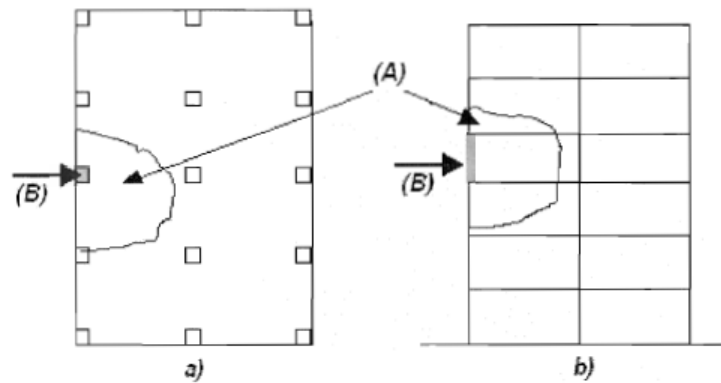


Figura 2.2- Kufiri i pranueshëm i dëmtimit a) plani i katit, b) prerje e objektit (A-sipërfaqja e prekur nga dëmtimi, B- kolona e hequr) [12]

a. Kombinimi i ngarkesave

Në strukturat të cilat projektohen apo analizohen për të siguruar një qëndrueshmëri nga kolapsit progresiv, aplikohen ngarkesa konvencionale, si ato të përhershme e të përkohshme, si dhe ngarkesat aksidentale. Eurocode 1991-1-7 si ngarkesë aksidentale konsideron:

- Forcat e goditjes nga automjetet, treni, anijet dhe helikopteri;
- Forcat nga shpërthimi i brendshëm (shpërthime pluhuri në dhomë, rezervuarë e bunkera; shpërthime nga gazi natyror, apo shpërthime në tunele automobilistike dhe hekurudhore);
- Forcat për shkak të një dëmtimi lokal nga një ngjarje aksidentale e papërcaktuar.

Për projektimin sipas gjendjes së fundit kufitare (ULS), EN 1990: Eurocode 0 [16] jep kombinimin e ngarkesave për rastin e ngjarjeve aksidentale, përkatësisht:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ose} \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,1} Q_{k,i} \quad \text{Ek. (1)}$$

ku, $G_{k,j}$ – ngarkesa e përhershme; P – vlera përkatëse përfaqësuese e një ngarkese të paranderur; A_d – ngarkesa aksidentale e projektimit; Q – ngarkesa e përkohshme; Ψ_1 – faktori i shpeshtësisë së ngarkesës së përkohshme; Ψ_2 – faktori i vlerës thujtase të përhershme të ngarkesës së përkohshme.

Referuar EN 1990: Eurocode 0 [16], vlera e ngarkesës aksidentale të projektimit duhet të përcaktohet për çdo projekt bazuar në rekomandimet e EN 1991 [12]. Megjithatë, as në këtë

standart nuk argumentohet vlera e përcaktuar e kësaj ngarkese (duke dhënë një vlerë të barabartë me 34 kN/m^2), por theksohet se ngarkesa aksidentale duhet të merret në konsideratë në varësi të:

- masave të marra për të parandaluar apo reduktuar shpeshësinë e ngjarjes aksidentale;
- probabilitetit për të ndodhur një ngjarje aksidentale e identifikueshme;
- pasojave të dëmtimeve të shkaktuara nga një ngjarje aksidentale e identifikueshme;
- perceptimit të publik;
- nivelit të pranimit të riskut.

b. Metodatat dhe strategjitë e projektimit ndaj kolapsit jo-proporcional

- **Metoda e lidhjeve horizontale**

Kjo metodë përdoret për ramat dhe strukturat me mure mbajtëse. Lidhjet mund të jenë profile metalike, shufra çeliku të vendosura në soletë betoni, rrjeta çeliku ose fletë çeliku të vendosura në soleta kompozite. Pozicioni i vendosjes së tyre përcaktohet në Eurocode [12].

Për rastin e ramës, këto lidhje horizontale duhet të jenë të afta t'i rezistojnë forcave tërheqëse të projektimit, të dhënë me shprehjen:

$$T_i = 0.8(g_k + \Psi q_k) sL \quad (\text{për lidhjet e brendshme}) \quad \text{Ek. (2)}$$

$$T_p = 0.4(g_k + \Psi q_k) sL \quad (\text{për lidhjet perimetrale}) \quad \text{Ek. (3)}$$

ku, s – sipërfaqja llogaritëse e lidhjes; L – gjatësia e lidhjes; Ψq_k – faktori përkatës i ngarkesës aksidentale.

Vlerat e gjetura krahasohen me vlerën 75 kN dhe midis tyre zgjidhet vlera më e madhe.

Për rastin e strukturave me mure mbajtëse, forca tërheqëse e lidhjeve llogaritet si më poshtë, nga të cilat zgjidhet vlera maksimale (për lidhjet e brendshme):

$$T_i = \frac{F_t (g_k + \Psi q_k) z}{7.5 \cdot 5} \quad \text{Ek. (4)}$$

ose

$$T_i = F_t$$

$$T_p = F_t \quad (\text{për lidhjet periferike}) \quad \text{Ek. (5)}$$

ku, $F_t = 60 \text{ kN/m}$ ose $20+4n_s$ (zgjidhet vlera më e vogël); n_s – numri i kateve; z – vlera më e vogël midis:

- $5 H$, ku H -lartësia dysheme-tavan
- Distancës me të madhe në drejtim të lidhjeve, e qendrave të kolonave apo elementëve të tjerë mbajtës vertikal, nëse kjo distancë përfshin një soletë të vetme ose një sistem trarësh e soletash.

- **Metoda e lidhjeve vertikale**

Referuar Eurocode 1991-1-7, të gjithë kolonat e muret mbajtëse duhet të lidhen nga themeli deri në soletën e katit të fundit. Për strukturat me ramë, këto lidhje duhet të jenë të afta të përballojnë një forcë tërheqëse që lind nga një ngjarje aksidentale, e barabartë me vlerën më të madhe të forcave të përkohshme dhe të përhershme të aplikuar në kolonë për çdo kat.

Për strukturat me mure mbajtëse, lidhjet vertikal mund të konsiderohen efektive nëse plotësojnë kushtet e mëposhtme:

- Për muret me tullë, trashësia e tyre duhet të paktën 150 mm dhe nëse kanë minimalisht rezistencë në shtypje 5 N/mm^2 (EN 1996 [17]);
- Lartësia e murit nuk kalon vlerën $20t$, ku t – trashësia e murit (m);
- Nëse lidhjet vertikal përballojnë forcën tërheqëse, nga të cilat zgjidhet vlera më e madhe:

$$T = \frac{34A}{8000} \left(\frac{H}{t}\right)^2$$

ose,

Ek. (6)

100 kN/m mur

ku, A – sipërfaqja në plan e murit

- Lidhjet vertikale grupohen në qendrën përgjatë murit maksimalisht 5 m , dhe ndodhen jo më shumë se 2.5 m nga fundi i palidhur i murit. [12]

c. Elementët kyç

Element kyç quhet një element strukturor nga i cili varet qëndrueshmëria e strukturës e mbetur pa u dëmtuar (nga dëmtimi lokal). Ky element duhet të jetë i aftë të përballojë ngarkesën aksidentale të projektimit të aplikuar sipas të dy drejtimeve, vertikal dhe horizontal (duke mos i aplikuar njëkohësisht). Kjo ngarkesë mund të jetë e shpërndarë ose e përqendruar dhe duhet të aplikohet sipas ekuacionit (1), të dhënë më lartë. Vlera e rekomanduar e kësaj ngarkese për

ndërtesat është 34 kN/m^2 . Kjo vlerë është mjaft e diskutueshme si tepër e lartë në shumë vende. [9]

Duke marrë në konsideratë strategjitë e përmendura më lartë, mund të projektohet një strukturë robuste, për të minimizuar dëmet dhe shkatërrimin e elementëve të strukturës, pa pësuar kolaps. Në këtë mënyrë, struktura mund të përballojë efektin e një ngjarje të jashtëzakonshme të paparashikuar. Gjithashtu, në Eurocode përcaktohet edhe koha minimale që i duhet strukturës për të përballuar këtë ngjarje, duke marrë në konsideratë kohën që duhet për të evakuuar njerëzit nga godina e dëmtuar.

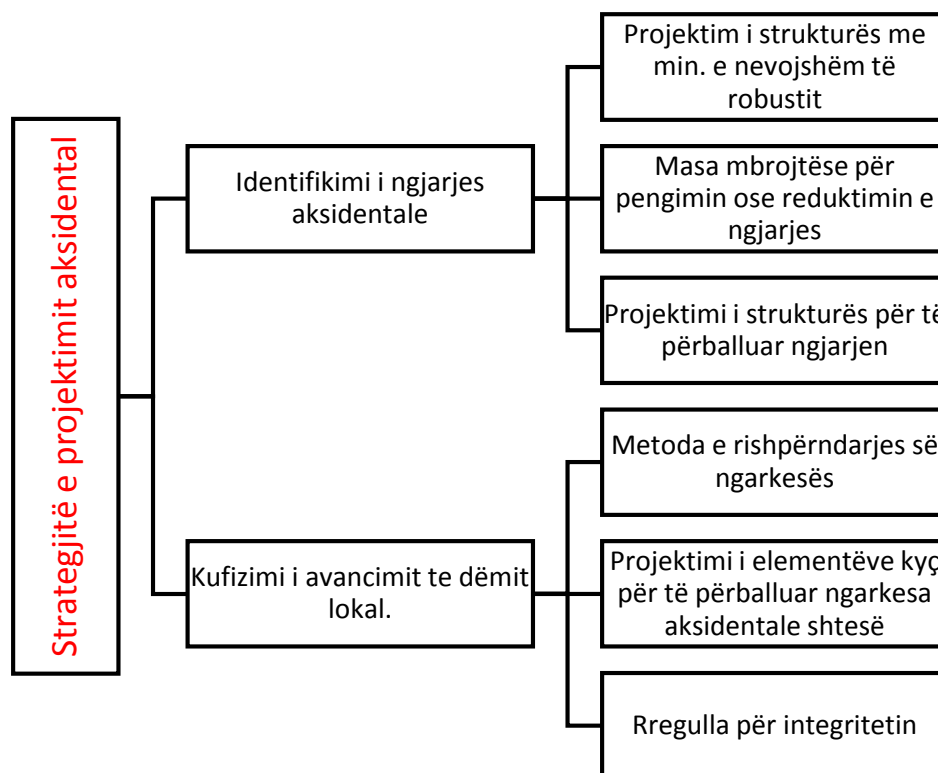


Figura 2.3— Strategjitë e projektimit aksidental sipas EN 1991-1-7 [12]

2.3.2 ASCE 7

ASCE 7-05 ka për qëllim administrimin dhe mirëmbajtjen e strukturave civile [11]. Referuar këtij standarti, praktikisht është e pamundur të projektohet një strukturë që të përballojë kolapsin shkaktuar nga ngjarje të jashtëzakonshme. Për këtë arsye, ASCE rekomandon të dhëna projektuese të nevojshme për të reduktuar potencialisht kolapsin progresiv për objekte të reja dhe ekzistuese. Sipas ASCE ka dy metoda projektimi për një strukturë rezistente ndaj kolapsit progresiv: *projektimi direkt* dhe *indirekt*. [11]

Projektimi direkt merr në konsideratë në mënyrë eksplicite rezistencën ndaj kolapsit progresiv gjatë procesit të projektimit. Kjo mund të realizohet me *metodën e alternativave të shpërndarjes së ngarkesës* ose me *metodën e rezistencës specifike lokale*.

Metoda e alternativave të shpërndarjes së ngarkesës lejon qasjen e shkatërrimit lokal, por kërkon të sigurojë rishpërndarje të ngarkesave në mënyrë që dëmi të absorbohet dhe kolapsi më i madh të mund të shmanget. Kjo metodë aplikon heqjen e një elementi mbajtës. Në këtë mënyrë struktura analizohet për të siguruar deformime dhe sforcime brenda kufijve të lejuar, duke shmangur kolapsin progresiv të saj.

Metoda e rezistencës specifike lokale siguron rezistencë të mjaftueshme për të përballuar shkatërrimin nga aksidentet apo keq-shfrytëzimi. Kjo mund të realizohet në zona me rrezik të lartë, për sa kohë është e nevojshme që disa elementë të kenë rezistencë të mjaftueshme për të përballuar ngarkesat jo-konvencionale, kështu struktura të mund të gjejë rrugë alternative të rishpërndarjes së ngarkesës. Kjo metodë mund të vlerësohet si e kundërta e metodës alternative. Në këtë rast nuk supozohet heqja e ndonjërit prej elementëve mbajtës, por elementë të vlerësuar si më të rrezikuar (kritik) të projektohen për t'i rezistuar një ngarkese apo ngjarje specifike. Kjo kërkon paraprakisht të bëhet një analizë e vlerësimit të riskut.

Projektimi indirekt merr në konsideratë në mënyrë jo të drejtpërdrejtë rezistencën ndaj kolapsit progresiv gjatë procesit të projektimit duke arritur një minimumit të rezistencës, vijueshmërisë dhe duktilitetit.

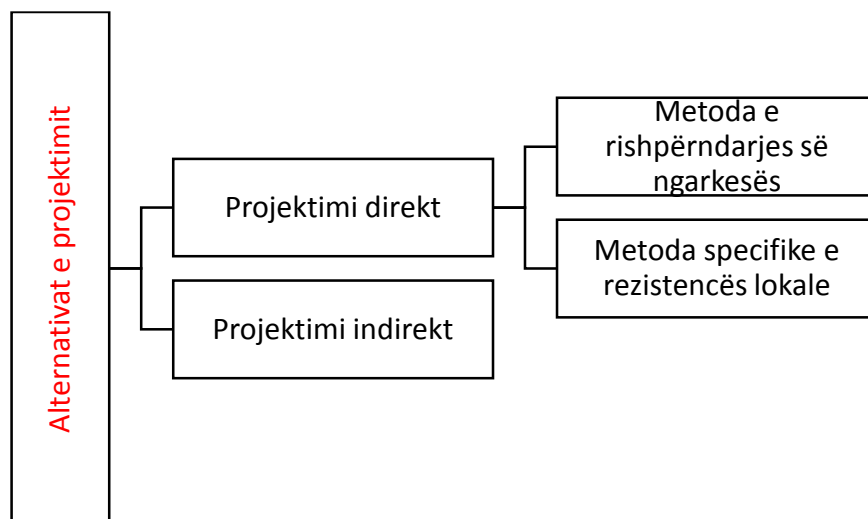


Figura 2.4- Metodatat e projektimit të strukturës ndaj kolapsi progresiv sipas ASCE-7-05

2.3.3 UFC (Unified Facilities Criteria)

Standarti UFC 4-023-03 ka për qëllim të reduktojë potencialin e ndodhjes së kolapsit progresiv për objekte të reja dhe ekzistuese të cilat mund të kalojnë në dëmtim lokal strukturor nga një ngjarje e paparashikueshme. Ky standart gjen zbatim për objekte jo më pak se 3 kate. Në këtë standart rekomandohen dy metoda projektimi për struktura rezistente ndaj kolapsit progresiv, ashtu sikurse përcaktohet në ASCE, përkatësisht projektimi direkt dhe indirekt. [18]

UCF 4-023-03 dhe UFC 3-301-01 i klasifikojnë ndërtesat sipas katër kategorive të riskut, përkatësisht: nivel shumë i ulët mbrojtje, nivel i ulët mbrojtje, nivel mesatar mbrojtje dhe nivel i lartë mbrojtje. Për secilën nga këto nivele përcaktohet edhe metoda e projektimit, dhënë në tabelën e mëposhtme. [19]

Tabela 2-2– Kategoria e rrezikut të ndërtesave dhe strukturave të tjera [19] [18]

Kategoria e rrezikut	Klasifikimi i objektit	Kërkesat e projektimit
I Nivel shumë i ulët	Ndërtesat dhe strukturat që paraqesin një rrezik të ulët për jetën e njeriut në rast të shkatërrimit	Nuk ka kërkesa specifike
II Nivel i ulët	Ndërtesat dhe strukturat e tjera përveç atyre të listuar në kategoritë e rrezikut I, III, IV dhe V	Opsioni 1: Forcat lidhëse për të gjithë strukturën dhe rezistenca specifike lokale për kolonat ose muret e qosheve dhe perimetral te katit te pare, ose Opsioni 2: Metoda alternative e rishpërndarjes së ngarkesës për vendet e specifikuar të heqjes së kolonës dhe murit.
III Niveli mesatar	Ndërtesat dhe strukturat e tjera që paraqesin një rrezik thelbësor për jetën e njeriut ose përfaqësojnë humbje të konsiderueshme ekonomike në rast shkatërrimi	Metoda alternative e rishpërndarjes së ngarkesës për pozicionet e specifikuar të heqjes së kolonave dhe mureve, dhe metodën e rezistencës specifike lokale për të gjitha kolonat ose muret perimetral të katit të parë.
IV Niveli i lartë	Ndërtesat dhe strukturat e tjera të projektuara si objekte të rëndësishme	Forcat e lidhjes dhe metoda alternative e rishpërndarjes së ngarkesës për pozicionet e specifikuar të heqjes së kolonave dhe mureve, dhe metodën e rezistencës specifike lokale për të gjitha kolonat ose muret perimetral të katit të parë.

Ky standart rekomandon aplikimin e metodës alternative të rishpërndarjes së ngarkesës për të verifikuar nëse struktura ka rezistencën e nevojshme për të përballuar heqjen e një elementi mbajtës vertikal. Për analizën e kolapsit progresiv të strukturës, metoda alternative e rishpërndarjes së ngarkesës përdor tre procedura: procedura statike lineare, procedura statike jo-lineare dhe procedura dinamike jo-lineare.

Për analizën statike dhe dinamike UFC 4-023-03 përcakton kombinimin e ngarkesave përkatësisht:

$$1.2D + 0.5L + 0.2W \quad \text{Ek. (7)}$$

$$1.2D + 0.2S + 0.2W \quad \text{Ek. (8)}$$

ku, D- ngarkesa e përhershme, L- ngarkesa e përkohshme, W- ngarkesa e erës, S- ngarkesa e dëborës.

Në analizën statike, për të marr në konsideratë efektin dinamik që lind nga heqja e një elementi mbajtës, faktori amplifikues merret 2 dhe aplikohet vetëm në elementët e tjerë të ndodhura në katet e tjera në anën e elementit të hequr. [18]

a. Heqja e elementit mbajtës vertikal

Standartet ASCE, UFC dhe GSA, aplikojnë gjithmonë metodën alternative të rishpërndarjes së ngarkesës për të verifikuar nëse struktura ka aftësinë (rezistencën) e nevojshme për të përballuar heqjen e një elementi mbajtës vertikal (kolonë ose mur). Nëse gjatë analizës rezulton se një nga elementët mbajtës shkatërrohet, atëherë elementi hiqet duke u shoqëruar me një rishpërndarje të ngarkesës. Kjo rishpërndarje ndodh nëpërmjet tre mekanizmave [9]:

- 1- Forcave katenare të soletës ose trarëve;
- 2- Forcave Vierendeel nga momentet që lindin në ramën e ndodhur mbi strukturën e dëmtuar;
- 3- Ngarkesës gravitacionale e cila përballohet nga elementët jo-strukturor, si muret ndarës ose mbushës.

Pozicioni i elementëve mbajtës vertikal që hiqen (perimetral dhe të brendshëm) jepet në standartet e lartpërmendura. Si elemente perimetral sugjerohet të hiqen ato elemente të cilat ndodhen pranë mesit të drejtimit më të shkurtër, pranë mesit të drejtimit më të gjatë dhe elementi i qoshes, si tregohet në figurën 2.5.

Gjithashtu, sygjerohet të hiqen kolonat në pozicione kritike të cilësuar të tilla nga gjykimi i konstruktorit.

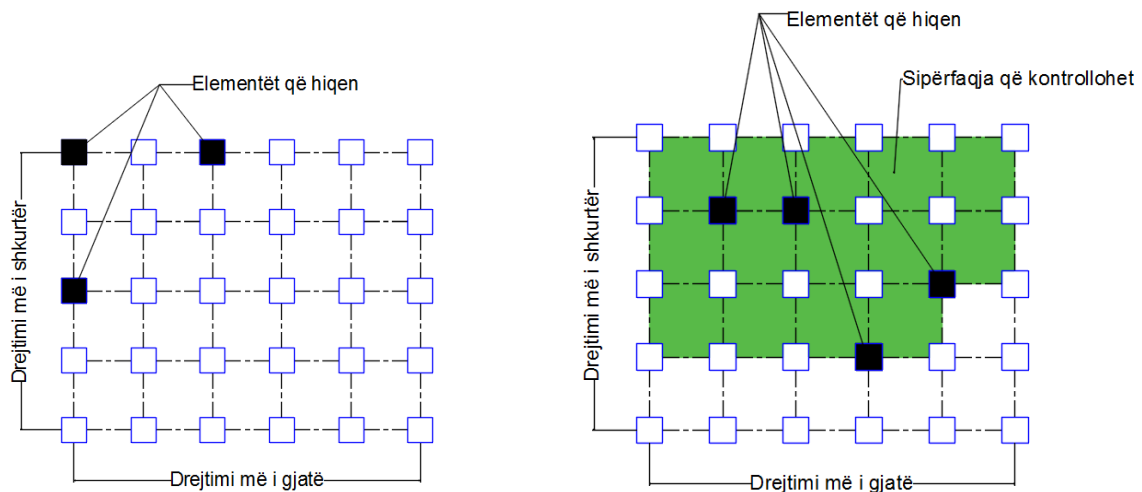


Figura 2.5- Pozicioni i heqje së kolonave perimetral dhe të brendshme

Për strukturat me kat të nëndheshëm, sugjerohet të hiqen ato elementë të cilët ndodhen pranë mesit të drejtimit më të shkurtër, atij më të gjatë, si dhe elementi i qoshes në një nga hapësirat e pakontrolluara. Më tej vazhdohet me katin përdhe, duke hequr elementë vertikal në pozicione të gjykuara nga konstruktori.

Referuar kodeve të mësipërme dhe mangësive të secilës prej tyre, mund të bëhet një përmbledhje mbi tre strategjitë kryesore të projektimit ndaj kolapsit progresiv. Konkretisht, strategjia e parë ka për qëllim *parandalimin e dëmtimit lokal*, e cila përfshin metodën e rezistencës specifike lokale, si dhe masat mbrojtëse jo-strukturore. Strategjia e dytë ka për qëllim supozimin e një dëmtimi lokal. Kjo metodë përfshin metodën e alternativave të rishpërndarjes së ngarkesës, si dhe metodën e izolimit me copëzim. Strategjia e tretë ka për qëllim sigurimin e rregullave të projektimit në perspektiv. Aplikimi i kësaj strategjie ndjek të njëjtën procedurë si metoda e projektimit indirekt. Ndërsa dy strategjitë e para çojnë në metodën e projektimit direkt. [13]

Shihet qartë se, objektivi i inxhinierëve në projektimin e strukturave nuk është të shmangin plotësisht kolapsin progresiv të strukturës, pasi kjo do të shoqërohej me një kosto financiare jo të mundshme dhe të pa pranueshme. Të gjithë kodet dhe manualët e projektimit të përmendura më lartë rekomandojnë të dhëna projektuese për të penguar kolapsin progresiv jo-proporcional.

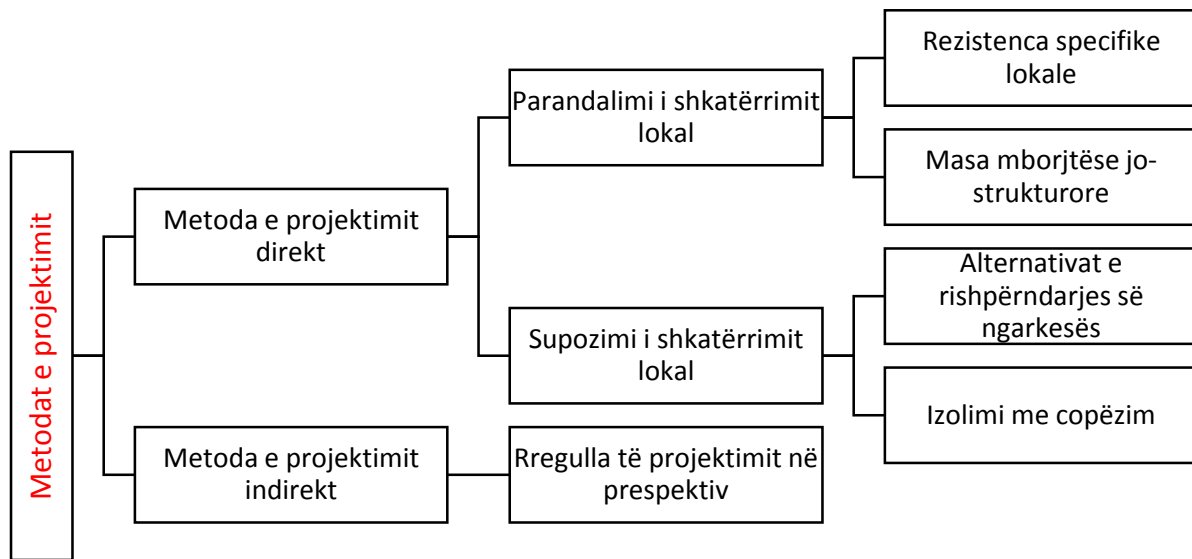


Figura 2.6- Metodat e projektimit sipas kodeve të ndryshme (përmbledhje)

2.4 Analizat numerike për vlerësimin e kolapsit progresiv

Analiza e strukturave kryhet për të përcaktuar shpërndarjen e forcave dhe të deformimeve të shkaktuara nga ngarkesa të ndryshme, përfshirë këtu ato sizmike dhe ekstreme, përkatësisht sipas qëllimit të projektimit. Kolapsi progresiv mund të vlerësohet duke përdorur pesë metoda, të ndara në dy kategori kryesore: lineare dhe jo-lineare. Në metodat lineare përfshihen: analiza statike lineare me faktor ngarkimi dinamik (ASL) dhe analiza dinamike lineare (ADL). [20] Analiza e kolapsit të strukturës kërkon marrjen në konsideratë të efektit dinamik inercial. Për këtë arsye në analizën statike, ngarkesat konvencionale (të përhershme dhe të përkohshme) amplifikohen duke përdorur faktorin e ngarkimit dinamik, i cili shprehet nëpërmjet raportit të ngarkesës dinamike me atë statike të nevojshme për të prodhuar zhvendosjen statike maksimale ekuivalente. Manuale të ndryshme japin metodën e llogaritjes së këtij faktori apo vlerat referuese të tij, në varësi të ngjarjes dhe llojit të strukturës. [20]

Analizat lineare janë të limituara dhe mund të përdoren për vlerësimin e kapacitetit të strukturës në fazën elastike, por s’ mund të parashikojnë mekanizmin e shkatërrimit dhe të rishpërndarjes së ngarkesave. Ndërkohë, analizat jo-lineare mund të identifikojnë formën e shkatërrimit të strukturës, mundësinë e një kolapsi progresiv, dhe përdoren mjaft mirë për struktura jo të rregullta në plan apo lartësi. Analizat jo-lineare për vlerësimin e kolapsit progresiv janë përkatësisht: analiza statike jo-lineare (ASJ) me faktor ngarkimi dinamik, analiza statike jo-lineare (“Pushover”) dhe analiza dinamike jo-lineare (“Time History analysis”) [20] [21] [22].

Tabela 2-3– Krahasimi i analizave të kolapsit progresiv [20]

Elementë të analizës	ASL	ADL	ASJ	ASJ “Pushover”	ADJ
	me faktor ngarkimi dinamik		me faktor ngarkimi dinamik		“Time History analysis”
Përfshin plasticitetin e materialit	Jo	Jo	Po	Po	Po
Llogarit ri-forcimin e materialit (çelikut)	Jo	Jo	Po	Po	Po
Përfshin efektin P-Δ	Jo	Jo	Po	Po	Po
Llogarit efektin e “tendosjes” së materialit	Jo	Jo	Jo	Jo	Po
Përfshin shuarjen	Jo	Jo	Jo	Jo	Po

Analiza statike lineare është një procedurë më pak komplekse, e cila nuk merr në konsideratë jo-linearitetin gjeometrik dhe atë të materialit, si dhe efektin dinamik. Kjo analizë përfshin vetëm materiale lineare elastike dhe ka vend teoria e deformimeve të vogla. Në këtë analizë nuk merren në konsideratë forcat e inercisë. Analiza statike lineare e vlerëson kolapsin progresiv duke marr në konsideratë vetëm elementët kryesor mbajtës (tra dhe kolona). Ndërkohë, analizat e tjera janë procedura të sakta të cilat lejojnë të merren në konsideratë edhe elementët mbajtës sekondar (soletat).

Analiza dinamike lineare është një analizë më komplekse krahasuar me analizën statike të strukturave. Në ndryshim nga kjo e fundit, analiza dinamike merr në konsideratë amplifikimin dinamik, shuarjen dhe forcën e inercisë. Kjo analizë kërkon një kohë më të gjatë për modelim dhe llogaritje, por jep rezultate më të sakta. Analiza dinamike lineare nuk merr në konsideratë jo-linearitetin gjeometrik dhe të materialit.

Analiza statike jo-lineare, njohur me termin “Pushover analysis” (analiza e mbingarkimit gradual), realizohet duke mbajtur të pandryshueshme ngarkesën vertikale dhe duke rritur në mënyrë monotone ngarkesat horizontale. Analiza statike jo-lineare nuk ka limitime të DCR dhe të parregullsisë gjeometrike të strukturës. Në ndryshim nga analiza lineare, kjo analizë merr në konsideratë jo-linearitetin gjeometrik dhe atë të materialit dhe nuk kërkon llogaritjen e një faktori dinamik për të parashikuar reagimin dinamik të strukturës. Kjo teknikë bazohet në ekuilibrin e energjisë së sistemit. Kështu, energjia potenciale e çliruar nga dëmtimi i një elementi (kolona), krahasohet me energjinë e absorbuar nga struktura (rama). Referuar Eurokod 8, kjo analizë kryhet për të verifikuar vlerën e raportit të mbingarkimit; për të përcaktuar mekanizmin e çernierave plastike dhe shpërndarjen e dëmeve; për të vlerësuar

performancën e ndërtesave ekzistuese; dhe si alternativë e analizës lineare duke përcaktuar zhvendosjet target. [21] [22]

Analiza dinamike jo-lineare (“Time history analysis”) cilësohet si metoda më e mirë për vlerësimin e kolapsit progresiv të strukturave dhe për veprimin e ngarkesave ekstreme. [23] Në këtë procedurë përfshihet jo-lineariteti gjeometrik dhe i materialit, efekti i forcave të inercisë, si dhe efekti P- Δ . Kjo analizë mund të realizohet nëpërmjet integritit numerik direkt të ekuacioneve të zhvendosjes, duke përdorur akselerogramat e lëkundjeve të tokës, duke përcaktuar kështu sjelljen e strukturës në funksion të kohës. Në ndryshim nga metodat e sipërme, kjo metodë duke qenë më komplekse, kërkon një kohë më të gjatë për të modeluar dhe llogaritur strukturën.

2.5 Kërkesat kryesore të projektimit të strukturës ndaj kolapsit progresiv

Sipas studimit të bërë nga Starossek [13], dy kërkesat kryesore që duhet të plotësojë struktura për të minimizuar ose parandaluar kolapsin progresiv janë *struktura robuste (robustness)* dhe *rezistenca*.

• Strukturat robuste

Referuar Eurocode 1, *Strukturë robuste* ndaj kolapsit progresiv (robustness) do të përkufizohet si, “*aftësi e strukturës për të përballuar zjarrin, shpërthimin, goditjen, apo ngjarje të tjera si pasojë e gabimeve njerëzore, pa u dëmtuar deri në kufijtë e jo-proporcionalitetit me shkakun fillestar*”. [12]

Pra, struktura duhet të jetë robuste si pasojë e veprimit të ngarkesave të paparashikuara, pavarësisht nëse janë marr në konsideratë apo jo gjatë projektimit, në mënyrë të tillë që dëmtimi i shkaktuar nga to (nëse ka) të jetë proporcional me magnitudën e ngarkesës aksidentale.

Sipas Starossek, [13] “strukturë robuste” (robustness) përkufizohet si, “*pandjeshmëri e strukturës ndaj shkatërrimit lokal, ku “pandjeshmëria” dhe “shkatërrimi” duhet të vlerësohen (në kuptim sasior) në bazë të objektivave të projektimit*”. Pra, nga ky përkufizim kuptohet që “robustness” është karakteristikë e strukturës dhe jo e materialit dhe nuk varet nga shkakun fillestar i shkatërrimit. Faktorët që ndikojnë në strukturën robuste ndaj kolapsit janë: duktiliteti, qëndrueshmëria, përkulja gjatësore e elementit, transmetimi i ngarkesës, rezistenca nga goditja dhe shtangësia e nyjeve.

Nga sa më sipër, përkufizimi i dhënë në Eurocode mbi strukturat robuste, është më pranë përkufizimit të “strukturave rezistente”.

- **Struktura rezistente**

Rezistenca ndaj kolapsit përkufizohet si “pandjeshmëri” e strukturës ndaj ngjarjes aksidentale të paparashikuar dhe me probabilitet të ulët qasje [13]. Për të shmangur kolapsin jo-proporcional të strukturës, duhet që struktura të jetë rezistente ndaj këtij kolapsi. Kjo varet nga lloji i strukturës dhe ngjarjes aksidentale. Në disa raste një strukturë robuste mund të jetë njëkohësisht edhe rezistente. Por ka edhe raste në të cilat struktura është e ndjeshme ndaj dëmtimeve lokale por është rezistente ndaj ngjarjeve aksidentale.

3. METODA E ELEMENTËVE TË APLIKUAR

3.1 Hyrje

Metoda e Elementëve të Aplikuar (MEA) është një metodë relativisht e re e cila ka gjetur përdorim 15-20 vitet e fundit në analizën numerike të strukturave. Zhvillimi i kësaj metode fillimisht lidhet me kërkesën për modelim numerik të strukturave betonarme, të cilat nën veprimin e ngarkesave kalonin në etapën e fillimit të plasaritjeve të betonit. Përdorimi i MEF kërkon artifica të ndërlikuara meqenëse vijueshmëria e elementit të fundëm realizohet në nyjet e elementeve të strukturës. E shprehur ndryshe, fusha e zhvendosjeve të nyjes së përbashkët të disa elementeve është e njëjtë, pra nuk lejon shpëputjen e tyre nga njëri-tjetri.

Me pas, MEA u bë një mjet mjaft efikas për zgjidhjen dhe llogaritjen e strukturave nën veprimin e të gjithë kategorive të ngarkesave, si: ngarkesa sizmike, ngarkesa ekstreme (shpërthimet), goditjet, etj., si dhe atë të deformimeve të mëdha. Me anë të kësaj metode mund të simulohet reagimi i strukturave nga fillimi i ngarkimit të tyre deri në etapën e kolapsit të strukturës.

Prezantimin e parë të kësaj metode e ka dhënë studiuesi i saj Hatem Tagel-Din, sipas të cilit, *“MEA është një metodë e re efektive për analizën jo-lineare, analizën e deformimeve të mëdha, si edhe analizën e kolapsit të strukturave.”*

Përdorimi i termit *“Elementë të Aplikuar”* është bërë për herë të parë nga autorët Kimiro Meguro dhe Hatem Tagel-Din në vitin 2000. [24]

Në Metodën e Elementëve të Aplikuar, struktura modelohet si një bashkësi elementësh të vegjël rigid, me forma gjeometrike të veçanta dhe dimensione të përcaktuara. Këto elementë janë të padeformueshëm, ndërsa bashkësia e tyre formon një trup të deformueshëm. Elementët lidhen me njëri tjetrin me anë të sustave të vendosura në sipërfaqen e kontaktit të tyre, susta të cilat përfaqësojnë karakteristikat fiziko-mekanike të elementit.

Struktura ndahet virtualisht në elementë të aplikuar tre-dimenzional. Për forma të rregullta përdoret kuboidi, ndërsa për forma jo të rregullta përdoret gjashtëfaqëshi me 8-nyje, duke mundësuar në këtë mënyrë modelimin e strukturave komplekse. Vijueshmëria e materialit sigurohet duke lidhur elementët me një seri pikash kontakti. Për rastin e problemit plan, në çdo pikë kontakti vendoset një sustë për transmetimin e forcës normale dhe një për forcën prerëse. Ndërkohë për rastin e problemit hapësinor, vendosen një sustë e forcës normale dhe dy të forcave prerëse, pingul me njëra-tjetrën. Meqenëse kemi të bëjmë me struktura me materiale

të ndryshme, si p.sh. betoni i armuar, ose struktura me muraturë tulle, ose çdo lloj materiali tjetër pa asnjë kufizim, në këtë metodë përdoren tre lloje sustash: *susta e materialit*, *susta e armimit* dhe *susta e kontakti* (lineare/jo-lineare). Sustat e matricës (njohur edhe si susta materiali) përfaqësojnë materialin kryesor të strukturës. Sustat e armimit përdoren në rastin e strukturave b/arme, ku shufrat e armaturës së çelikut modelohen me anë të këtyre sustave. Sustat e kontaktit përdoren për modelimin e efektit të goditjes midis strukturave fqinje apo kontaktit midis elementëve, ku këto susta vendosen në çdo pikë kontakti. Kemi tre lloje kontakti: kontakt qoshe-sipërfaqe, kontakt brinjë-brinjë, dhe kontakt qoshe-tokë.

Përparësia e përdorimit të MEA qëndron pikërisht në përdorimin e sustave për lidhjen e elementëve fqinje. Duke marrë në konsideratë karakteristikat e materialit, llogaritet forca maksimale (kritike) që mund të përballohet nga susta. Në momentin kur arrihet kjo forcë, susta konsiderohet e shkatërruar dhe hiqet, pra nuk merret më në konsideratë në analizën në vazhdim. Nëse në një fazë të caktuar të ngarkimit, të gjitha sustat e një elementi kalojnë në etapën e shkatërrimit, atëherë ky element shkëputet nga struktura.

MEA është e vetmja metodë numerike e cila mund të analizojë me saktësi dhe të evidentojë reagimin e strukturës në tre fazat e ngarkimit të saj: faza elastike-lineare dhe jo-lineare (për deformime të vogla), faza jo-elastike (për deformime të mëdha), faza e kolapsit progresiv.

Në figurën e mëposhtme jepet bllok-skema e analizës numerike me Metodën e Elementëve të Aplikuar. [24]

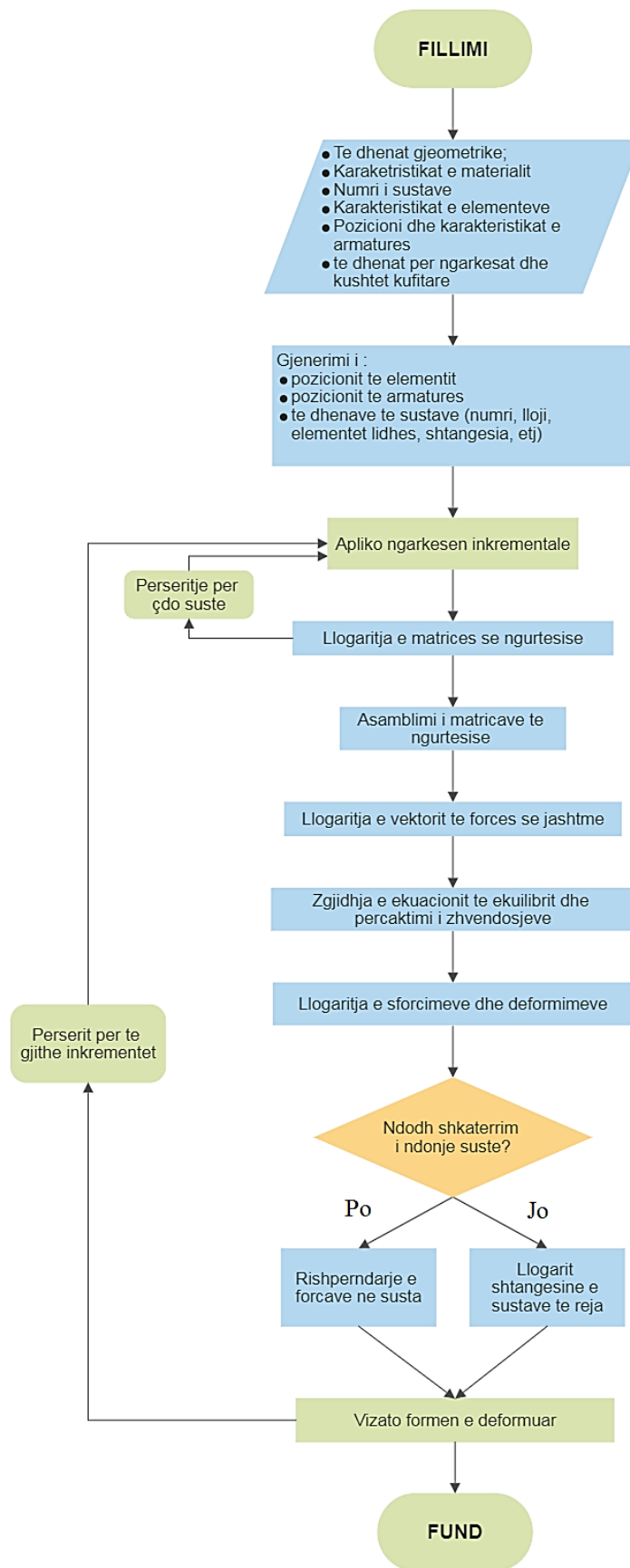


Figura 3.1- Blok-skema e analizës së strukturës me Metodën e Elementëve të Aplikuar

3.2 Shkallët e lirisë

Çdo grup sustash përfaqëson sforcimet dhe deformimet e një vëllimi të caktuar. Çdo element në MEA ka 6 shkallë lirie në rastin e problemit në hapësirë, dhe 3 shkallë lirie në rastin e problemit plan.

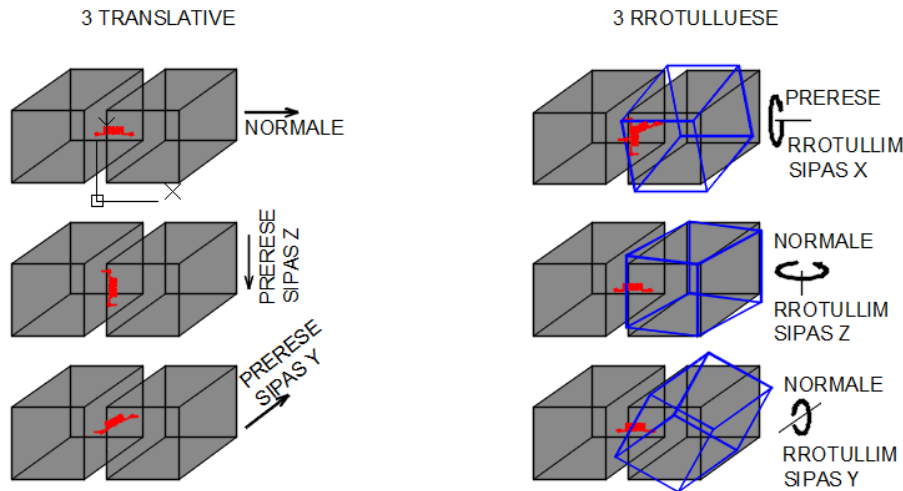


Figura 3.2- Shkallët e lirisë së elementit në hapësirë [25]

3.3 Lidhja e elementëve midis tyre

Për të kuptuar përparësitë që sjell realizimi i lidhjeve të elementëve nëpërmjet sustave, i referohemi vështirësive dhe kufizimeve që ka përdorimi i metodës së elementëve të fundëm në modelimin e plasaritjeve. Në metodën e elementëve të fundëm, duke qenë se elementet fqinjë lidhen midis tyre nëpërmjet nyjeve të përbashkëta, sigurohet vetëm vijueshmëria e fushës së zhvendosjeve në atë nyje të strukturës. Pra, të gjithë elementet që kanë të përbashkët atë nyje rrjedhimisht kanë të njëjtat zhvendosje në atë pikë të strukturës. Në rastin e simulimit të kolapsit progresiv duhet që çdo element të ketë zhvendosje të pavarura, problem ky që studime të ndryshme i kanë dhënë zgjidhje nëpërmjet përdorimit të dy teknikave bashkëlidhur MEF. Në studimet e bëra [26], rekomandohet përafrimi i plasaritjeve nëpërmjet simulimit të tyre brenda elementit të fundëm. Efekti i plasaritjes merret në konsideratë në matricën e ngurtësisë së elementit dhe në modelin e elementit jo-linear në zonat ku supozohet plasaritja.

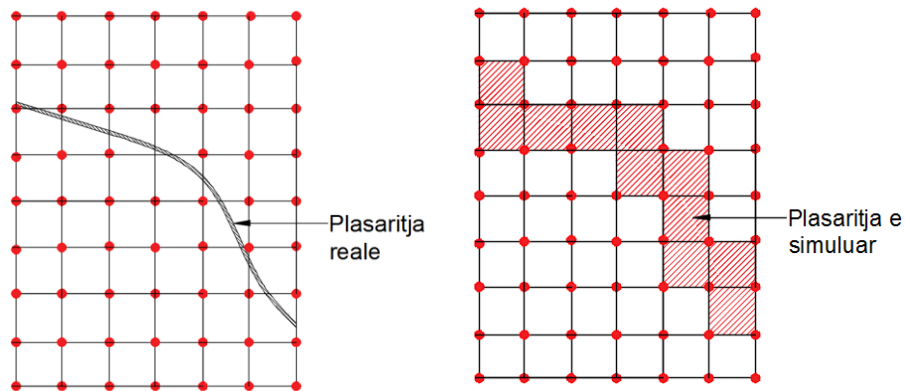


Figura 3.3- Përafrimi i plasaritjeve brenda elementit të fundëm

Sipas kësaj teknike, nuk mund të realizohet vijueshmëria ndërmjet plasaritjeve të çdo elementi të fundëm në të cilën është simuluar plasaritja dhe kjo plasaritje në pika të ndryshme brenda të njëjtit element mund të ketë orientim të ndryshëm nga plasaritja reale. Gjithashtu, elementët nuk janë të shkëputur në vijën e plasaritjes, për shkak se nuk mund të kemi një shkëputje fizike në model.

Një teknikë tjetër e zhvilluar për të zgjidhur këtë problem, është ajo e përafrimit diskret [27], sipas të cilës, pozicioni në të cilin priten të shfaqen plasaritjet në strukturë duhet të përcaktohet më parë se të realizohet analiza. Kjo teknikë kërkon inxhinier me eksperiencë, pasi zgjedhja jo e saktë e pozicionit të plasaritjeve do të prodhonte rezultate jo të sakta. Nga ana tjetër, për të bërë një modelim të tillë të pritshëm mbi pozicionin e plasaritjeve, kërkon të njihet paraprakisht sjellja e strukturës gjatë kolapsit progresiv, e cila në shumicën e rasteve është e pamundur. Përdorimi i sustave për lidhjen e elementëve midis tyre, mundëson lidhjen e pjesshme të tyre (disa susta mund të shkatërrohen, ndërkohe që të tjera mbeten ende aktive).

Pra, nëse modelimi me elementë të fundëm për këtë rast kërkon ndarjen e nyjes lidhëse të elementeve, duke identifikuar këto nyje me emërtime dhe kushte kufitare të ndryshme, përdorimi i MEA nuk vendos kufizime në modelim.

Lidhja e pjesshme e elementëve të fundëm mund të realizohet duke shtuar numrin e nyjeve ose të elementëve në zonën e kontaktit, duke krijuar vështirësi në procesin e diskretizimit të strukturës, si dhe kohëzgjatje në modelim.

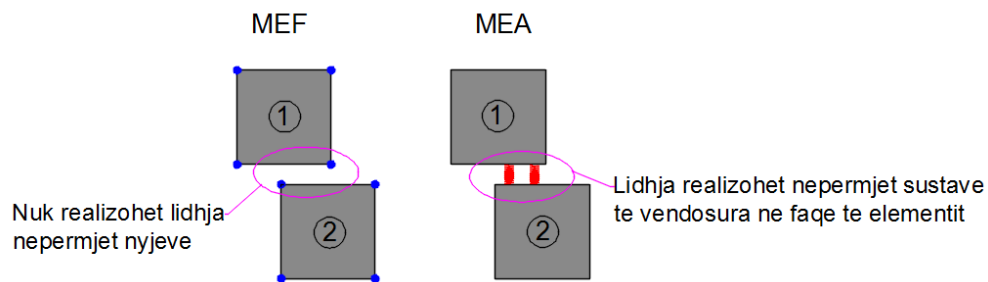


Figura 3.4-Lidhja e (a) elementëve të fundëm, (b) elementëve të aplikuar

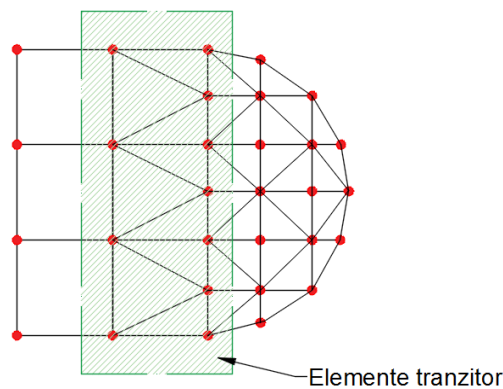


Figura 3.5 -Elementët tranzitor në MEF

Një përparësi tjetër e përdorimit të sistemeve është shmangia e nevojës së përdorimit të elementëve kalimtar për lidhjen e elementëve me përmasa të ndryshme (për forma jo të rregullta), pasi lidhja realizohet nëpërmjet faqeve të elementit dhe jo nyjeve. [28]

3.4 Ndarja e strukturës në elementë të aplikuar

Analiza të ndryshme numerike janë bërë për të përcaktuar numrin e nevojshëm të elementëve të aplikuar (përmasat e elementëve) dhe të çifteve të sistemeve në faqen e çdo elementi. Kështu, është përcaktuar që numri optimal i sistemeve është rreth 10 çifte sustash përgjatë lartësisë së seksionit tërthor. [24] Përdorimi i sa më shumë sisteme jep rezultate më të sakta, por kërkon më shumë kohë përpunimi.

Për zhvendosjet translative, numri i sistemeve të vendosura nuk ndikon në shtangësinë e elementit. Në këtë rast, një sustë mund të përfaqësojë plotësisht zhvendosjen translative të elementit, por jo atë të rrotullimit. Numri i sistemeve të vendosura në një element ka ndikim për zhvendosje rrotulluese, e cila përfaqësohet jo vetëm nga sustat që lidhen me forcën prerëse por edhe ato normale. Për këtë rast, ngurtësia e përgjithësuar e elementit jepet:

$$K = \frac{ETb^2}{4n^3} \sum_{i=1}^n (i-0.5)^2 \quad \text{Ek. (9)}$$

ku, E – moduli i Young, T- trashësia e elementit, b – lartësia e elementit (për rastin në studim është marrë seksion drejtkëndor), 2n – çifti i sustave që lidh dy elemente, i – numri i sustës. Pra, siç shihet nga ekuacioni (Ek.9), shtangësia e elementit në rrotullim varet nga numri i sustave lidhëse midis dy elementëve fqinjë.

Rezultate më të sakta të llogaritura përgjatë një kohe më të arsyeshme (CPU) merren duke rritur numrin e elementëve të aplikuar, por për një numër relativisht me të vogël sustash (% e gabimit midis llogaritjeve teorike dhe asaj praktike ulet në rreth 1% nëse përdorim 10 çifte sustash). Kjo duket qartë edhe në grafikun e mëposhtëm. Ndërkohë që po te rrisim numrin e sustave mbi 10, raporti i gabimit ngelet i njëjtë me atë të përdorimit të 10 çifte sustash, ndërsa koha e llogaritjes pothuajse rritet 2 herë më shumë. Duke ju referuar këtij grafiku, gjithashtu rezultojnë së me rritjen e numrit të elementëve të aplikuar, raporti i gabimit zvogëlohet, ndërkohë që koha e llogaritjes rritet.

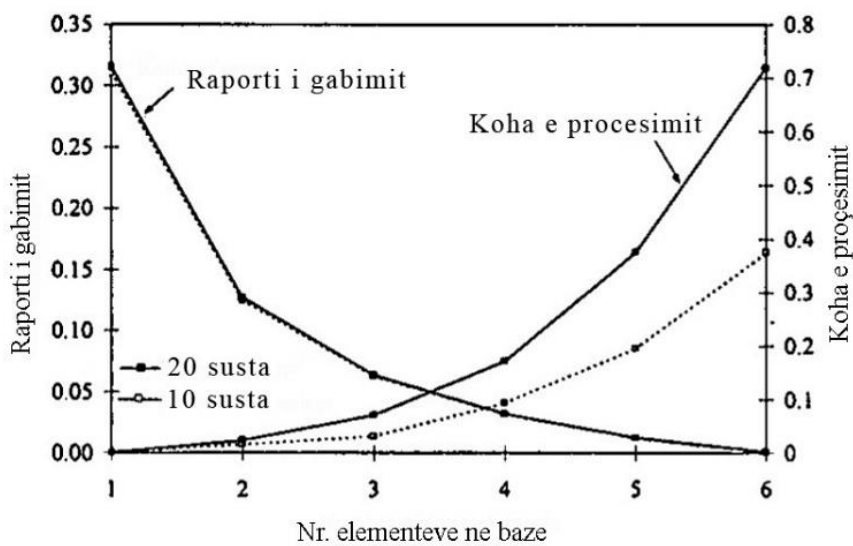


Figura 3.6- Marrëdhënia midis numrit të elementëve të aplikuar dhe raportit të gabimit midis llogaritjeve praktike dhe atyre teorike. [24]

3.5 Matrica e ngurtësisë së sustës

Marrim në studim rastin e një ramë plane prej betoni të armuar, duke e analizuar me metodën e elementëve të aplikuar. Elementet e matricës së ngurtësisë së elementit, përfaqësohen nga

karakteristikat e secilës sustë. Ashtu sikurse u tha më lart, në këtë metodë përdoren tre lloje sustash: materiali, armimi dhe kontakti.

Çdo armaturë hekuri përfaqësohet nga susta korresponduese. Për arsye të kushtit të soliditetit, shkatërtja midis elementëve (shkatërrimi) ndodh fillimisht me shkatërrimin e sustës së betonit, e më pas atë të hekurit. Kështu, deformimi relativ midis hekurit dhe betonit merret në konsideratë automatikisht.

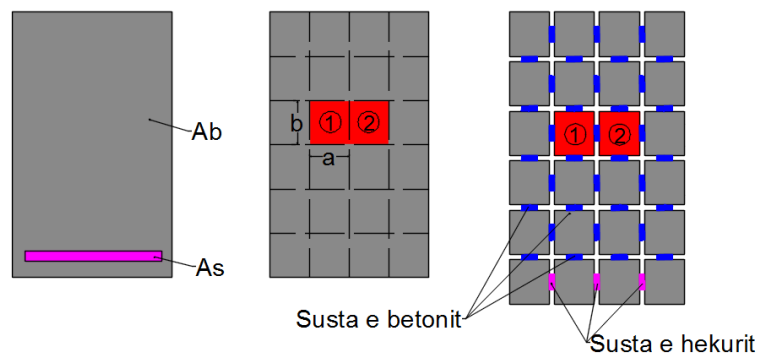


Figura 3.7- Modelimi i sustave për elementin b/a

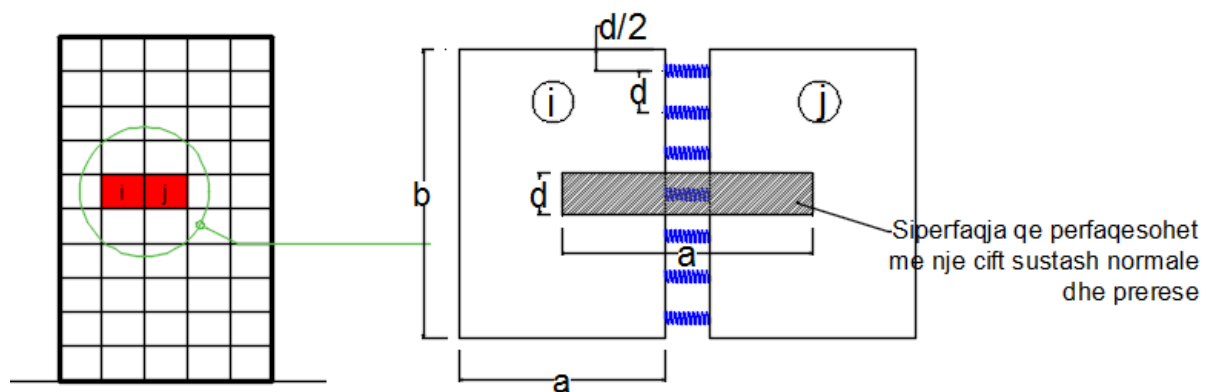


Figura 3.8- Sipërfaqja që përfaqësohet me një çift sustash (normale dhe prerëse)

Në këtë rast ngurtësinë e sustës e përcaktojmë me anë të formulës:

$$K_n = \frac{E \cdot T \cdot d}{a} \quad (\text{forca normale}) \quad \text{Ek. (10)}$$

$$K_s = \frac{G \cdot T \cdot d}{a} \quad (\text{forca prerëse}) \quad \text{Ek. (11)}$$

ku, E dhe G – moduli i elasticitetit dhe moduli i prerjes, T – trashësia e elementit, a- distanca midis elementëve (qendra e masës), d- distanca midis sustave fqinje

Pra, nga sa më sipër, për sipërfaqen ku shtrihet veprimi i sustës mund të shkruhet,

- për betonin: $T \cdot d$

- për armaturën e hekurit: $T \cdot a = A_s$, a - gjatësia e sustës

3.5.1 Përcaktimi i matricës së ngurtësisë së elementit në plan

Në plan çdo element ka 3 shkallë lirie, të përfaqësuara nga zhvendosjet e trupit rigid (elementi i aplikuar). Pavarësisht se çdo element i aplikuar është një trup rigid, sforcimet dhe deformimet mund të llogariten nga deformimet e sustave të vendosura në faqet e çdo elementi.

Marrim në shqyrtim dy elemente fqinjë në plan (fig.3.9) dhe vektorin e zhvendosjeve përkatësisht $\{u_i, v_i, r_i\}$. Supozojmë se elementi “i” dhe “j” janë të lidhura vetëm me një çift sustash normale dhe prerëse (K_n dhe K_s).

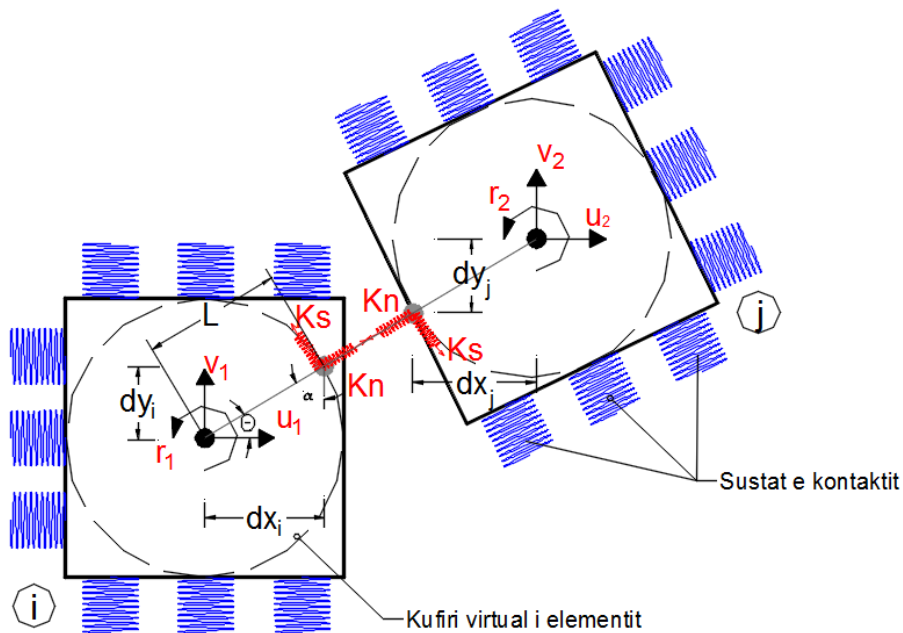


Figura 3.9-Kontakti i elementëve fqinjë në plan

Elementet e matricës së ngurtësisë të cilat i korrespondojnë çdo shkallë lirie, përcaktohen duke supozuar një zhvendosje njësi në drejtimin e marr në studim dhe duke vendosur forcë të jashtme në qendrën e masës të secilit element.

Kontributi i sustës së kontaktit (çiftit të sustave) të treguar në figurën 30, në shkallët e lirisë të elementit të aplikuar mund të shkruhet:

$$\begin{bmatrix} A^2 K_n + B^2 K_s & -K_n AB + K_s AB & LK_s AB - LK_n A\Delta \\ sem & A^2 K_s + B^2 K_n & LK_n \Delta B + LK_s AC \\ sem & sem & L^2 \Delta^2 K_n + L^2 C^2 K_s \end{bmatrix} \quad \text{Ek. (12)}$$

ku, α dhe θ – këndi i pjerrësisë së çiftit të sustave, L – largësia midis pikës së kontaktit dhe qendrës së masës së elementit përkatës. Për thjeshtim janë shënuar: $A = \sin^2(\alpha + \theta)$, $B = \cos^2(\alpha + \theta)$, $C = \sin\alpha$, $\Delta = \cos\alpha$

Koeficientet e ngurtësisë varen nga ngurtësia dhe vendndodhja e sustës. Matrica (Ek.12) është çereku i sipërm i matricës së ngurtësisë së elementit të aplikuar. Matrica e përgjithësuar e ngurtësisë merret duke bere asamblazhin (shumën) e matricave te ngurtësisë së të gjitha çifteve të sustave për secilin element.

3.5.2 Përcaktimi i matricës së ngurtësisë së elementit në hapësirë

Marrim në shqyrtim dy elementë fqinjë në hapësirë, të lidhur vetëm me një set sustash, përkatësisht të përbërë nga një sustë të forcës normale (pingul me sipërfaqen e kontaktit) dhe dy susta të forcave prerëse (tangjent me sipërfaqen e kontaktit), të vendosura në pikën e kontaktit. Meqenëse çdo element ka 6 shkallë lirie, matrica e ngurtësisë të çdo suste jepet me përmasa 12x12. [29]

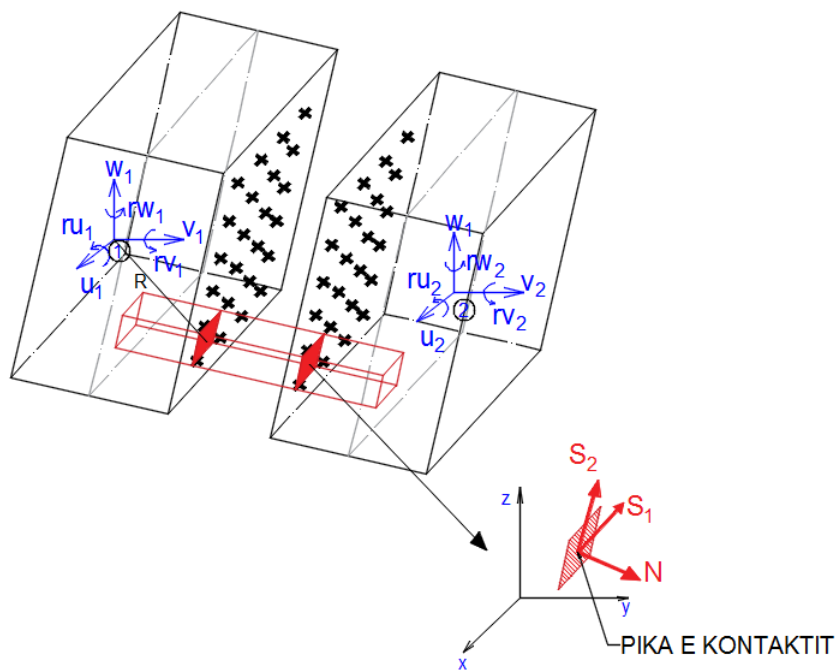


Figura 3.10- Lidhja e elementëve fqinjë në hapësirë

Kontributi i sustës së kontaktit ndërmjet dy elementëve, në shkallët e lirisë të elementit të aplikuar mund të shkruhet:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{16} \\ \vdots & \ddots & \dots & \vdots \\ k_{61} & k_{62} & \dots & k_{66} \end{bmatrix} \quad \text{Ek. (13)}$$

Për komponentët e diagonales shkruajmë:

$$k_{11} = K_n \cdot N_x^2 + K_{1S} \cdot S_{1x}^2 + K_{2S} \cdot S_{2x}^2$$

$$k_{22} = K_n \cdot N_y^2 + K_{1S} \cdot S_{1y}^2 + K_{2S} \cdot S_{2y}^2$$

$$k_{33} = K_n \cdot N_z^2 + K_{1S} \cdot S_{1z}^2 + K_{2S} \cdot S_{2z}^2$$

$$k_{44} = K_n (R_y \cdot N_z - R_z \cdot N_y)^2 + K_{1S} (R_y \cdot S_{1z} - R_z \cdot S_{1y})^2 + K_{2S} (R_y \cdot S_{2z} - R_z \cdot S_{2y})^2$$

$$k_{55} = K_n (R_z \cdot N_x - R_x \cdot N_z)^2 + K_{1S} (R_z \cdot S_{1x} - R_x \cdot S_{1z})^2 + K_{2S} (R_z \cdot S_{2x} - R_x \cdot S_{2z})^2$$

$$k_{66} = K_n (R_x \cdot N_y - R_y \cdot N_x)^2 + K_{1S} (R_x \cdot S_{1y} - R_y \cdot S_{1x})^2 + K_{2S} (R_x \cdot S_{2y} - R_y \cdot S_{2x})^2$$

Për komponentët jo diagonal shkruajmë:

$$k_{12} = N_x \cdot K_n \cdot N_y + S_{1x} \cdot K_{1S} \cdot S_{1y} + S_{2x} \cdot K_{2S} \cdot S_{2y}$$

$$k_{13} = N_x \cdot K_n \cdot N_z + S_{1x} \cdot K_{1S} \cdot S_{1z} + S_{2x} \cdot K_{2S} \cdot S_{2z}$$

$$k_{14} = K_n \cdot N_x (R_y \cdot N_z - R_z \cdot N_y) + K_{1S} \cdot S_{1x} (R_y \cdot S_{1z} - R_z \cdot S_{1y}) + K_{2S} \cdot S_{2x} (R_y \cdot S_{2z} - R_z \cdot S_{2y})$$

$$k_{15} = K_n \cdot N_x (R_z \cdot N_x - R_x \cdot N_z) + K_{1S} \cdot S_{1x} (R_z \cdot S_{1x} - R_x \cdot S_{1z}) + K_{2S} \cdot S_{2x} (R_z \cdot S_{2x} - R_x \cdot S_{2z})$$

$$k_{16} = K_n \cdot N_x (R_x \cdot N_y - R_y \cdot N_x) + K_{1S} \cdot S_{1x} (R_x \cdot S_{1y} - R_y \cdot S_{1x}) + K_{2S} \cdot S_{2x} (R_x \cdot S_{2y} - R_y \cdot S_{2x})$$

$$k_{23} = N_y \cdot K_n \cdot N_z + S_{1y} \cdot K_{1S} \cdot S_{1z} + S_{2y} \cdot K_{2S} \cdot S_{2z}$$

$$k_{24} = K_n \cdot N_y (R_y \cdot N_z - R_z \cdot N_y) + K_{1S} \cdot S_{1y} (R_y \cdot S_{1z} - R_z \cdot S_{1y}) + K_{2S} \cdot S_{2y} (R_y \cdot S_{2z} - R_z \cdot S_{2y})$$

$$k_{25} = K_n \cdot N_y (R_z \cdot N_x - R_x \cdot N_z) + K_{1S} \cdot S_{1y} (R_z \cdot S_{1x} - R_x \cdot S_{1z}) + K_{2S} \cdot S_{2y} (R_z \cdot S_{2x} - R_x \cdot S_{2z})$$

$$k_{26} = K_n \cdot N_y (R_x \cdot N_y - R_y \cdot N_x) + K_{1S} \cdot S_{1y} (R_x \cdot S_{1y} - R_y \cdot S_{1x}) + K_{2S} \cdot S_{2y} (R_x \cdot S_{2y} - R_y \cdot S_{2x})$$

$$k_{34} = K_n \cdot N_z (R_y \cdot N_z - R_z \cdot N_y) + K_{1S} \cdot S_{1z} (R_y \cdot S_{1z} - R_z \cdot S_{1y}) + K_{2S} \cdot S_{2z} (R_y \cdot S_{2z} - R_z \cdot S_{2y})$$

$$k_{35} = K_n \cdot N_z (R_z \cdot N_x - R_x \cdot N_z) + K_{1S} \cdot S_{1z} (R_z \cdot S_{1x} - R_x \cdot S_{1z}) + K_{2S} \cdot S_{2z} (R_z \cdot S_{2x} - R_x \cdot S_{2z})$$

$$k_{36} = K_n \cdot N_z (R_x \cdot N_y - R_y \cdot N_x) + K_{1S} \cdot S_{1z} (R_x \cdot S_{1y} - R_y \cdot S_{1x}) + K_{2S} \cdot S_{2z} (R_x \cdot S_{2y} - R_y \cdot S_{2x})$$

$$k_{45} = K_n \cdot N_z (R_y \cdot N_z - R_z \cdot N_y) (R_z \cdot N_x - R_x \cdot N_z) + K_{1S} \cdot S_{1z} (R_y \cdot S_{1z} - R_z \cdot S_{1y}) (R_z \cdot S_{1x} - R_x \cdot S_{1z}) \\ + K_{2S} \cdot S_{2z} (R_z \cdot S_{2x} - R_x \cdot S_{2z}) (R_y \cdot S_{2z} - R_z \cdot S_{2y})$$

$$k_{46} = K_n (R_y \cdot N_z - R_z \cdot N_y) (R_x \cdot N_y - R_y \cdot N_x) + K_{1S} (R_y \cdot S_{1z} - R_z \cdot S_{1y}) (R_x \cdot S_{1y} - R_y \cdot S_{1x}) + K_{2S} (R_y \cdot S_{2z} \\ - R_z \cdot S_{2y}) (R_x \cdot S_{2y} - R_y \cdot S_{2x})$$

$$k_{56} = K_n (R_z \cdot N_x - R_x \cdot N_z) (R_x \cdot N_y - R_y \cdot N_x) + K_{1S} (R_z \cdot S_{1x} - R_x \cdot S_{1z}) (R_x \cdot S_{1y} - R_y \cdot S_{1x}) + K_{2S} (R_z \cdot S_{2x} \\ - R_x \cdot S_{2z}) (R_x \cdot S_{2y} - R_y \cdot S_{2x})$$

Matrica (5) përfaqëson çerekun e sipërme të matricës së ngurtësisë së elementit të aplikuar. Ndërkohe, matrica e përgjithësuar e ngurtësisë merret duke bere asambrazhin (shumën) e matricave të ngurtësisë të gjitha sustave (set sustash) për secilin element.

3.6 Ekuacionet e ekuilibrit

Ekuacioni i ekuilibrit statik në këtë rast do të shkruhej:

$$[K] \cdot \{\Delta\} = \{f\} \quad \text{Ek. (14)}$$

ku, $[K]$ - matrica e ngurtësisë, $\{\Delta\}$ - vektori i zhvendosjeve, $\{f\}$ - vektori i forcave të jashtme

Për rastin e analizës dinamike, ekuacioni diferencial i zhvendosjes do të shkruhej:

$$[M] \left\{ \ddot{U} \right\} + [C] \left\{ \dot{U} \right\} + [K] \{U\} = \{f\} \quad \text{Ek. (15)}$$

ku, $[M]$ - matrica e masës, $[C]$ - matrica e shuarjes, $\{U\}$ - vektori i zhvendosjeve

Ekuacionet e ekuilibrit janë një sistem ekuacionesh lineare që zgjidhen për çdo hap. Për këtë kërkohet një algoritëm i cili përdor integrimin dinamik hap pas hapi (procedura e integritimit step-by-step e Newmark-Beta). [30], [31]

3.7 Analiza e deformimeve të mëdha me MEA

Për të marr në konsideratë efektin e deformimeve të mëdha (jo-lineariteti gjeometrik dhe i materialit), është e domosdoshme të bëhen disa modifikime në ekuacionin e ekuilibrit statik (Ek.14), përkatësisht [32]:

$$K \cdot \Delta U = \Delta f + R_m + R_G \quad \text{Ek. (16)}$$

ku, K - matrica jo-lineare e ngurtësisë, ΔU - vektori i zhvendosjes inkrementale, Δf - vektori i ngarkesës inkrementale, R_m - vektori i forcave mbetëse (residuale) prej plasaritjeve ose mosvijueshmërisë midis sforcimeve dhe deformimeve të sustave, R_G - vektori i forcave mbetëse (residuale) prej ndryshimeve gjeometrike të strukturës gjatë ngarkimit.

Sipas këtij koncepti, MEA mund të analizojë deformime të mëdha si në rastin e ngarkimit statik ashtu edhe në atë dinamik, duke modifikuar ekuacionin (Ek.15):

$$[M]\{\Delta\ddot{U}\} + [C]\{\Delta\dot{U}\} + [K]\{\Delta U\} = \Delta f + R_m + R_G \quad \text{Ek. (17)}$$

Duke supozuar R_m dhe R_G të barabarta me zero, dhe duke zgjidhur ekuacionin (Ek.17) për të gjetur ΔU , gjeometria e strukturës mund të modifikohet sipas zhvendosjes së llogaritur. Referuar këtij modifikimi dhe pasi bëhet kontrolli i zhvillimit të plasaritjeve, mund të llogariten vlerat e R_m dhe R_G . Duke rillogaritur tashmë zhvendosjen, bëhet e mundur të ndiqen njëkohësisht ndryshimet gjeometrike të strukturës si dhe zhvendosja e trupit rigid gjatë fazës së shkatërrimit. Më poshtë jepen të detajuara hapat që ndiqen për këtë procedurë [33]:

- Zgjidh ekuacionin e mëposhtëm dhe gjej zhvendosjen:

$$[K_m] \cdot \Delta u = \Delta f_s$$

ku, K_m - matrica jo-lineare e ngurtësisë, Δf_s - vektori i ngarkesës statike inkrementale

- Zgjidh vlerën e duhur për kohën inkrementale që do të përdoret në analizën e MEA. Mund të përdoret një kohë inkrementale relativisht e madhe para së te ndodh goditja e elementëve. Megjithatë kjo kohë inkrementale e zgjedhur duhet të plotësojë pranimet e teorisë së deformimeve të vogla.
- Përdor metodën e Newmark-Beta për të zgjidhur ekuacionin (17), në mënyrë që të gjejmë një zhvendosje, përkatësisht:

$$\left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K \right] \Delta u = \Delta f + \left[\frac{1}{\beta \Delta t} M + \frac{\gamma}{\beta} C \right] \dot{u} + \left[\frac{1}{2\beta} M + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \cdot C \right] \ddot{u}$$

- Modifiko gjeometrinë e strukturës bazuar në Δu e llogaritur, duke rishikuar pozicionin dhe orientimin e elementit.
- Rishiko drejtimin e sustave të goditjes që korrespondojnë me gjeometrinë e re të elementi.
- Përcakto koordinatat gjeometrike të çdo elementi.
- Kontrolllo nëse ndodh goditja midis elementëve fqinjë. Nëse po, atëherë ndiq hapat vijues:
 - Duhet të reduktohet vlera e kohës inkrementale të vendosur gjatë procesit të kontaktit, në përputhje me sjelljen e materialit. Duhet të merren në konsideratë një sërë faktorësh për të gjetur vlerën e duhur, ku përfshihen: shpejtësia relative e elementit përpara dhe gjatë kontaktit, energjia që transmetohet gjatë procesit të kontaktit si dhe koha e kontaktit midis elementëve.

- Në çdo pikë kontakti shtohet tre sista, përkatësisht një sustë e forcës normale dhe dy sista të forcave prerëse. Këto sista aktivizohen gjatë momentit të goditjes dhe çaktivizohen kur ndodh shkëputja e elementëve. Në momentin e çaktivizimit të sustave, ato hiqen dhe aplikohet një forcë prerëse dhe tërheqëse residuale (mbetëse) në drejtimin e kundërt.
- Matrica e përgjithësuar e ngurtësisë asamblohet në një formë vektoriale, me elemente të ndryshëm nga zero për gjysmën e matricës fillestare. Ajo modifikohet në mënyrë të tillë që të marrë në konsideratë ndryshimet në kontaktin midis elementëve, shkëputjen dhe kontaktin ekzistues ndërmjet elementëve.
- Kontrollon nëse ka plasaritje dhe përcakto vektorin R_m .
- Përcakto vektorin e forcës F_m të elementit si shumë e të gjithë forcave të aplikuar në sustat që mbështjellin çdo element, duke përfshirë dhe sustat për efektin goditës.
- Llogarit vektorin R_G , për shkak të ndryshimeve gjeometrike, duke përdorur ekuacionin:

$$R_G = f(t) - [M]\ddot{u} + [C]\dot{u} - F_m \quad \text{Ek. (18)}$$

- Llogarit matricën e re të ngurtësisë për konfigurimin e ri të strukturës duke përfshirë plasaritjen dhe rrjedhshmërinë.
- Llogarit zhvendosjen inkrementale duke zgjidhur ekuacionin:

$$[M]\{\Delta\ddot{U}\} + [C]\{\Delta\dot{U}\} + [K_m]\{\Delta U\} = \Delta f(t) + R_G \quad \text{Ek. (19)}$$

- Llogarit sforcimet dhe deformimet inkrementale në çdo element.
- Llogarit $\Delta\ddot{U}$, $\Delta\dot{U}$, \ddot{u} , \dot{u} .
- Apliko kohën inkrementale vijuese dhe ri-përsërit procedurën nisur nga hapi 4.

3.8 Modelet bazë të materialeve

Karakteristikat e betonit dhe hekurit në Metodën e Elementëve të Aplikuar, siç është përmendur më lart, jepet nëpërmjet sustave të matricës (të cilat përfaqësojnë betonin) dhe sustave të armimit (të cilat përfaqësojnë karakteristikat e çelikut). Duke qenë se ky studim analizon vetëm rastin e strukturës prej betoni të armuar, më poshtë janë trajtuar modelet bazë për betonin dhe çelikut.

3.8.1 Betoni

Për modelin e betonit në shtypje (me/pa plasaritje) MEA përdor modelin e Maekawa [34]. Për të përcaktuar grafikun mbështjellës σ - ϵ në shtypje, kërkohen vlerat e modulit të Young-ut, parametri i frakturës (përfaqëson fushën e dëmtimeve të brendshme relative të betonit) dhe sforcimet dhe deformimet plastike (përfaqëson nivelin e deformimeve lineare plastike residuale në shtypje). Ky model elasto-plastik jep në mënyrë të përshtatshme kushtet e ngarkim-shkarkimit dhe të ri-ngarkimit.

Pasi arrihet piku i sforcimeve, shtangësia e sustës supozohet me një vlerë minimale (0.01 e vlerës fillestare) për të shmangur vlerat negative (në këtë mënyrë nuk humbet lidhja midis elementëve). Si rrjedhim, do ketë ndryshim midis sforcimeve llogaritëse dhe atyre që i korrespondojnë sustës.

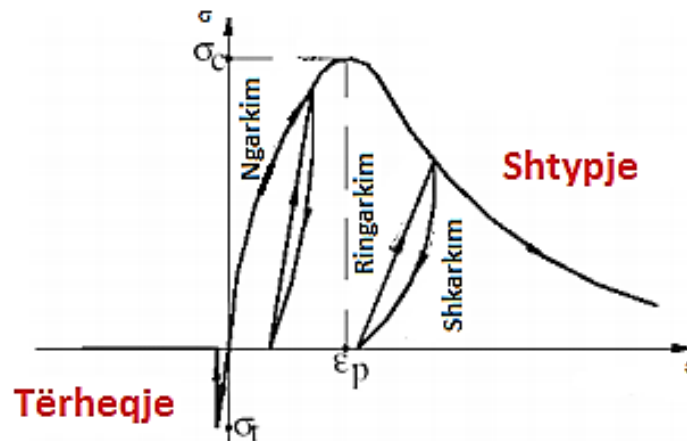


Figura 3.11- Betoni në shtypje aksiale [35]

Për të zgjidhur këtë mospërputhje, në hapin pasardhës, forcat që lidhen me sforcimet residuale aplikohen në drejtim të kundërt.

Për rastin e betonit në tërheqje, shtangësia e sustës ruan marrëdhënien lineare derisa fillon shfaqja e plasaritjeve. Më pas ky sforcim shkon në zero dhe në këtë moment fillon rishpërndarja e sforcimeve si në rastin e shtypjes.

Në rastin kur betoni është nën veprimin e forcave prerëse, marrëdhënia sforcim-deformim mbetet lineare deri në momentin kur fillon shfaqja e plasaritjeve. Me pas këto sforcime zvogëlohen në funksion të koeficientit të fërkimit, si tregohet në figurën 3.12.

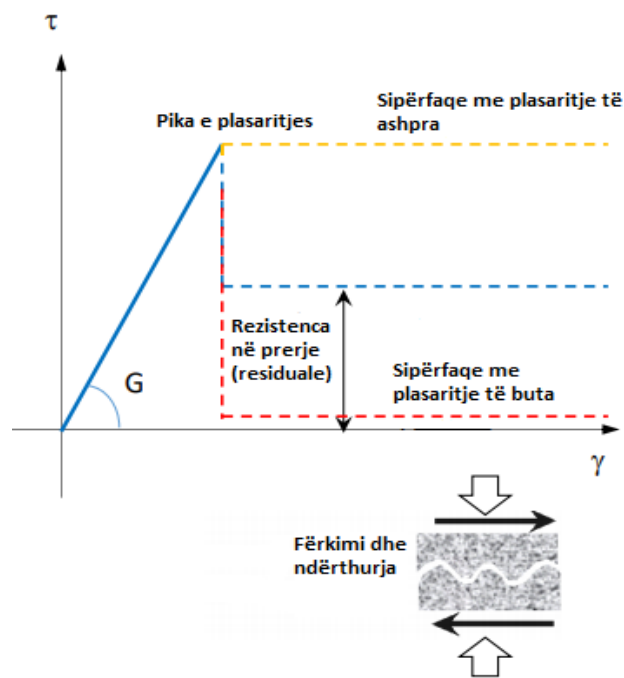


Figura 3.12- Betoni nën veprimin e forcave prerëse [35]

3.8.2 Çeliku

Për armaturën e çelikut përdoret modeli i zhvilluar nga Ristic [36], model në të cilin merret në konsideratë efekti Bauschinger dhe efekti i shkarkimit.

Sforcimet tangenciale llogariten në funksion të zhvillimit të deformimit të sustës duke përfshirë efektin e ngarkim-shkarkimit. Çeliku supozohet të këputet kur arrihet kufiri i rezistencës në tërheqje. Më pas bëhet rishpërndarja e forcave residuale duke aplikuar forca në drejtim të kundërt në hapin pasardhës (inkrementin tjetër).

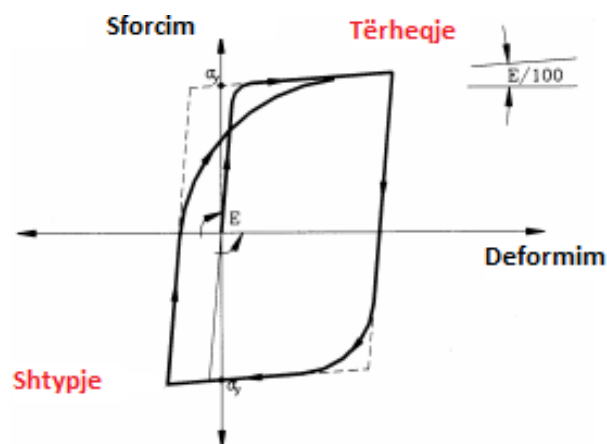


Figura 3.13- Modeli për çelikon [35]

3.8.3 Susta e goditjes

Sjellja e materialit gjatë përplasjes përcaktohet nëpërmjet tre parametrave, përkatësisht:

- Faktori i sforcimeve nga forca normale
- Faktori i sforcimeve nga forca prerëse
- Faktori i sforcimeve nga shkarkimi

Dy faktorët e parë përcaktojnë marrëdhënien force-zhvendosje të sustave gjatë kontaktit, ndërsa faktori i tretë përcakton sasinë e energjisë së shpërndarë gjatë kontaktit.

Kur ndodh përplasia ndërmjet dy elementëve, energjia transmetohet nëpërmjet sustave të kontaktit të elementëve. Këto susta përfaqësojnë sjelljen e materialit. Vala goditëse transmetohet pikërisht nga sustat e forcave normale. Sforcimet që lindin në këto susta nuk duhet të tejkalojnë sforcimet në shtypje të betonit apo të lindin forca tërheqëse të cilat do të shkaktonin shkëputjen e elementëve. [37]

Sforcimet e sustave të forcave prerëse pranojnë 1% e sforcimeve të sustave të forcave normale, pasi forcat prerëse përgjithësisht janë më të vogla se forcat normale. [37]

Energjia e emetuar gjatë përplasjes mund të përcaktohet duke përdorur vlera të ndryshme të sforcimeve gjatë ngarkim-shkarkimit, si tregohet në figurën e mëposhtme.

Nëse shënojmë me “n” raportin ndërmjet sforcimeve në ngarkim-shkarkim dhe “r” raportin ndërmjet shpejtësisë relative të elementit përpara përplasjes dhe pas përplasjes, atëherë shkruajmë:

$$r = \frac{1}{\sqrt{n}}, \quad 0 \leq r \leq 1 \quad \text{Ek. (20)}$$

Për $r=n=1$, energjia shuhet gjatë goditjes dhe shpejtësia para dhe pas goditjes mbetet konstante. Kur $r=0$, atëherë e gjithë energjia kinetike do të shpërndahet gjatë kontaktit të elementëve. Për $n=10$, 90% e energjisë është shuar gjatë përplasjes. [37]

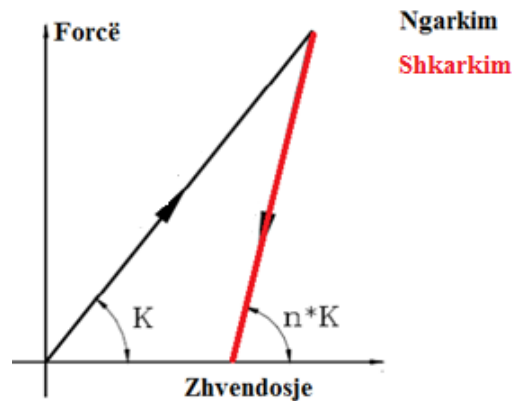


Figura 3.14- Marrëdhënia forcë-zhvendosje për sustën e kontaktit [37]

3.8.4 Plasaritjet e betonit

Modelimi i plasaritjeve diagonale të betonit në metodën e elementëve të aplikuar realizohet duke u bazuar në teorinë e sforcimeve kryesore. Sforcimet kryesore mund të llogariten lehtë duke u nisur nga sforcimet e sustave.

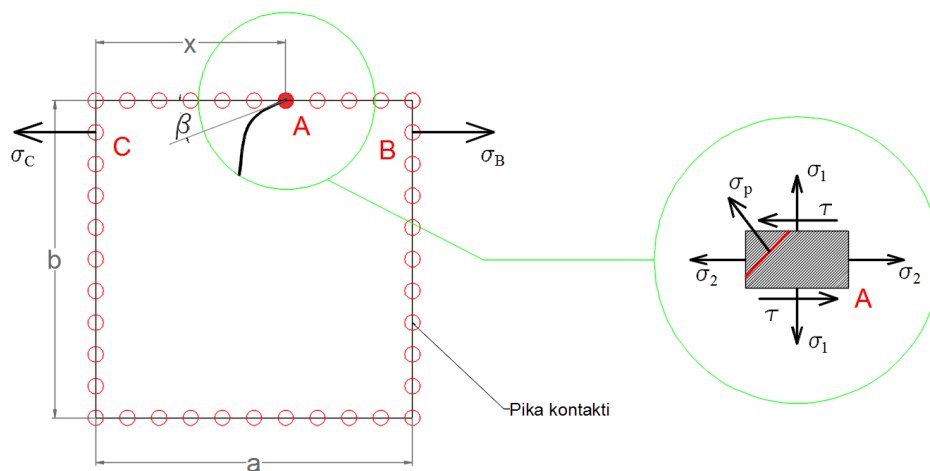


Figura 3.15- Përcaktimi i sforcimeve kryesore [38]

Shënojmë me σ_1 , τ , σ_2 sforcimet që lindin në një pikë A të elementit. Sforcimet σ_1 dhe τ përcaktohen nga sustat e forcave normale dhe prerëse në pikën e kontaktit A. Ndërsa sforcimi σ_2 mund të llogariten nga ekuacioni i mëposhtëm [38]:

$$\sigma_2 = \frac{x}{a} \sigma_B + \frac{(a-x)}{a} \sigma_C \quad \text{Ek. (21)}$$

ku, σ_B dhe σ_C – sforcimet në pikat e kontaktit B dhe C

Sforcimi kryesor mund të përcaktohet nga ekuacioni dhënë më poshtë [38]:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad \text{Ek. (22)}$$

Nëse këto sforcime kryesore rezultojnë më të mëdha se sforcimet e lejuara në tërheqje të betonit, atëherë sustat e forcave normale dhe prerëse rishpërndahen në inkrementin pasardhës duke aplikuar këto forca në kah të kundërt. Forcat normale dhe prerëse transferohen në qendrën e masës së elementit si moment dhe forcë. Për të ndjekur zhvillimin e plasaritjeve duhet të bëhet rishpërndarja e forcave në zonën e plasaritjeve. Për sustat e forcave normale rishpërndahet e gjithë forca për të marr sforcime në tërheqje të barabarta me zero në faqet e plasaritjes. Ndërkohe sustat e forcave prerëse mund të kenë një shtangësi të ndryshme nga zero, për shkak të efektit të fërkimit dhe të lidhjeve të brendshme (ndërthurjes) midis faqeve të plasaritura. Por kjo shtangësi supozohet zero mbas plasaritjes. [38]

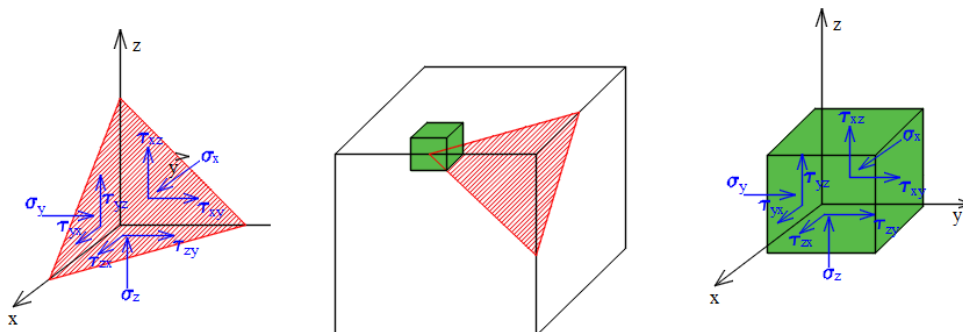
Për sustat e forcave shtypëse, në metodën e elementëve të aplikuar përshtatet metoda e Mohr-Coulomb-it. Kur ndodh plasaritja e elementit nga forca prerëse në zonë e shtypur të seksionit, sforcimet tangenciale merren zero. Këndi i plasaritjes përcaktohet nga shprehja:

$$\tan(2\beta) = \left(\frac{2\tau}{\sigma_1 + \sigma_2}\right) \quad \text{Ek. (23)}$$

Nga kjo shprehje shihet se për $\tau=0$, plasaritja është paralel me anët (faqet) e elementit.

Për të përcaktuar një plasaritje diagonale mund të përdoren dy mënyra:

- 3 Elementi ndahet në dy pjesë me tre shkallë lirie secila, përkatësisht u_1, v_1, r_1 dhe u_2, v_2, r_2 . Susta të reja rishpërndahen në faqet e plasaritjeve të çdo elementi. Më pas bëhet rishpërndarja e sforcimeve në tërheqje në plasin e sforcimeve kryesore dhe në planin në të cilin sforcimet tangenciale janë zero.



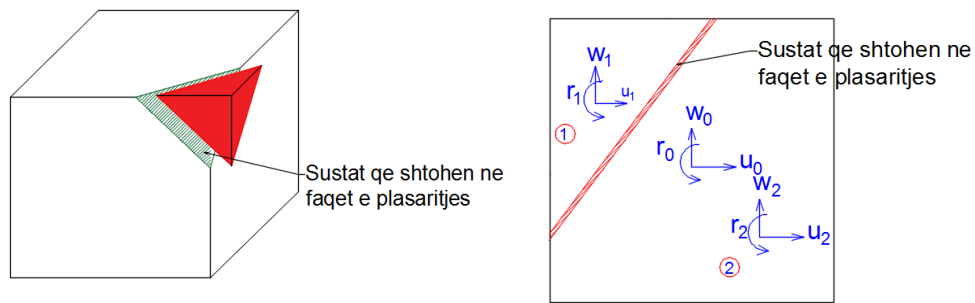


Figura 3.16- Përcaktimi i plasaritjeve sipas mënyrës së ndarjes së elementit në dy pjesë [38]

- 4 Bëhet rishpërndarje e sforcimeve që lindin nga plasaritjet duke bërë zero shtangësinë e sustave të shkatërruara.

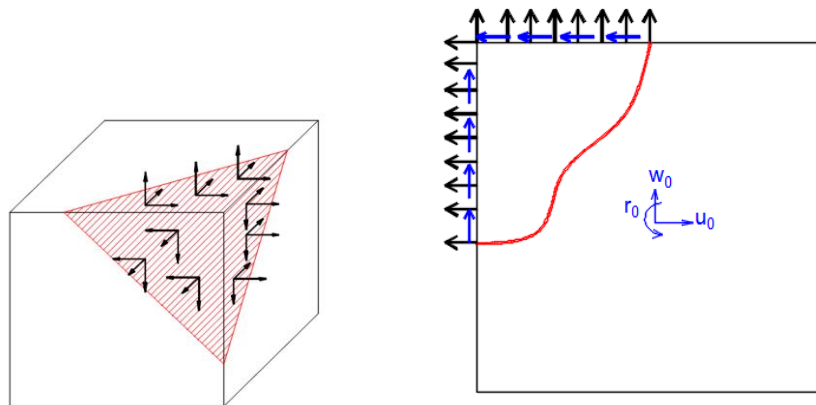


Figura 3.17- Përcaktimi i plasaritjeve sipas mënyrës së rishpërndarjes së sforcimeve [38]

Mënyra e parë jep rezultate më të sakta, por rrit kohën e llogaritjes për arsye se, ndarja e elementëve në zonën e plasaritit shton numrin e matricave të ngurtësisë. Ndërkohë, mënyra e dytë është më e thjeshtë dhe e shpejtë, por jep rezultate të arsyeshme.

3.9 Krahasimi i metodave numerike

Nga studime të mëparshme është provuar se Metoda Elementëve të Aplikuar ka një saktësi të njëjtë me Metodën e Elementëve të Fundëm në modelimin e strukturave lineare me deformime të vogla, por me zhvillimin e teknikës të paraqitur më lart, MEA jep rezultate më të sakta dhe tejkalon aftësitë e MEF për analizën e deformimeve të mëdha dhe ngjarjeve të shembjes (kolapsit) të strukturës. [33] [38] [37] [24] [32]

Më poshtë janë paraqitur të përmbledhura ndryshimet ndërmjet Metodës së Elementëve të Fundëm dhe Metodës së elementëve të aplikuar.

Tabela 3-1– Krahasimi midis MEF dhe MEA

Karakteristikat	MEF	MEA
Diskretizimi i strukturës	Struktura ndahet në elementë të fundëm (një, dy dhe tri-dimensional) të cilët janë elementë të vijueshëm dhe të deformueshëm.	Struktura ndahet në elementë volumorë të padeforueshëm, të cilët lidhen midis tyre me anë të sustave të deformueshme.
Lidhja e elementëve	Lidhja e elementëve realizohet nëpërmjet nyjeve. Për të lidhur elementë të fundëm me intensitet të ndryshëm të nyjeve është e nevojshme përdorimi i elementëve transitor.	Lidhja e këtyre elementeve realizohet nëpërmjet sustave (një të forcës normale dhe dy të forcave prerëse) të vendosura në gjithë faqen e elementit. Për ndarjen e strukturës në elementë të aplikuar nuk nevojiten elementë transitor.
Karakteristikat e materialit	Karakteristikat e materialit përfaqësohen nga karakteristikat e këtyre elementëve të fundëm.	Karakteristikat e materialit përfaqësohen nga karakteristikat e sustave.
Modelimi i elementit strukturor	Shufrat e armimit janë të supozuara dhe llogaritja e tyre behët në mënyre indirekte.	Shufrat e armimi të strukturave b/a përfaqësohen nga susta me vetitë fiziko-mekanike të çelikut. Kjo mundëson llogaritjen e drejtpërdrejtë të sforcimeve dhe deformimeve të këtyre shufrave.
Shkallët e lirisë	Numri i shkallëve të lirisë varet nga lloji i elementit të fundëm të përdorur.	Çdo element ka 6 shkallë lirie.
Matrica e ngurtësisë	Matrica e përgjithësuar e ngurtësisë llogaritet si shumatore e matricave të ngurtësisë të çdo elementi të fundëm.	Matrica e përgjithësuar e ngurtësisë llogaritet si shumatore e matricave të ngurtësisë të gjithë sustave.
Koha e CPU	Krahasimisht e gjatë	Krahasimisht e shkurtër
Modelimi i plasaritjeve	Duhet të paracaktohet pozicioni i plasaritjeve, në mënyrë që të vendoset një çernierë e cila do mundësojë ndarjen e elementëve.	Modelon vetëm plasaritje fizike dhe nuk është e nevojshme të paracaktohet pozicioni i saj. Mund te ndiqet hap pas hapi zhvillimi i plasaritjeve.

Tabela 3-2– Fushat që analizon metoda elementëve të aplikuar [39]

Metoda numerike	Zhvendosje të vogla		Zhvendosje të mëdha		Goditja
	Lineare	Jo-lineare	Ndryshime gjeometrike dhe të materialit	Ndarja e elementëve	Kolapsi progresiv
MEF	E sigurt		E besueshme	Në zhvillim	Nuk e llogarit
MEA	E sigurt		E besueshme		Në zhvillim

4. PJESA APLIKATIVE

4.1 Hyrje

Në këtë studim është marrë në analizë një objekt 6 kat, njohur si “Hotel Gostivari”, ndodhur në lagjen 13, plazh, në qytetin e Durrësit. Sipas dokumentacionit që disponohet, ky objekt është ndërtuar në vitin 2008-2009, me një strukturë ramë b/a, me mur ndarës tulle, me sipërfaqe të katit rreth 160 m².



Figura 4.1- Pamje verilindore e objektit para shembjes (burimi: google street view)

Në datën 21 shtator 2019, në qytetin e Durrësit u regjistrua ngjarja sizmike me magnitudë $M_w=5.6$, me epiqendër 3 km në jugperëndim të Shijakut, me thellësi 20 km. Si pasojë e kësaj ngjarje ky objekt nuk pësojë dëme të elementëve strukturor. Pasgoditjet vazhduan për disa javë, derisa në datën 26 nëntor 2019 u regjistrua goditja kryesore me magnitudë $M_w=6.4$, me epiqendër rreth 15.6 km në jugperëndim të Mamurrasit [40]. Nga kjo ngjarje ky objekt pësoi dëmtime të elementëve mbajtës vertikal, veçanërisht në katin e parë teknik të tij (figura 4.2).

Grupet e inspektimit vlerësuan se këto dëmtime rrezikonin shembjen e objektit dhe për këtë arsye u vendos demolimi i tij me shpërthim të kontrolluar.

Objekti u demolua në datën 03.12.2021 nga xhenierët e Ministrisë së Mbrojtjes në bashkëpunim me Inspektoratin Kombëtar të Mbrojtjes së Territori, dhe për këtë u përdor 2 kg lëndë plasëse e llojit C4, e vendosur në kolonat e katit përdhe dhe të katit të parë, të specifikuara në figurën IV-4. Për të shmangur përhapjen e copëzave të elementëve nga shpërthimi, si dhe

dëmtimin e objekteve fqinje, kolonat e katit përdhe në të cilat u vendos lënda plasëse, u izoluan me thasë me rërë në 1/3-1/2 e lartësisë së tyre.

Pamje e objektit	Identifikimi i dëmeve
	<ul style="list-style-type: none">• Shembje e mureve perimetral në anën juglindore
	<ul style="list-style-type: none">• Thyerje e xhamave të vetratave në katin përdhe dhe katin e parë teknik;• Dëmtim i shtresës mbrojtëse të betonit në kolonat e katit përdhe dhe katit të parë teknik;• Përqendrim i deformimeve inelastike në kolonat e katit të parë teknik;

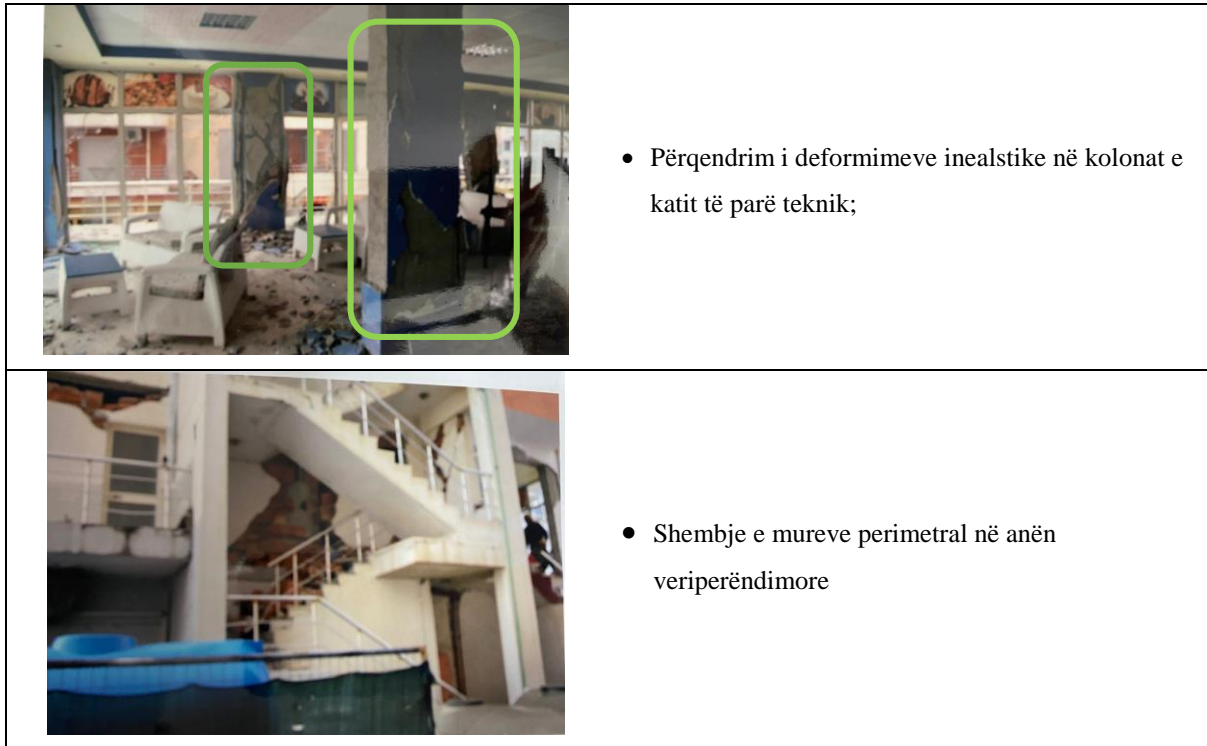


Figura 4.2 – Identifikimi i dëmeve në objekt të shkaktuara nga tërmeti i datës 26 nëntor 2019



Figura 4.3 - Detaje nga procesi i demolimit të strukturave (foto të marra nga xhenierët e Ministrisë së Mbrojtjes)

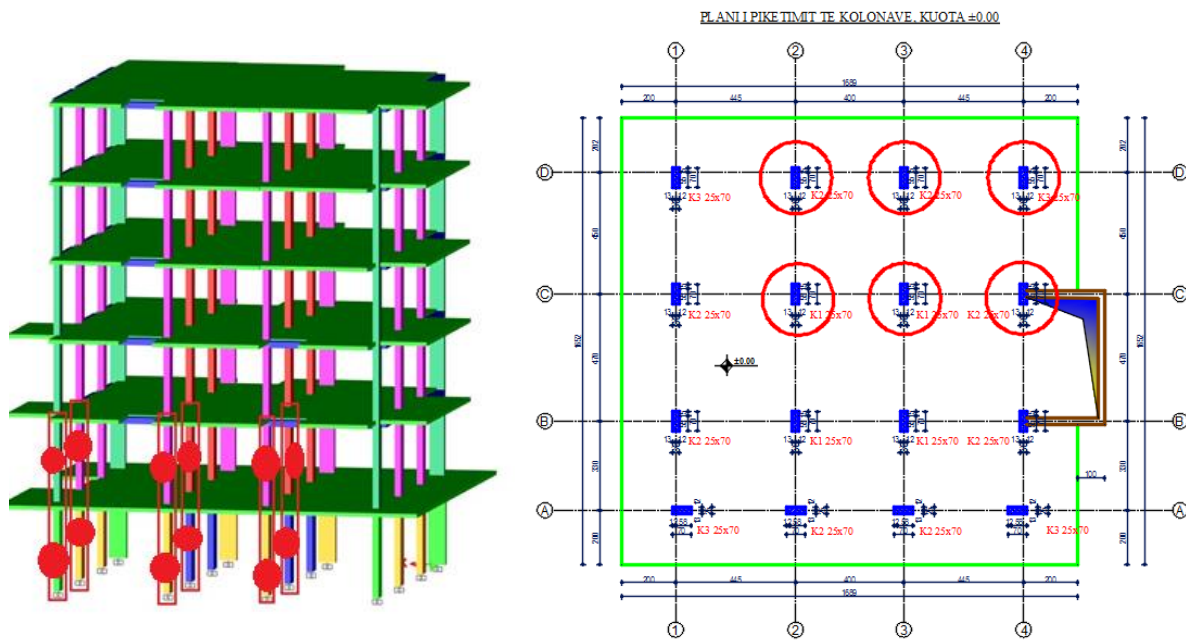


Figura 4.4- Identifikimi i kolonave në të cilat është vendosur lënda plasëse

4.2 Pozicioni gjeografik i objektit

Objekti i marrë në studim është i pozicionuar në rrugën “Pavarësia”, lagja 13, plazh, Durrës.

Koordinatat gjeografike të objektit janë 19.481701; 41.311305 (UTM zone 34N).



Figura 4.5- Pozicioni gjeografik i objektit (pamje ajrore 2015)

4.3 Përshkrimi i strukturës

Përshkrimi i strukturës është bërë duke u bazuar në të dhënat e projektit të zbatimit. Struktura mbajtëse e ndërtesës 6 kate është një sistem ramë betonarme, monolite. Lartësia e katit përdhe dhe e katit të parë është 3.50 m, ndërsa katet e tjera me lartësi 3.15 m. Struktura është e rregullt në plan dhe në lartësi.

Kolonat janë me seksion drejtkëndor, me përmasa 70x25cm deri në kuotën +3.50 (kati përdhe), dhe më tej zvogëlohet seksioni 60x25cm (kati i parë teknik deri në katin e pestë). Trarët janë projektuar të fshehur në soletë, me përmasa (bxh) 50x25cm. Soletat janë projektuar të tipit b/a monolit me traveta, me mbushje me polisterol (b=20cm), me h=25cm. Traveti është me gjerësi 10 cm dhe distancë aksiale 30 cm.

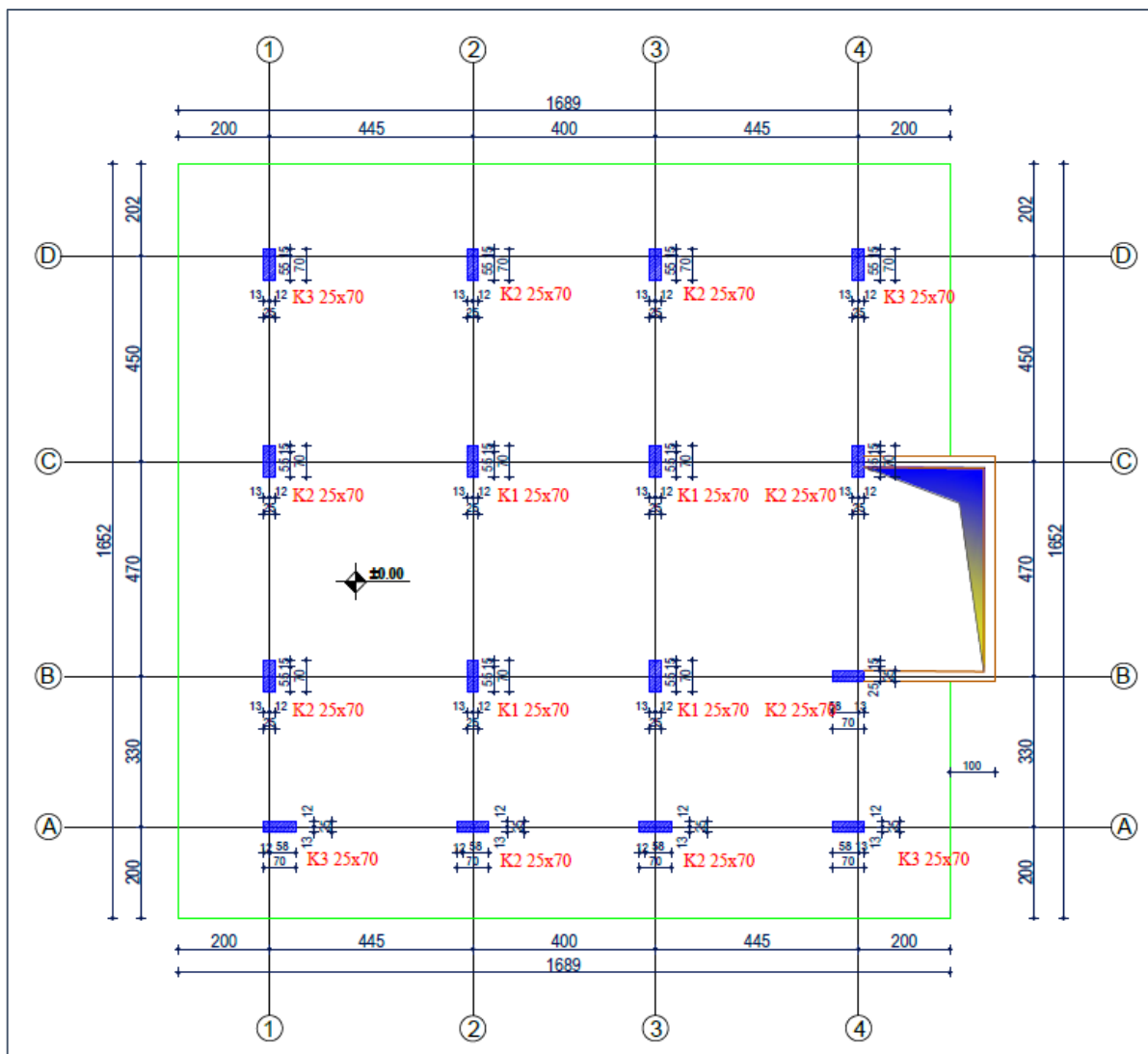


Figura 4.6- Plani i piketimit të kolonave

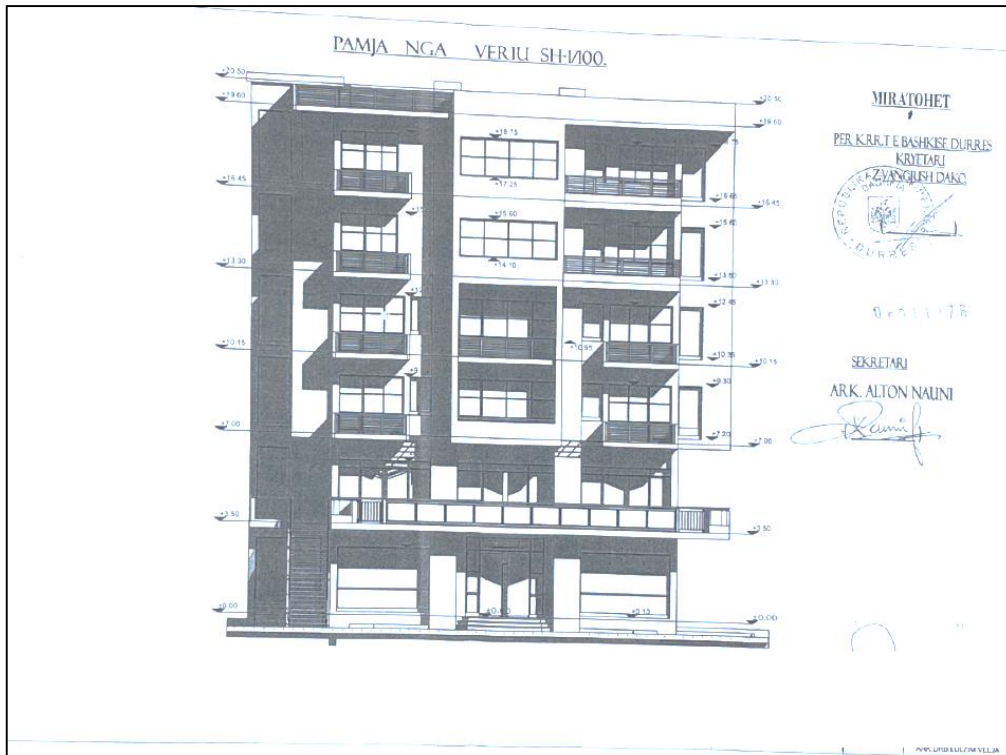


Figura 4.7- Pamje e objektit 6 kate (projekti i zbatimit)

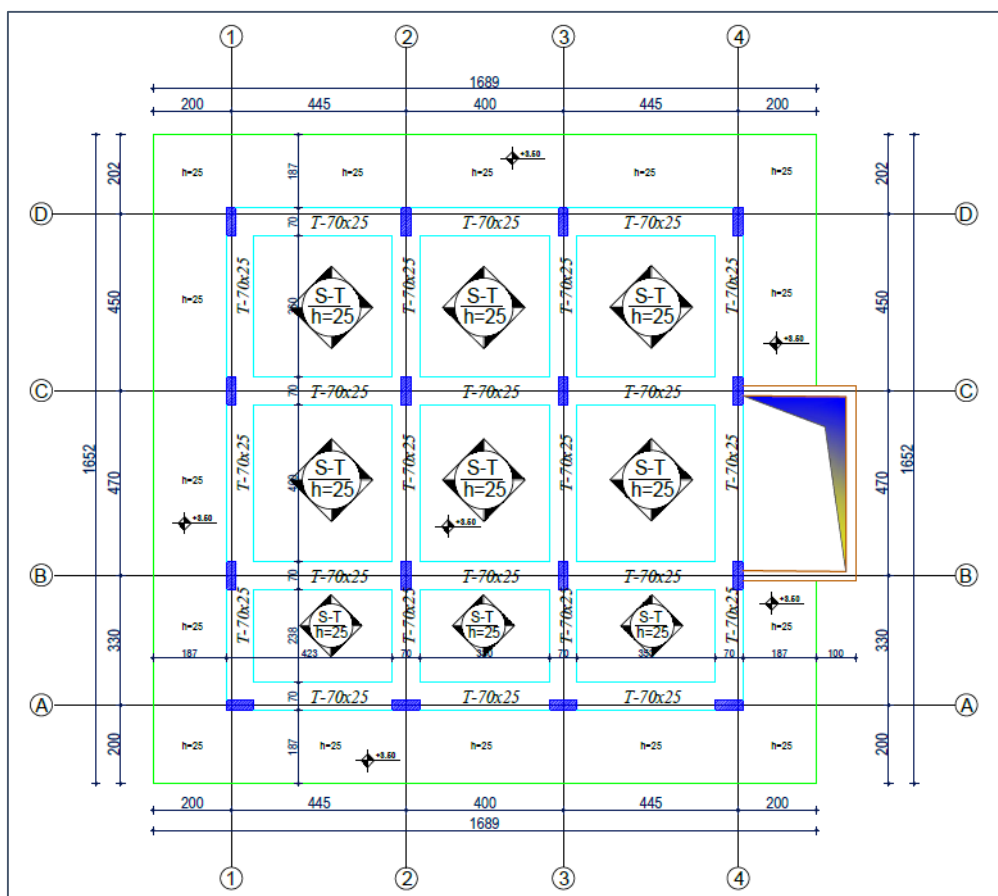


Figura 4.8- Plani i strukturave kuota +3.50m

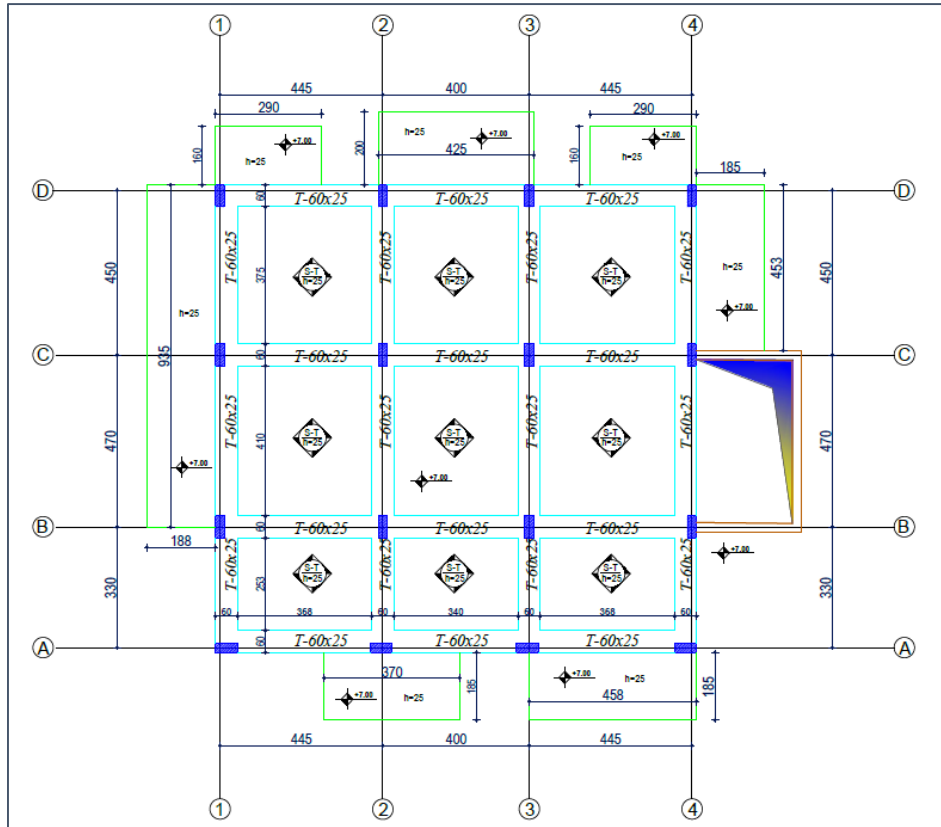


Figura 4.9- Plani i strukturave kuota +7.00 m dhe +10.15 m (projekti i zbatimit)

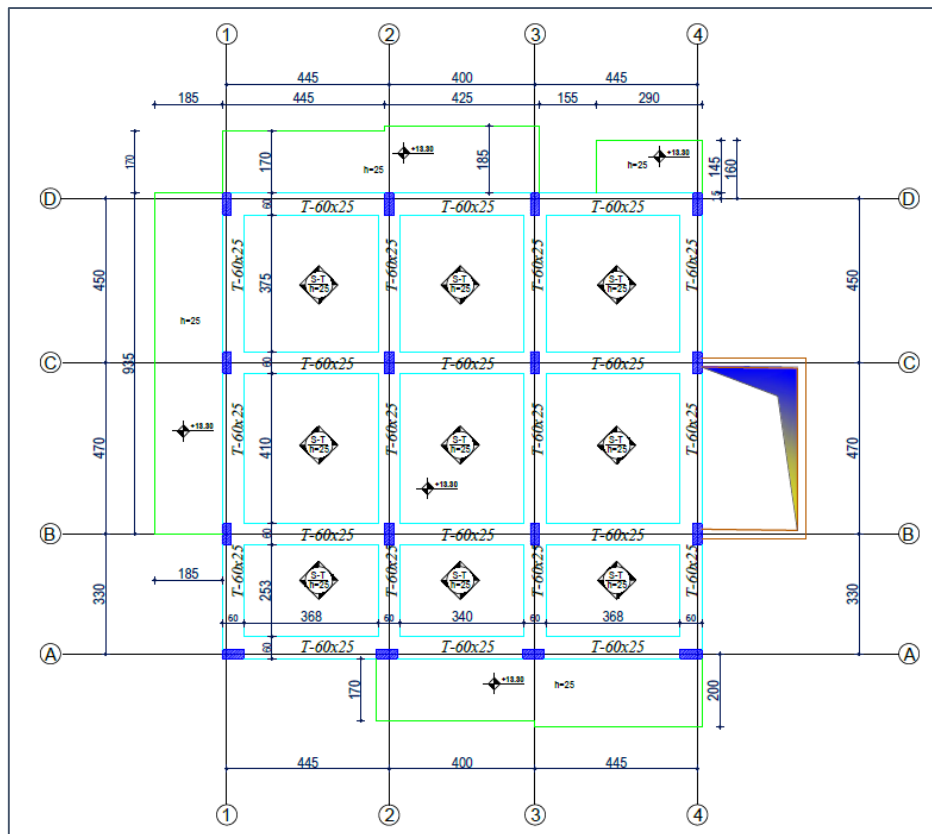


Figura 4.10- Plani i strukturave kuota +13.30 m, +16.45 m dhe +19.60 m (projekti i zbatimit)

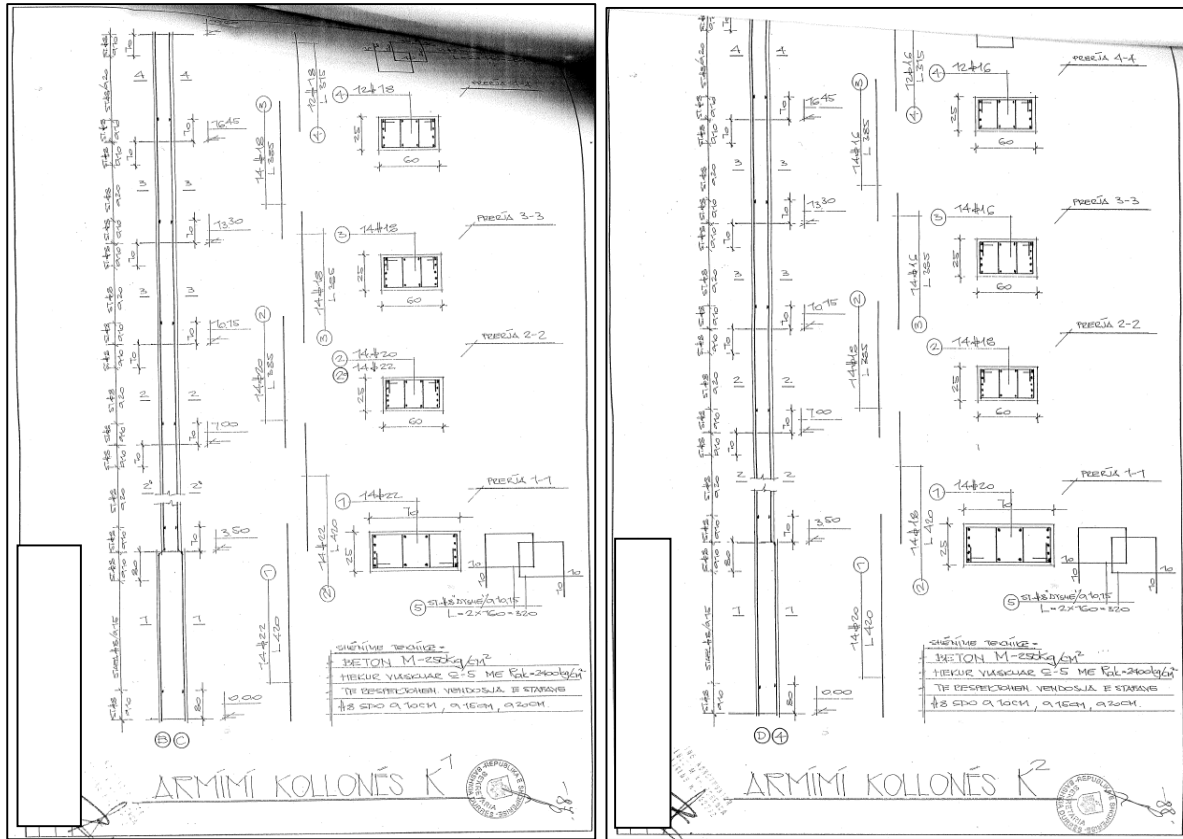


Figura 4.11- Armimi i kolonës tip K-1 dhe K-2

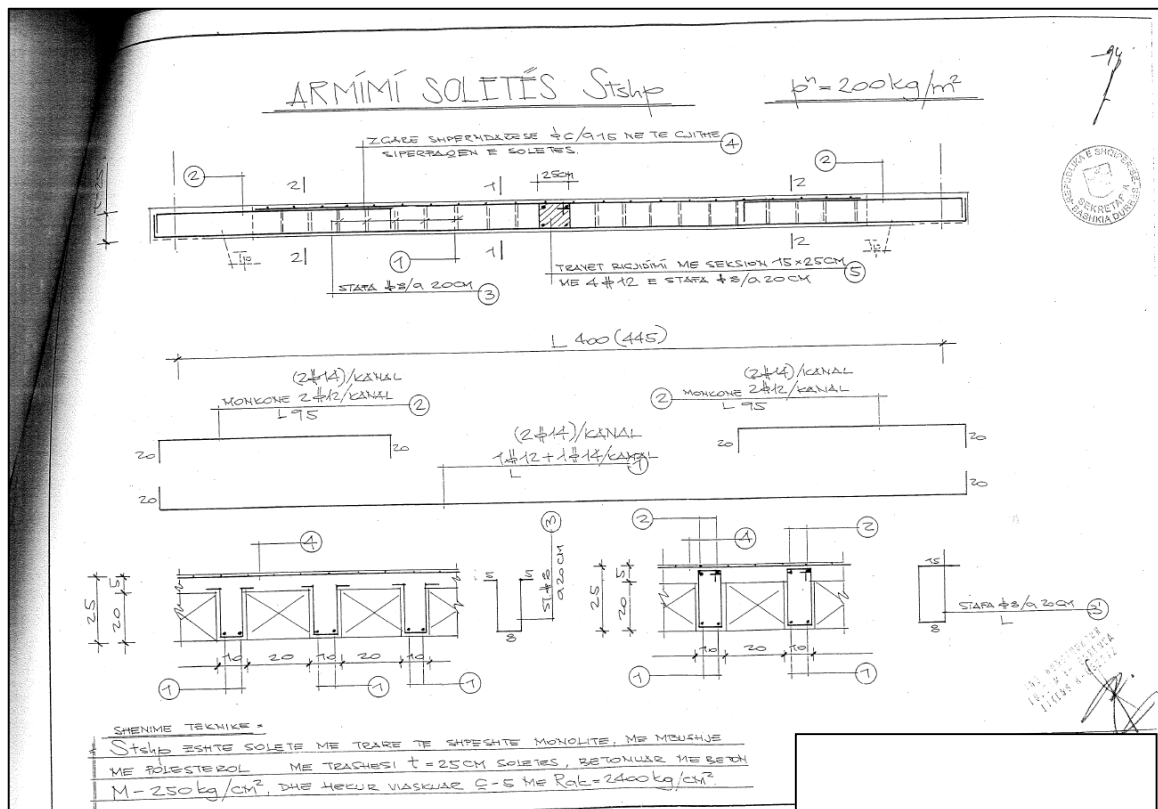


Figura 4.12- Armimi i soletës së ndërkatëve

4.4 Karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve

Karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve të përdorura janë marrë në përputhje me shënimet teknike të projektit të zbatimit. Për elementët konstruktiv kryesor është përdorur beton M-250 (C20/25) dhe çelik Ç-5 ($f_{yk}=2400 \text{ kg/cm}^2$), me karakteristika fiziko-mekanike si më poshtë:

- **Betoni**

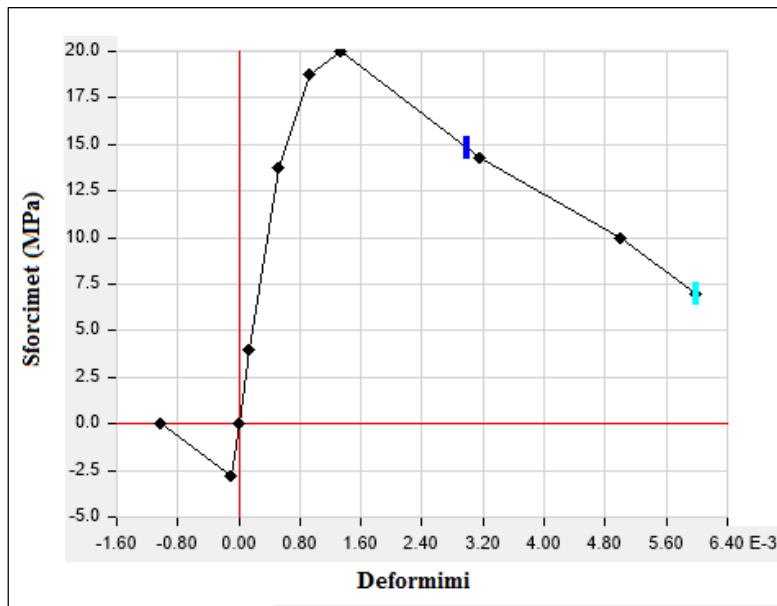


Figura 4.13- Marrëdhënia sforcim-deformim për beton C20/25

Tabela 4-1 Karakteristikat fiziko-mekanike të betonit

Klasa e rezistencës së betonit	C 20/25
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 25 \text{ MPa (fck,cube)}$
Rezistenca Mesatare në Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare në Tërheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 2.2 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike në Tërheqje	$f_{ctk}(5\%) = 1.5 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike në Tërheqje	$f_{ctk}(95\%) = 2.9 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit të Betonit	$E_{cm}=30\text{GPa}$
Koeficientet e Sigurisë Parciale të Betonit	$\gamma_c = 1,5 \quad \alpha = 1$
Koeficienti i Poisson-it	$\nu = 0.20$

• **Çelik Ç-5**

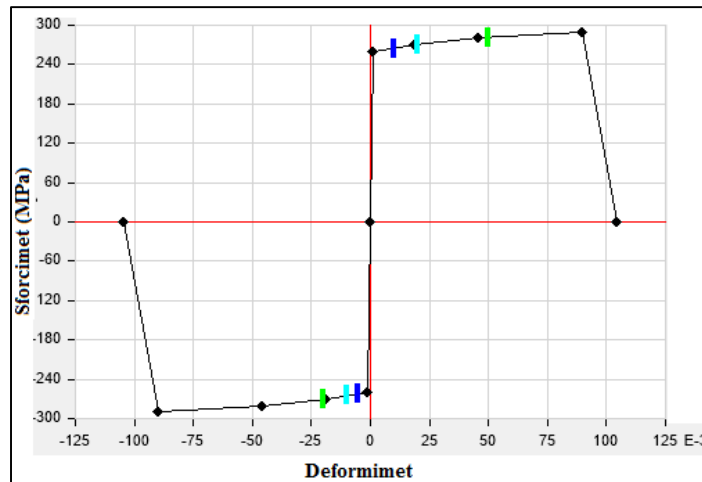


Figura 4.14- Marrëdhënia sforcim-deformim për çelik Ç-5

Tabela 4-2 Karakteristikat fiziko-mekanike të çelikut

Klasa e çelikut	Ç-5
Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmërisë	$f_{yk} = 250$ MPa
Rezistenca Karakteristike e Shkatërrimit	$f_{tk} = 290$ MPa
Moduli i Elasticitetit	$E_s = 210$ GPa
Koeficienti i Sigurisë Parciale të Çelikut	$\gamma_s = 1,15$
Rezistenca Llogaritëse e Çelikut	$F_{yd} = 215$ MPa
Rezistenca Llogaritëse e Çelikut në Prerje	$F_{ywd} = 140$ MPa
Koeficienti i Poissonit	$\nu = 0.30$

4.5 Ngarkesat

Mbi strukturë janë aplikuar ngarkesa statike dhe dinamike sipas kushtit teknik të projektimit KTP 6-78 dhe KTP 2-89. Është aplikuar ngarkesa e përhershme dhe e përkohshme, njëtrajtësisht e shpërndarë mbi soletë, si dhe ngarkesa e mureve mbi trarë, përkatësisht:

- *Ngarkesa e përhershme:* pesha vetjake e elementëve, e cila është llogaritur automatikisht nga programi (multiplier 1) dhe ngarkesa e aplikuar në trarë është pranuar uniforme 8 kN/ml, duke marrë në konsideratë edhe ngarkesën e mureve ndarës.
- *Ngarkesa e përkohshme:* 2 kN/m² (multiplier 1.4)
- *Ngarkesa sizmike:* Kjo ngarkesë është konsideruar sipas akselerogramave të regjistruara në stacionin e Durrësit, për t=15 sek (Time History)

Kombinimi i ngarkesave është bërë sipas përcaktimeve të KTP 2-89.

• **Tërmeti i 26 nëntor 2019, Durrës**

Në datën 21 shtator 2019, në qytetin e Durrësit u regjistrua ngjarja sizmike me magnitudë $M_w=5.6$, me epiqendër 3 km në jugperëndim të Shijakut, me thellësi 20 km. Pas goditjet vazhduan për disa javë, derisa në datën 26 nëntor 2019 u regjistrua goditja kryesore me magnitudë $M_w=6.4$, me epiqendër rreth 15.6 km në jugperëndim të Mamurrasit [40].

Referuar të dhënave të marra nga Programi i Rreziqeve nga Tërmeti (Earthquake Hazards Program) USGS, tërmeti i 26 nëntorit 2019 ka ndodhur si pasojë e shtytjes së pllakës afrikane dhe euro-aziatike në kufirin konvergjent. Parametrat e kësaj ngjarje sizmike jepen si më poshtë:

Ora:	3.54 CET
Vendi:	15.6 km JP të Mamurras dhe 22 km JP të Durrës
Thellësia:	22.0 km
Magnituda (ML/ M_w):	6.3/6.4

Bazuar në hartën e mikrozonimit (MSK-64), intensiteti sizmik në zonën e Durrësit është IX, ndaj koeficienti i sizmicitetit merr vlerën 0.42g, për truall të kategorisë së III.

Në figurën e mëposhtme paraqiten spektrat elastik sipas EC-8 dhe KTP 2-89, si dhe spektrat real sipas dy drejtimeve kryesore L-P dhe V-J të regjistruar nga IGJEUM në stacionin e Durrësit.

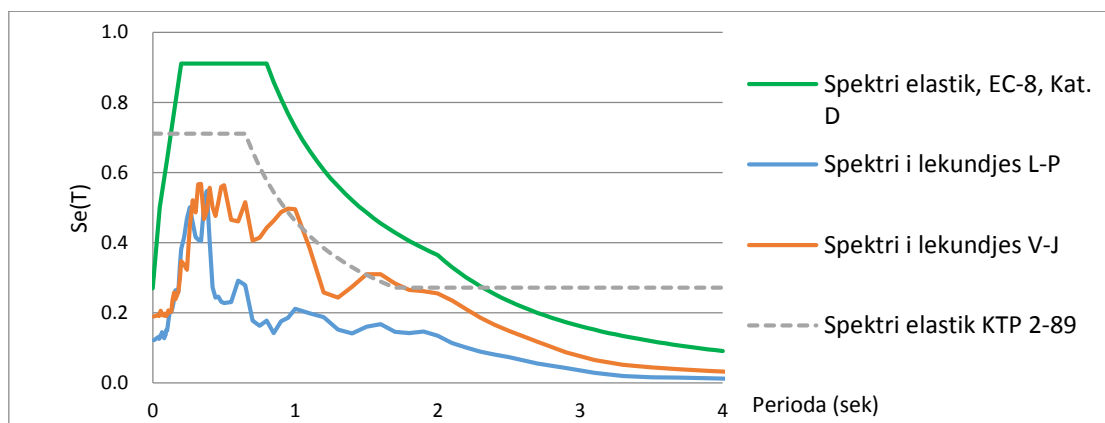


Figura 4.15- Spektrat llogaritës elastik sipas EC-8, KTP 2-89 dhe spektrat e lëkundjes të regjistruara për dy drejtimet në stacionin e Durrës-it

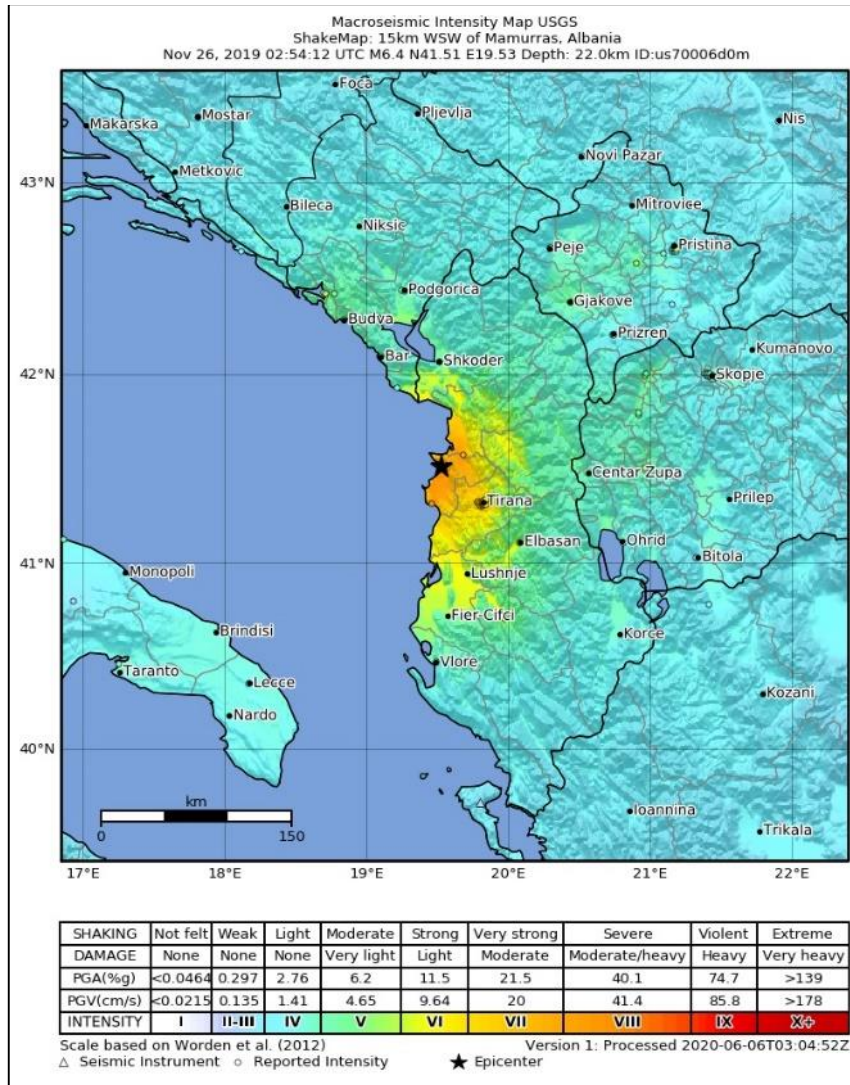
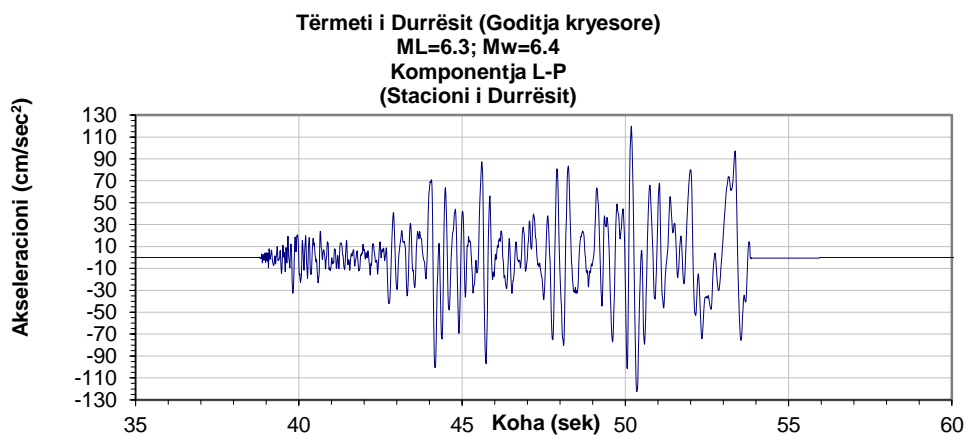


Figura 4.16-- Harta makrosizmike [40]

Sikurse vërehet nga figura 4.15, spektrat real janë brenda spektrit elastik të Eurocode dhe pothuajse brenda atij të KTP-së. Në disa pika të veçanta spektri sipas drejtimit V-J e tejkalon atë të KTP-së.



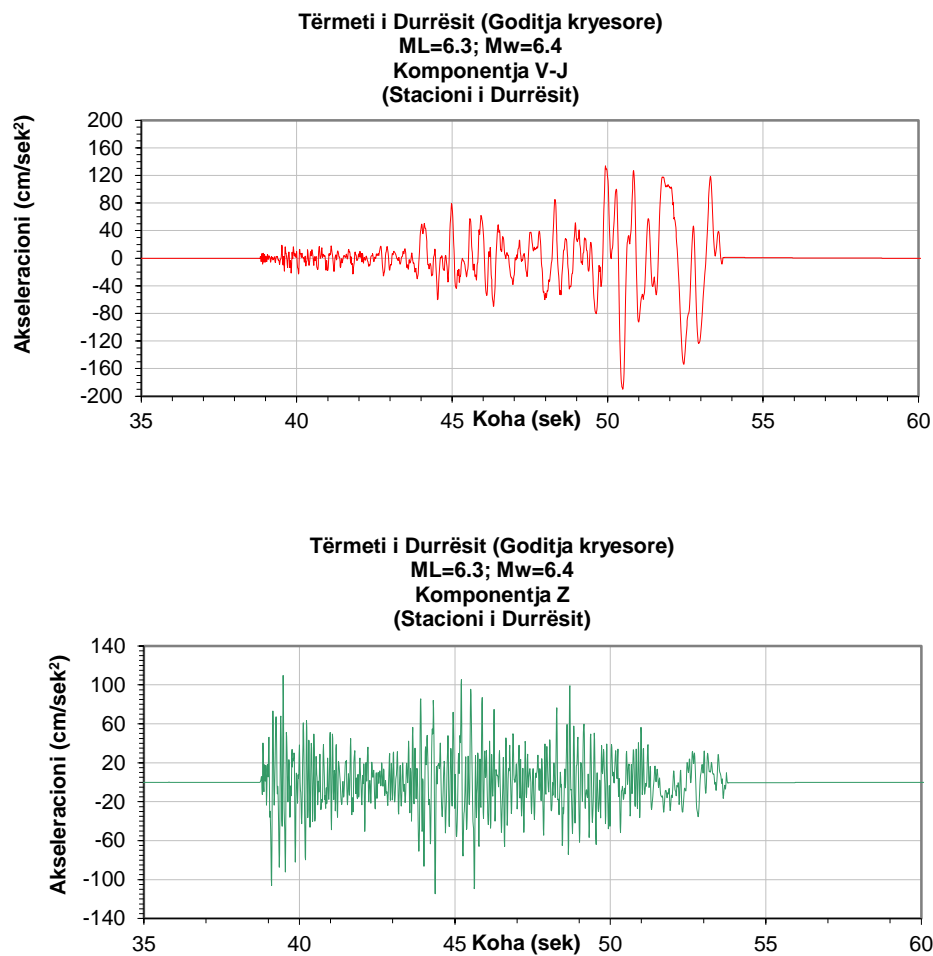


Figura 4.17- Akselerogramat e tërmetit të 26 nëntor 2019, Durrës [41]

5. MODELIMI DHE ANALIZA

5.1 Hyrje

Në këtë kapitull shtjellohen hapat e ndjekur për modelimin e strukturës, si dhe analiza e përdorur për simulimin e dy ngjarjeve kryesore, përkatësisht:

- Në ngjarjen e parë (ngjarja 1) është analizuar struktura vetëm në kushtet e demolimit sipas skemës reale të shembjes me shpërthim të kontrolluar, në të dy programet llogaritëse (ETABS dhe ELS). Kjo ngjarje simulohet për qëllim krahasimi të dy metodave numerike;
- Në ngjarjen e dytë (ngjarja 2) është simuluar struktura sipas parametrave dhe kushteve reale, në programin ELS. Në këtë rast demolimi është kryer duke ruajtur deformimet mbetëse të strukturës të zhvilluara nga tërmeti. Qëllimi i simulimit të kësaj ngjarje është vlerësimi i Metodës së Elementëve të Aplikuar, dhe rrjedhimisht i programit ELS, për të prodhuar rezultate të besueshme dhe të shpejta të analizave më komplekse;

Për llogaritjen e strukturës në të dy ngjarjet është përdorur analiza dinamike jo-lineare (“Time History Analysis”). Për zgjidhjen e ekuacionit diferencial të lëvizjes, në konceptin matematikor, është përdorur metoda e integritit hap-pas-hapi e Beta-Newmark.

5.2 Modelimi me Metodën e Elementëve të Fundëm

Modeli gjeometrik i strukturës është realizuar në programin ETABS Ultimate 19.0.1 sipas detajeve të dhëna në projektin e zbatimit. Në model nuk është marrë në konsideratë kafazi i shkallëve, i cili është ndërtuar me mur tulle jo-mbajtës.

Struktura është modeluar si ramë hapësinore betonarme, me soleta të tipit “shell-thin”. Elementët strukturorë janë diskretizuar në elementë të fundëm, vijueshmëria e të cilave sigurohet nëpërmjet lidhjes me nyje fizike dhe virtuale. Struktura është diskretizuar në 1’715 nyje, 811 elementë të tipit linear (frame) dhe 1’387 elemente të tipit sipërfaqësor (shell). Ky model zë në memorien e kompjuterit rreth 121MB. Lidhja e strukturës me tokën është pranuar si inkastrim ideal. Ndërsa nyjeve i janë kufizuar të 6 shkallët e lirisë (U_x , U_y , U_z , R_x , R_y , R_z).

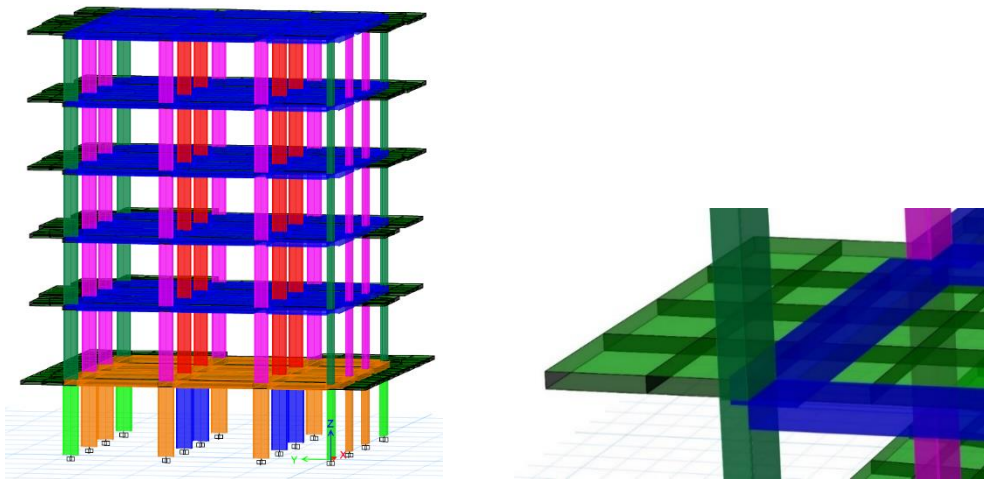


Figura 5.1- Modeli 6 kate, ramë b/a, ETABS

5.3 Përshkrimi i analizës së demolimit me MEF (Ngjarja 1)

Analiza e përdorur për llogaritjen e strukturës është dinamike jo-lineare (“Time-History”). Për zgjidhjen e ekuacionit diferencial të lëvizjes, në konceptin matematikor është përdorur metoda e integritit direkt të Newmark.

Simulimi i shpërthimit të kontrolluar ka zgjatur 5 sek në total, ku rritja e ngarkesës kritike nga 0 deri në 100% bëhet për 1 sek, dhe 4 sek e tjera janë lënë për stabilizimin e forcave inerciale dhe të zhvendosjeve (figura 5.3). Plasaritjet e objektit janë marrë parasysh nëpërmjet reduktimit të shtangësisë së elementëve të dëmtuar pas tërmetit. Simulimi i shpërthimit është aplikuar nëpërmjet përdorimit të çernierave aksiale me kapacitet të paracaktuar. Ky kapacitet është zgjedhur të ketë një vlerë rreth 5 kN më të lartë se ngarkesa aksiale e marrë nga rezultatet e analizës sizmike.

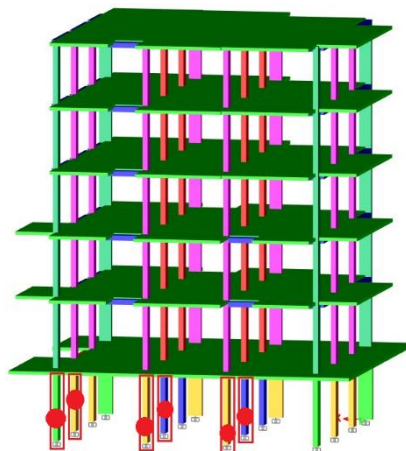


Figura 5.2- Identifikimi i kolonave të demoluara

Për të realizuar heqjen e 6 kolonave të katit përdhe, përkatësisht sipas vendosjes së lëndës plasëse, me emërtim sipas akseve C-4, D-4, C-3, D-3, C-2, D-2, janë aplikuar ngarkesa me amplitudë 15 kN në nyjen e sipërme të çdo kolone.

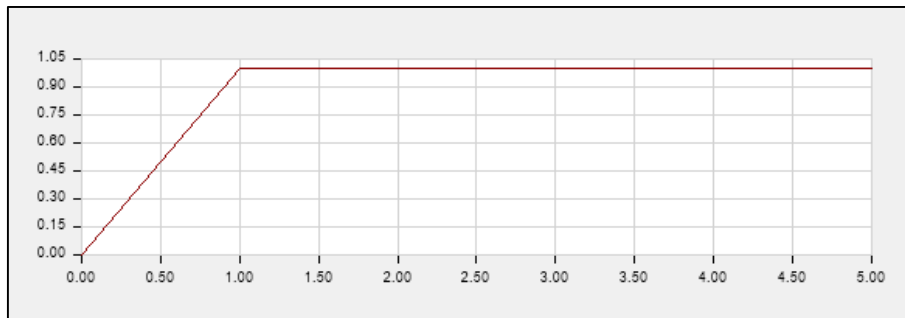


Figura 5.3- Grafiku i funksionit të ngarkesës kritike për çernierën aksiale

Në figurën e mëposhtme paraqitet bllok skema e aplikuar për simulimin e shpërthimit të kontrolluar nëpërmjet heqjes së elementit vertikal. Duke përdorur këtë metodë kolonat humbin plotësisht kapacitetin mbajtës në forcë aksiale, duke mundësuar zhvillimin e mekanizimit të pas-shpërthimit ku bëhet rishpërndarja e ngarkesave nga kolonat e dëmtuara drejt kolonave të tjera. Kjo sjell një rritje të menjëhershme të momenteve në trarë dhe kolona. Kjo rritje e momenteve dhe forcave aksiale jep mekanizmin e kolapsit të strukturës.

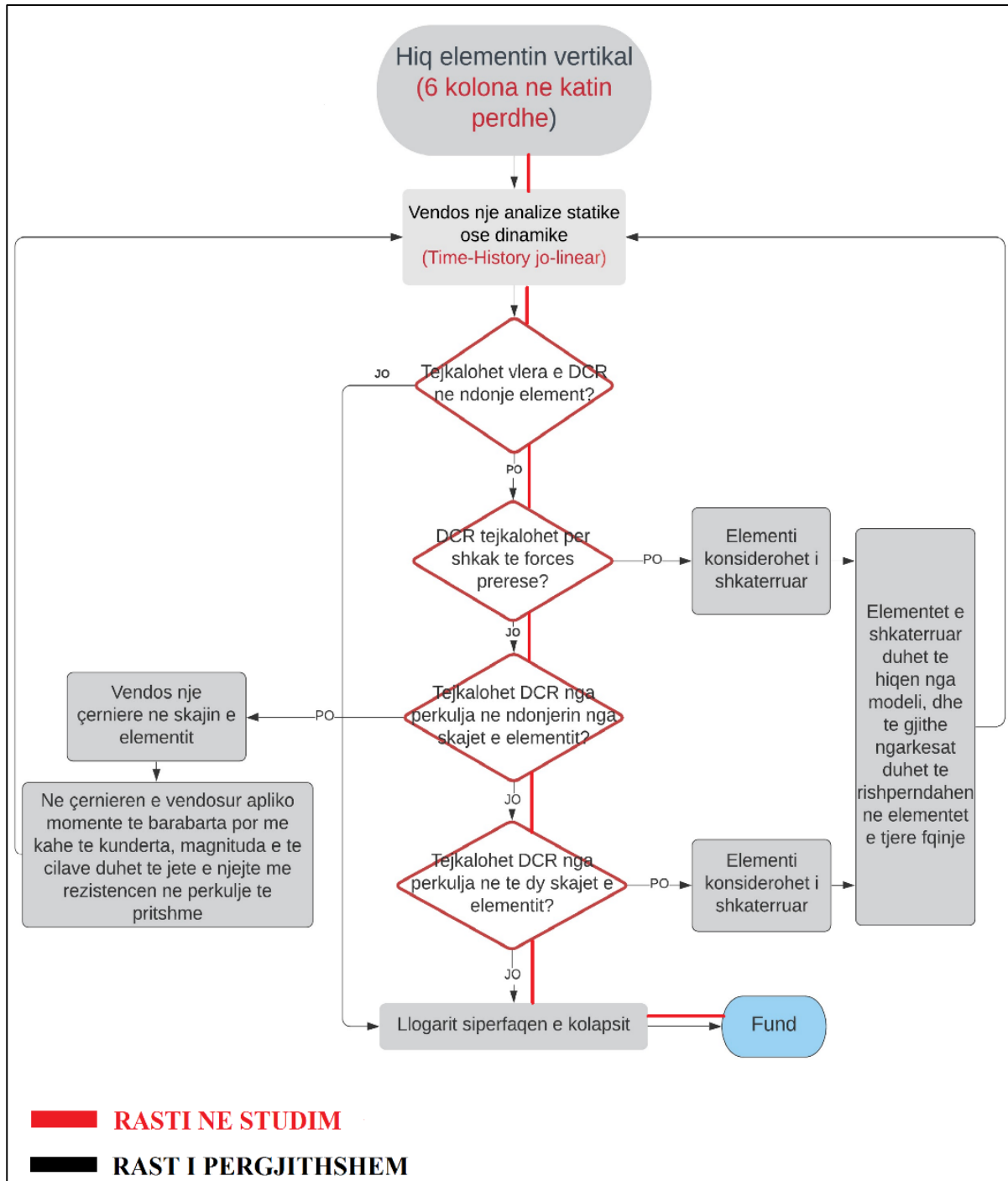


Figura 5.4- Blok-skema e simulimit të shpërthimit të kontrolluar me MEF

5.4 Modelimi me Metodën e Elementëve të Aplikuar

Modeli gjeometrik i strukturës është realizuar në ELS 8.0 sipas detajeve të dhëna në projektin e zbatimit. Ky model zë në memorien e kompjuterit rreth 179 MB. Të gjithë elementët, si: kolona, trarë dhe soleta, janë modeluar si elemente volumore, dhe janë formuar 13'930 elementë të tillë nga diskretizimi i strukturës. Vijueshmëria e tyre sigurohet nëpërmjet

1’200’914 sustave. Diskretizimi i strukturës mund të realizohet në mënyrë manuale ose automatikisht nga programi. Për rastin në studim është bërë një diskretizimin manual. Bazamenti konsiderohet nga modeli si absolutisht i ngurtë dhe çifti i forcave për inkastrimin e kolonave realizohet nga inkastrimi i shufrave të çelikut në tërheqje në bazament dhe elementët prej betoni në shtypje.

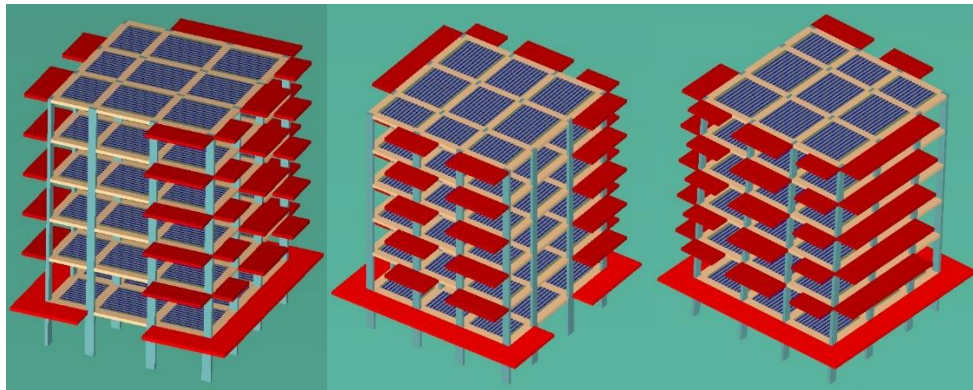
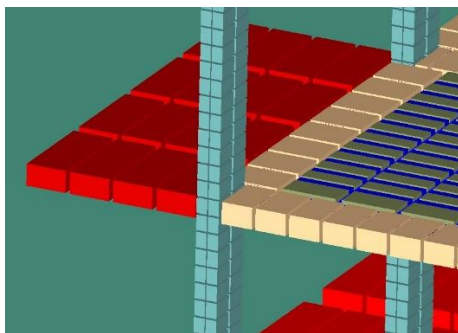


Figura 5.5-Modeli gjeometrik i objektit në programin ELS 8.0



Elementi	Drejtimi i elementit		
	N ₁	N ₂	N ₃
strukturor			
Kolonat	20	2	2
Trarët	8	1	1
Soletat	4	4	1

Figura 5.6-Diskretizimi i strukturës në programin ELS 8.0

5.5 Analiza e demolimit me MEA (ngjarja 1)

Në strukturë është kryer simulimi i shpërthimit të kontrolluar nëpërmjet një analize dinamike jo-lineare, e cila ka zgjatur 10 sek në total, me një hap kohor 0.1 sek, me 20 iteracione për çdo hap. Ky simulim është kryer duke hequr elementë vertikal (kolona) nëpërmjet opsionit “demolition scenario”, i cili lejon heqjen totale të elementëve të aplikuar (diskretizues) të kolonave gjatë kohës së kryerjes së analizës, bashkë me sustat lidhëse të tyre.

Për këtë analizë, për efekt krahasimi, është zgjedhur të hiqen 6 kolonat e katit përdhe, në të njëjtin pozicion si në analizën e bërë me ETABS,.

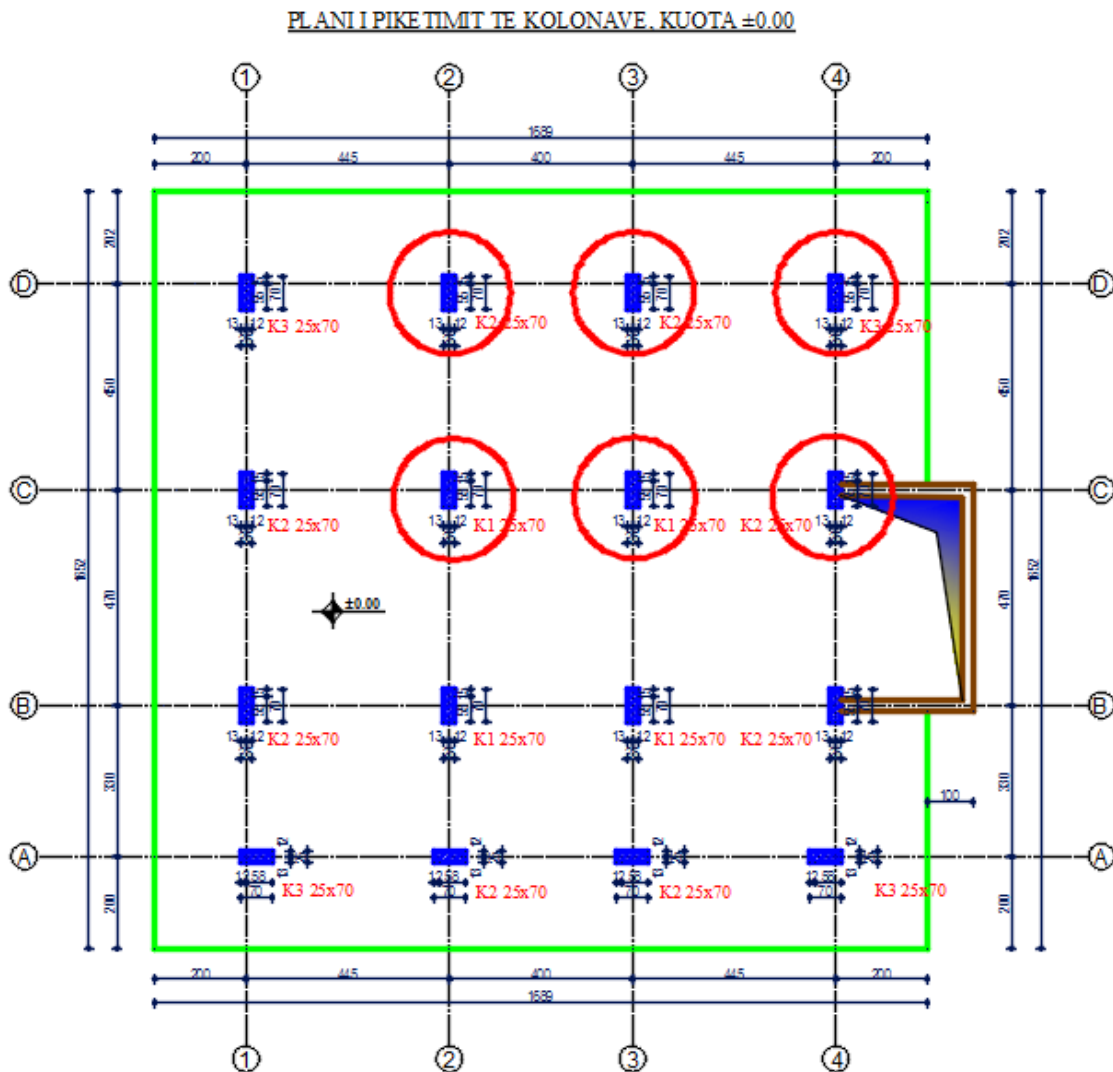


Figura 5.7- Pozicionimi i kolonave të demoluara në katin përdhe

5.6 Analiza e kombinuar me MEA (ngjarja 2)

Analiza e kombinuar është analizë gjithëpërfshirëse e cila ndjek kronologjinë e ngjarjeve të cilave i është nënshtruar objekti në realitet. Analiza është e zhvilluar në dy faza kryesore: faza e ngarkimit sizmik dhe në vijim faza e demolimit me shpërthim të kontrolluar.

Ngarkimi sizmik është simuluar duke përdorur të dhënat e akselerogramave për tërmetin e 26 nëntor 2019, në Durrës, për të tre drejtimet kryesore V-J, L-P dhe Z (figura 5.8).

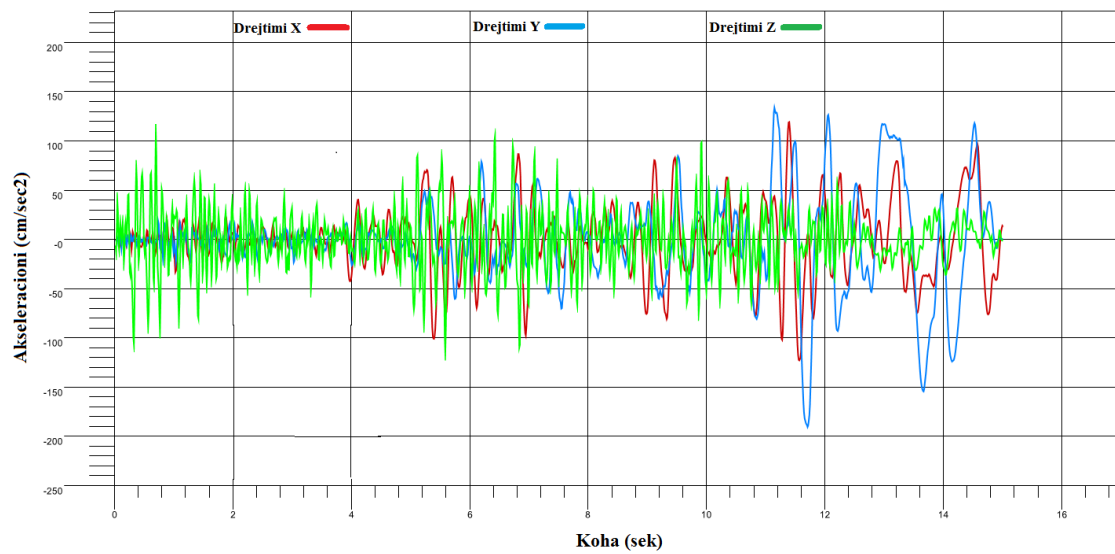


Figura 5.8-Akselerogramat e përdorura sipas tre drejtimeve për analizën sizmike në ELS

Kjo analizë është kryer për një kohëzgjatje prej 15 sek (në përputhje me kohëzgjatjen e tërmetit të regjistruar nga stacioni i Durrësit). Analiza është kryer me një hap kohor “time-step” 0.01 sek, me 20 iteracione për çdo hap, në përputhje me hapin kohor të akselerogramës. Shuarja e materialit është lënë të llogaritet automatikisht nga programi, ndërkohe që shuarja e masës dhe e ngurtësisë janë marrë të barabarta me zero.

Për të mundur stabilizimin e forcave inerciale të objektit të gjeneruar nga analiza sizmike është lënë një hapësirë kalimtare prej 5 sek. Pas kësaj faze është kryer simulimi i shpërthimit të kontrolluar, i cili ka zgjatur 10 sek në total, pasi koha e kolapsit të objektit vlerësohet rreth 7 sek nga modeli. Simulimi i shpërthimit të kontrolluar është kryer duke hequr elementë vertikal nëpërmjet opsionit “demolition scenario”. Ky proces ndodh menjëherë pas përfundimit të fazës sizmike, ndërkohë që vazhdon zhvillimi i analizës pa u ndërprerë. Duhet theksuar se analiza e shpërthimit ruan kushtet e sforcimeve të brendshme dhe të deformimeve të analizës paraardhëse.

Për simulimin e ngjarjes së dytë në kushtet reale të shembjes, janë hequr 6 kolona të katit përdhe dhe 6 kolona të katit të parë (sipas skemës së aplikimit të lëndës plasëse).

Në programin ELS 8.0 nuk është i nevojshëm përcaktimi i pozicioneve të çernierave plastike, pasi në mënyrë automatike programi krijon zonat e përqendrimit të deformimeve plastike. Si rrjedhojë, sustat do të shkatërrohen duke çuar në mekanizmin e kolapsit progresiv të strukturës.

6. REZULTATET E ANALIZES

6.1 Rezultatet e analizës së demolimit (ngjarja 1)

Metoda e Elementëve të Fundëm (MEF) është një metodë e cila mund të përdor katër lloje analizash për llogaritjen e strukturës, përkatësisht:

- Analiza lineare statike është një analizë e thjeshtë, e cila jep rezultate relativisht të sakta për struktura me lartësi të vogël dhe të rregullta në plan e lartësi. Kjo analizë nuk merr në konsideratë modet (tonet) e larta të vibrimit.
- Analiza lineare dinamike, e cila përfaqësohet kryesisht nga analizat e spektrit të reagimit. Kjo analizë gjen përdorim më të gjerë, pasi jep rezultate të sakta në një kohë më të shpejtë edhe për struktura me parregullsi në plan e lartësi.
- Analiza jo-lineare statike është një analizë më e plotë krahasuar me atë lineare dhe kryesisht përfaqësohet nga analiza “Pushover” (analiza e mbingarkimit gradual), e cila përdoret për të vlerësuar kapacitetin strukturor në tërësi dhe të elementëve në veçanti.
- Analiza jo-lineare dinamike është analiza më gjithëpërfshirëse dhe më e drejtpërdrejtë në llogaritjen e ngarkimit të strukturave. Kjo analizë mund të realizohet nëpërmjet integritimit numerik direkt të ekuacioneve të zhvendosjes duke përdorur akselerogramat e lëkundjeve të tokës. Kjo është një analizë mjaft e saktë por që kërkon një kohë relativisht të gjatë për zgjidhjen dhe marrjen e rezultateve.

Edhe pse Metoda e Elementëve të Fundëm ofron shumë mundësi dhe lehtësi në llogaritjen strukturore, duhet theksuar se has limitime në llogaritjen e strukturës pas shkatërrimit të një elementi ose të strukturës në tërësi. Llogaritja e plasaritjeve, çarjeve apo e shkëputjes së elementëve nuk është e mundur në mënyrë të drejtpërdrejtë, por realizohet vetëm në mënyrë tërthore duke përdorur formula llogaritëse përkatëse. Kjo për faktin se, në momentin e shkatërrimit të një prej elementëve, moduli i zgjidhjes (solver) bën rishpërndarjen e ngarkesës dhe rillogarit matricën e ngurtësisë së strukturës. Kjo kërkon një kohë më të gjatë llogaritje dhe fuqi procesuese më të lartë.

Metoda e Elementëve të Aplikuar (MEA) mundëson llogaritjen e strukturës sipas të njëjtave analiza ashtu si dhe MEF, por në ndryshim nga ajo e para, analizon strukturën që në fazën e shfaqjes së plasaritjeve të para, deri në kolapsin e plotë të objektit. Kjo realizohet duke kaluar dhe llogarit në mënyrë të drejtpërdrejtë, dhe pa kufizime, të gjitha fazat e mekanizmit të kolapsit progresiv.

Për të bërë një krahasim të këtyre dy metodave, janë paraqitur rezultatet e marra nga modelimi dhe analizimi i strukturës 6 kate , me ramë hapësinore b/a. Për këtë qëllim janë përdorur dy programe, përkatësisht ETABS Ultimate 19.0.1 [42], i cili bazohet në MEF, dhe ELS 8.0 [28], i cili bazohet në MEA. Këto dy programe janë zgjedhur për këtë studim si përfaqësuesit më të përdorshëm dhe të konsoliduar të këtyre dy metodave.

Për të marrë rezultate të pranueshme në ETABS është zgjedhur që demolimi të simulohet vetëm me heqjen e gjashtë kolonave në katin përdhe (sipas skemës reale të demolimit). Për arsye krahasimore edhe në ELS simulimi është bërë në kushte të njëjta.

6.1.1 Gjatë llogaritjes janë marrë rezultatet në formën e zhvendosjeve, forcave të brendshme dhe vizualizimi i mekanizmit të shkatërrimit.

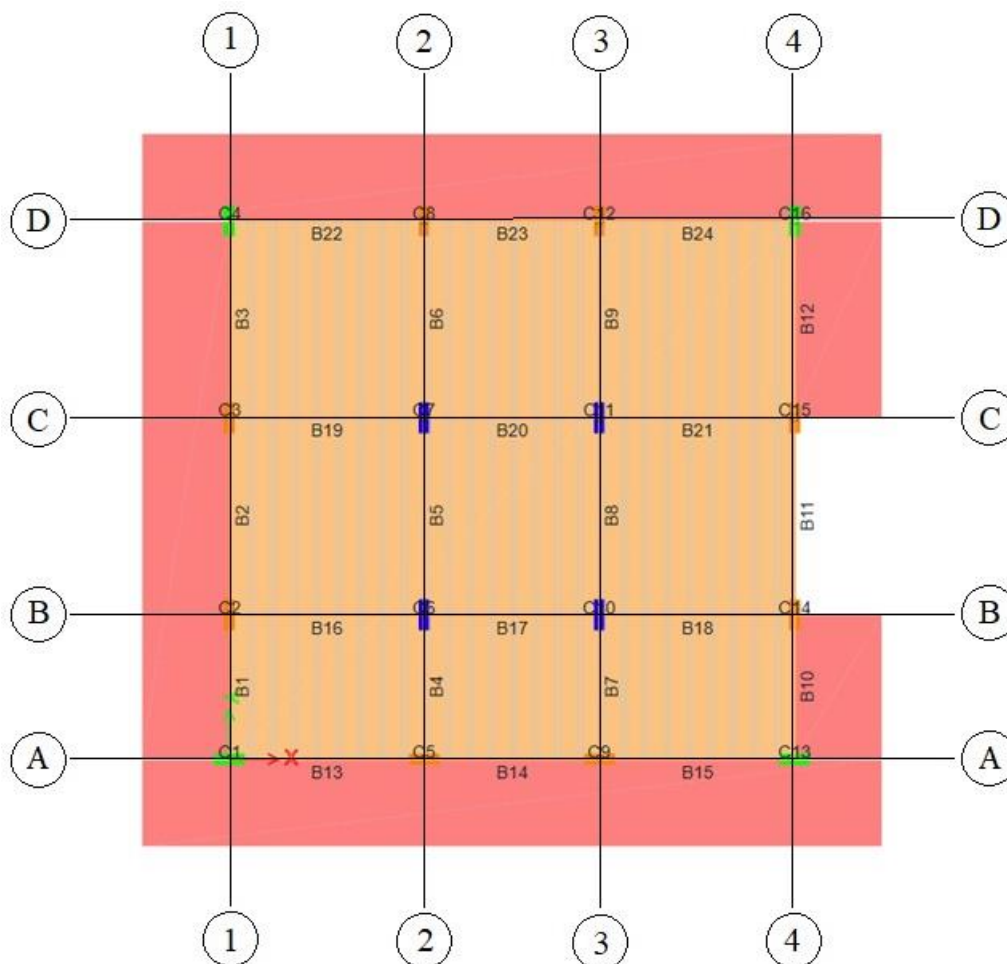
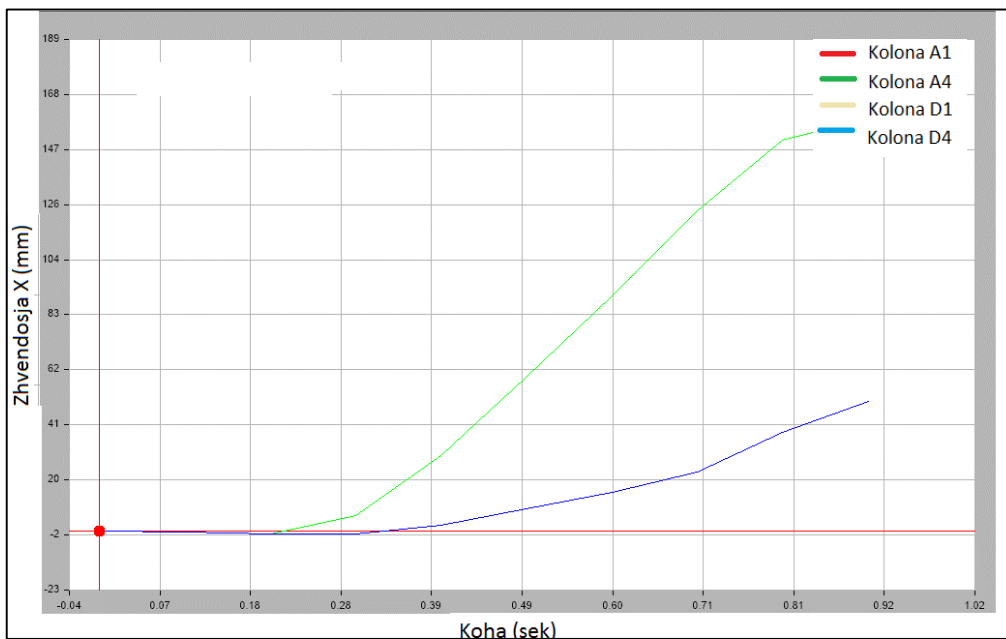


Figura 6.1-Emërtimi i elementëve nga modeli në ETABS

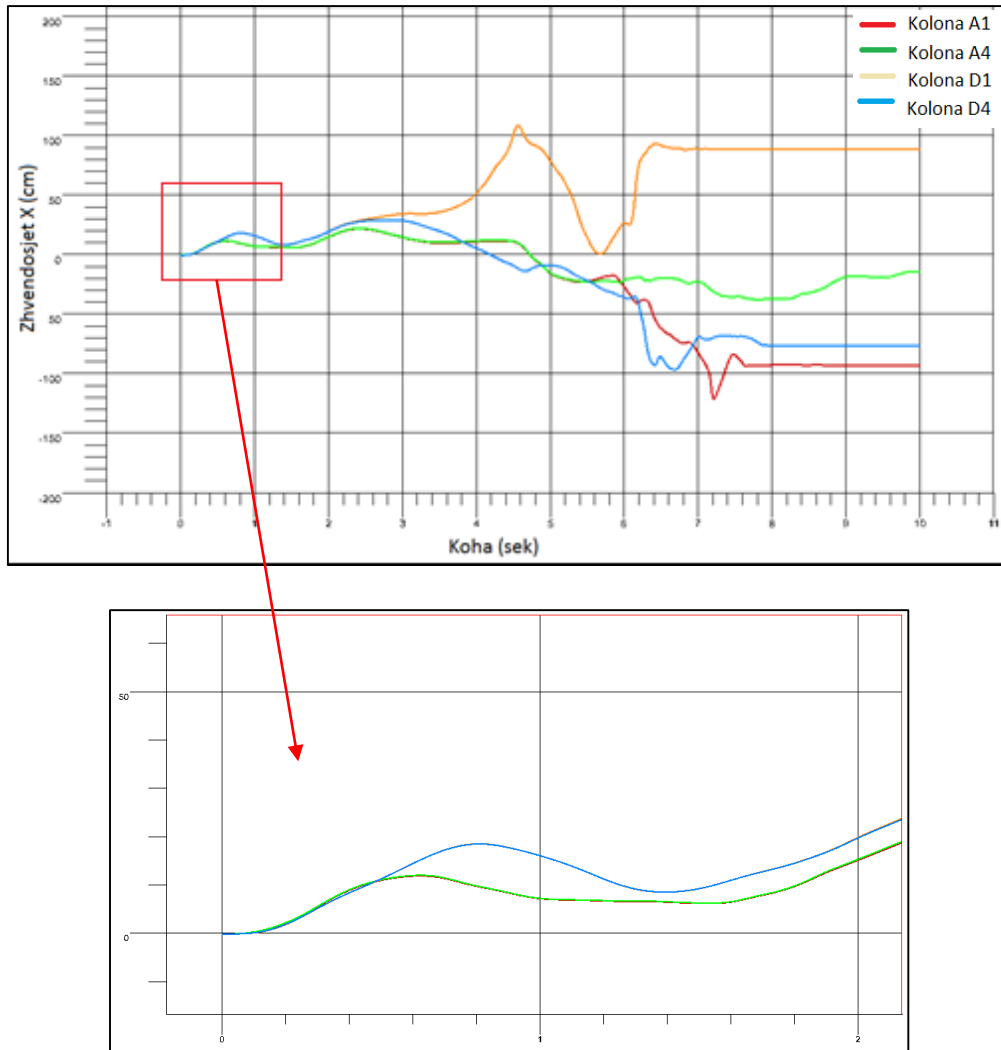
6.1.2 Zhvendosjet e strukturës

Nga analiza e kryer me Metodën e Elementëve të Fundëm dhe Metodën e Elementëve të Aplikuar, janë marrë zhvendosjet sipas tre drejtimeve kryesore, të katër pikave skajorë të katit të fundit të objektit (emërtuar sipas akseve, përkatësisht: A1, A4, D1, D4). Vlen të theksohet se, në ETABS është paraqitur grafikisht vetëm faza fillestare e zhvillimit të mekanizmit të shkatërrimit, ndërsa në ELS është paraqitur zhvillimi i këtij mekanizmi deri në kolapsin e plotë të strukturës. Për qëllim krahasimi në kushte të njëjta të ETABS me ELS, në këtë të fundit janë interpretuar rezultatet vetëm për fazën fillestare prej 1 sek të demolimit të objektit.

Referuar grafikut të zhvendosjes së pikave skajore sipas drejtimit X rezulton se, zhvendosja maksimale në ETABS është rreth 158 mm për pikat A1 dhe A4, dhe rreth 50 mm për pikat D1 dhe D4. Ndërkohë, zhvendosjet e pikave skajore për të njëjtin interval kohor në ELS, për pikat A1 dhe A4 rezultojnë rreth 180 mm, dhe rreth 115 mm për pikat D1 dhe D4. Vihet re se të dy kurbat e zhvendosjes kanë të njëjtën formë zhvillimi (figura 6.2).



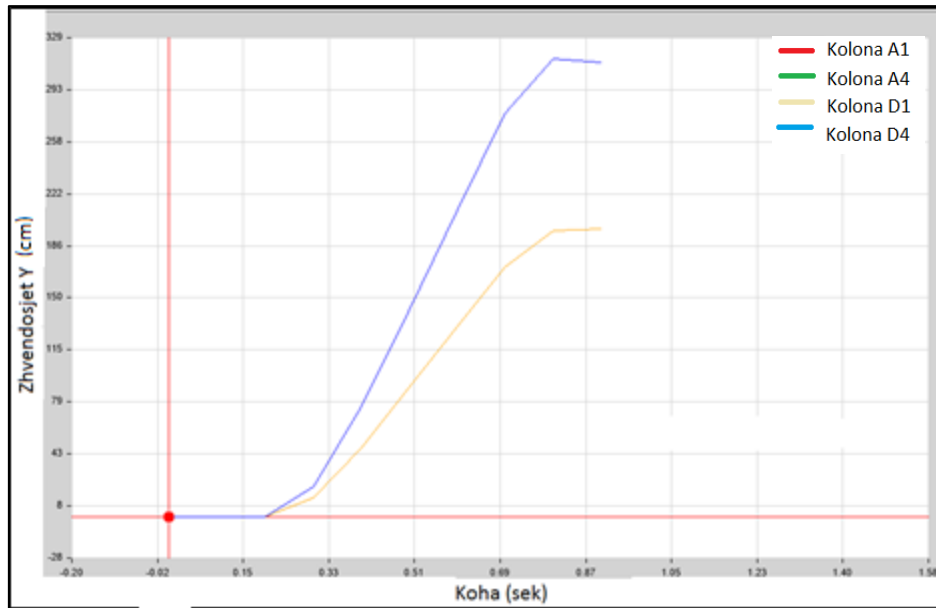
a) ETABS



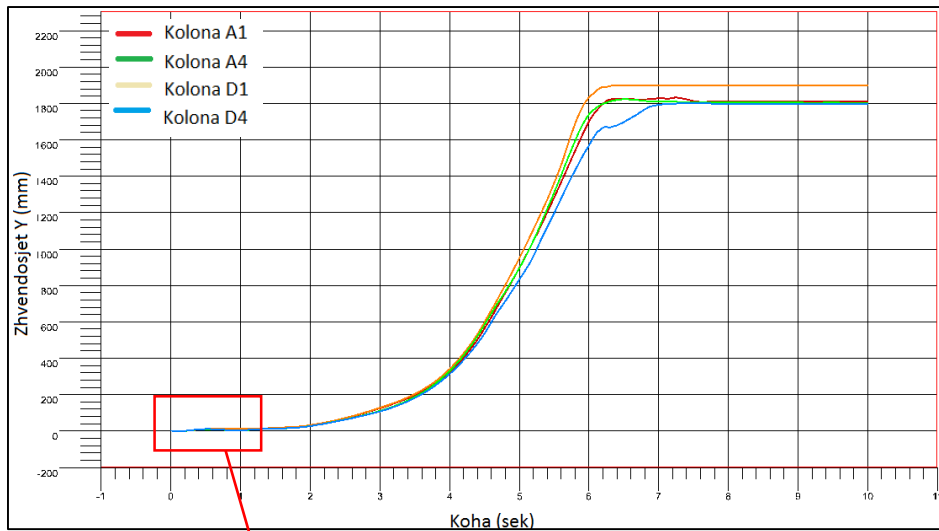
c) ELS

Figura 6.2- Zhvendosjet sipas drejtimimit X, në pikat A1, A4, D1, D4 të tarracës, në ETABS dhe ELS

Për zhvendosjet sipas drejtimimit Y shihet se, në ETABS zhvendosjet maksimale të pikave A1 e D1 janë rreth 193 mm, ndërsa për pikat A4 e D4 janë rreth 315 mm. Në ELS zhvendosjet e pikave A1 e D1 janë rreth 200 mm dhe për pikat A4 e D4 janë rreth 204 mm.



a) ETABS



b) ELS

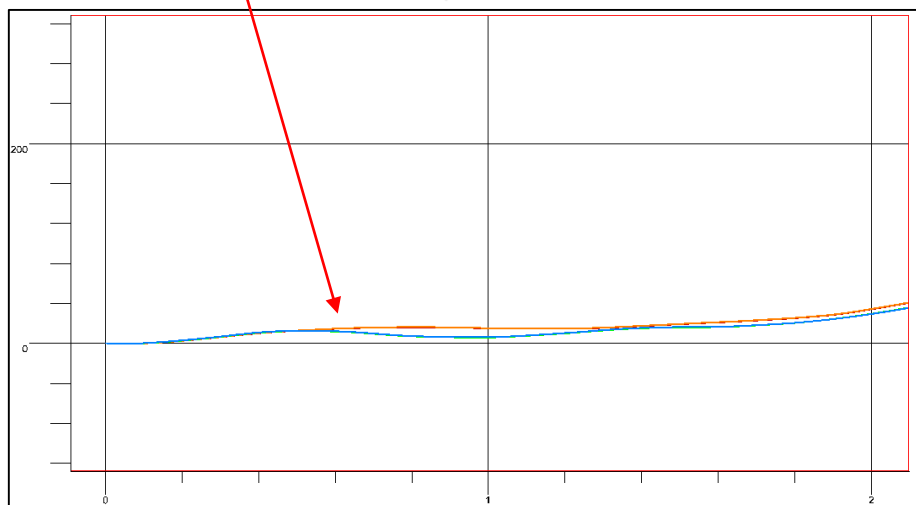
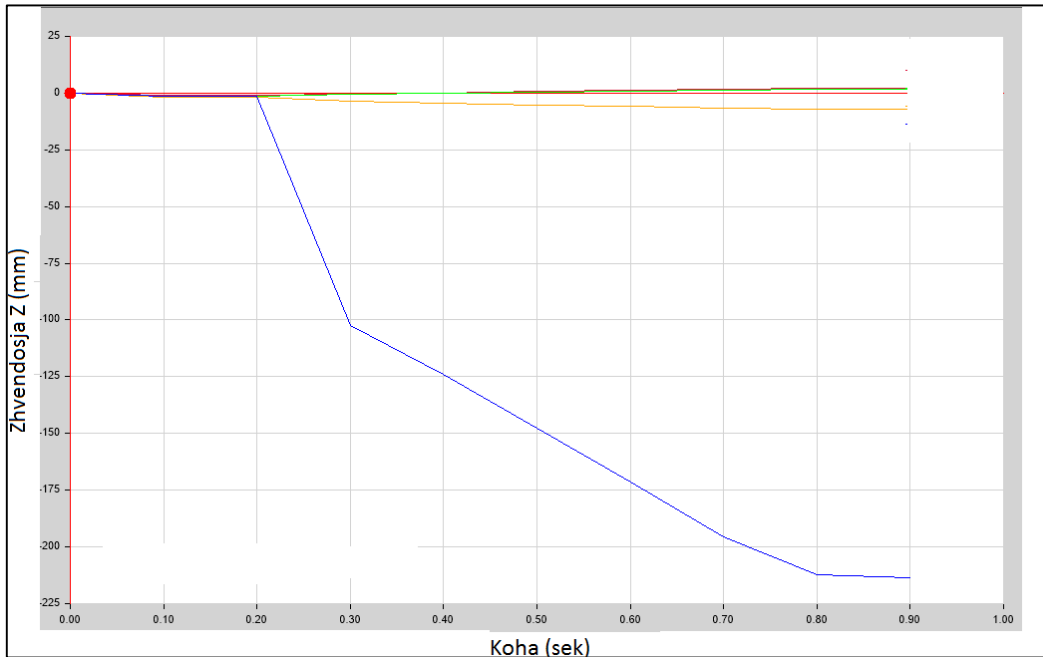
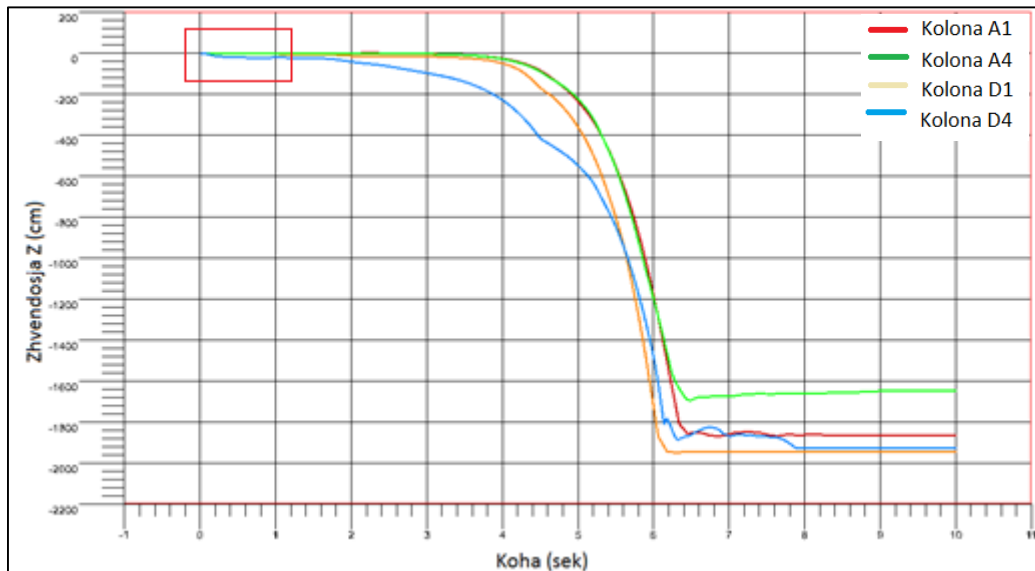


Figura 6.3- Zhvendosjet sipas drejtimit Y, të tarracës në pikat A1, A4, D1, D4, në ETABS dhe ELS

Në grafikët e mëposhtëm paraqiten zhvendosjet sipas drejtimit Z të katër pikave skajore. Në modelin në ETABS vihet re se, zhvendosja e pikës D4 pasqyron efektin e demolimit duke hequr kolonën në këtë aks, në katin përdhe. Zhvendosja maksimale në drejtimin Z, në të dy modelet është pothuajse e barabartë, rreth 215 mm.



a) ETABS



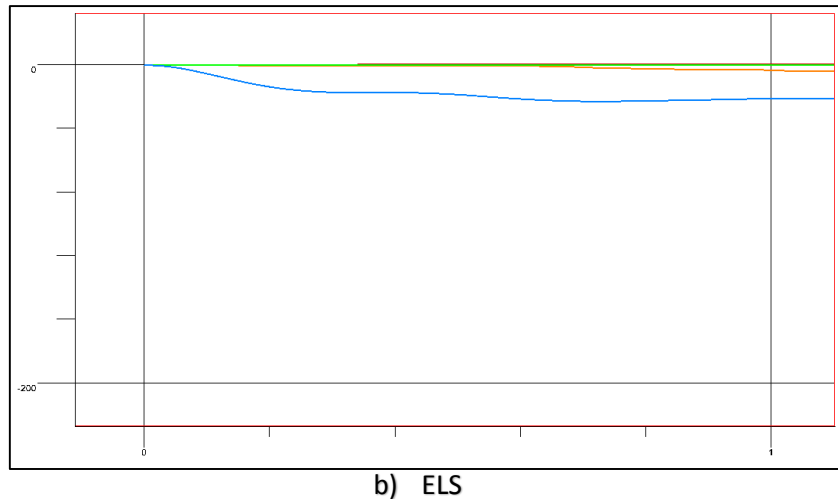


Figura 6.4- Zhvendosjet sipas drejtimimit Z, të tarracës në pikat A1, A4, D1, D4, në ETABS dhe ELS

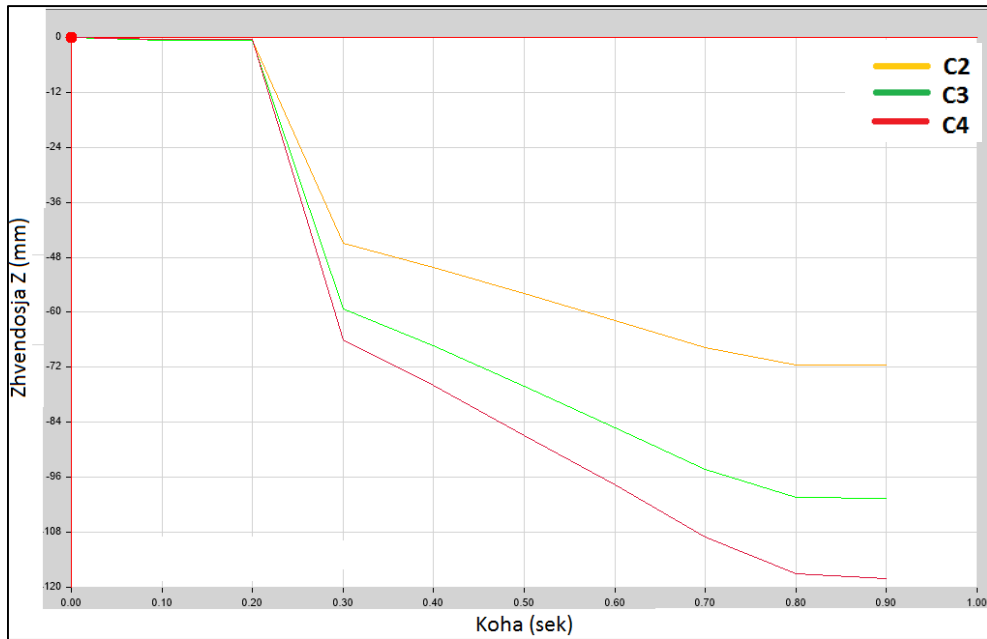
Në tabelën 6.1 paraqiten në mënyrë të përmblodhur vlerat e zhvendosjeve të katër pikave periferike të tarracës, për të tre drejtimet kryesore.

Tabela 6-1 Zhvendosjet sipas tre drejtimeve

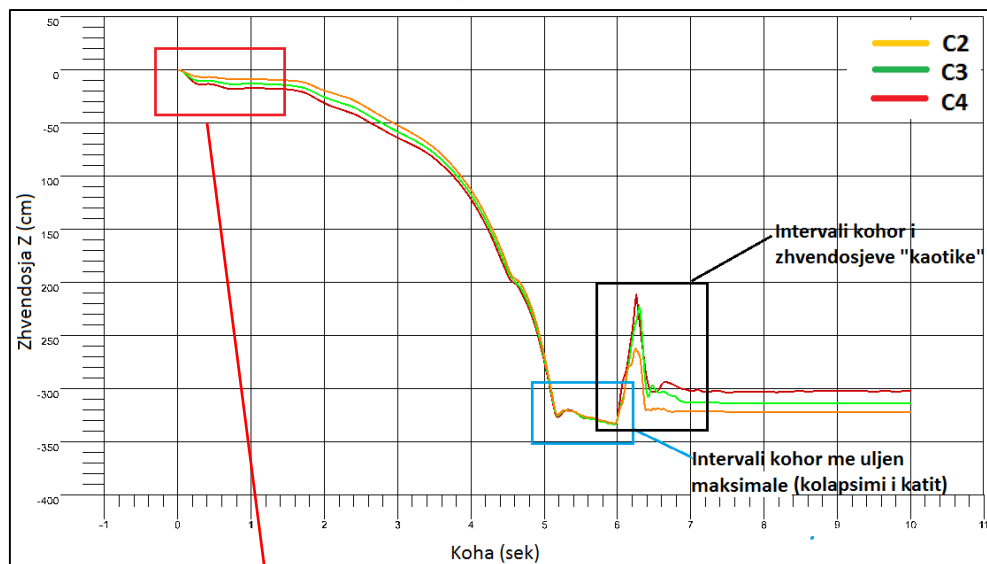
Emërtimi i elementit	ETABS			ELS		
	X	Y	Z	X	Y	Z
A1	158	193	-	180	200	-
A4	158	315	-	180	204	-
D1	50	193	-	115	200	-
D4	50	315	215	115	204	212

Nga simulimi i strukturës në ETABS dhe ELS janë marrë zhvendosjet vertikale të bazave të kolonave të cilat ndodhen në katin e parë, mbi kolonat e demoluara, siç tregohet në grafikët e mëposhtëm.

Edhe në këtë rast, shihet një përputhje midis të dy modeleve në vlerë dhe në formë të zhvillimit të uljeve. Në rezultatet e marra nga ELS, në intervalin 5-6 sekonda është arritur ulja maksimale në vlerën prej 330 cm. Duke marrë parasysh lartësinë e katit përdhe që është 350 cm, diferenca prej 20 cm i atribuohet mbetjeve inerte nga shembja e elementëve të katit të mëposhtëm (soletë, konsol, trarë). Në intervalin 6-8 sek vihet re fenomeni i zhvendosjeve “kaotike”. Ky fenomen shkaktohet si pasojë e efekteve të goditjeve mekanike mbi elementët tashmë të shembur të katit përdhe.



a) ETABS



b) ELS

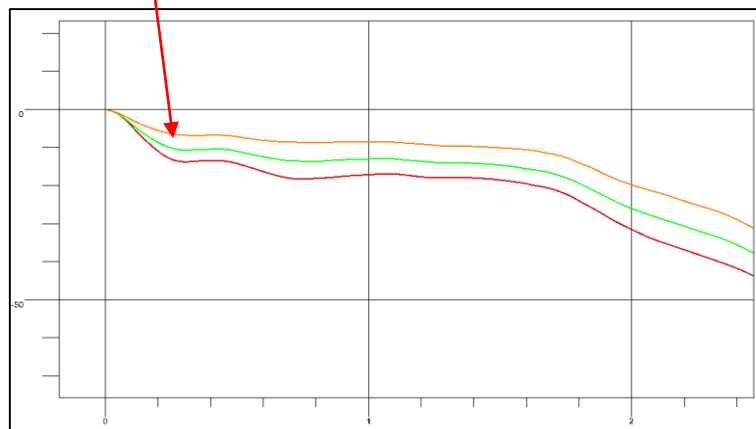


Figura 6.5- Zhvendosjet sipas drejtimit Z, të bazave të kolonave C2, C3, C4 në katin e parë, në ETABS dhe ELS

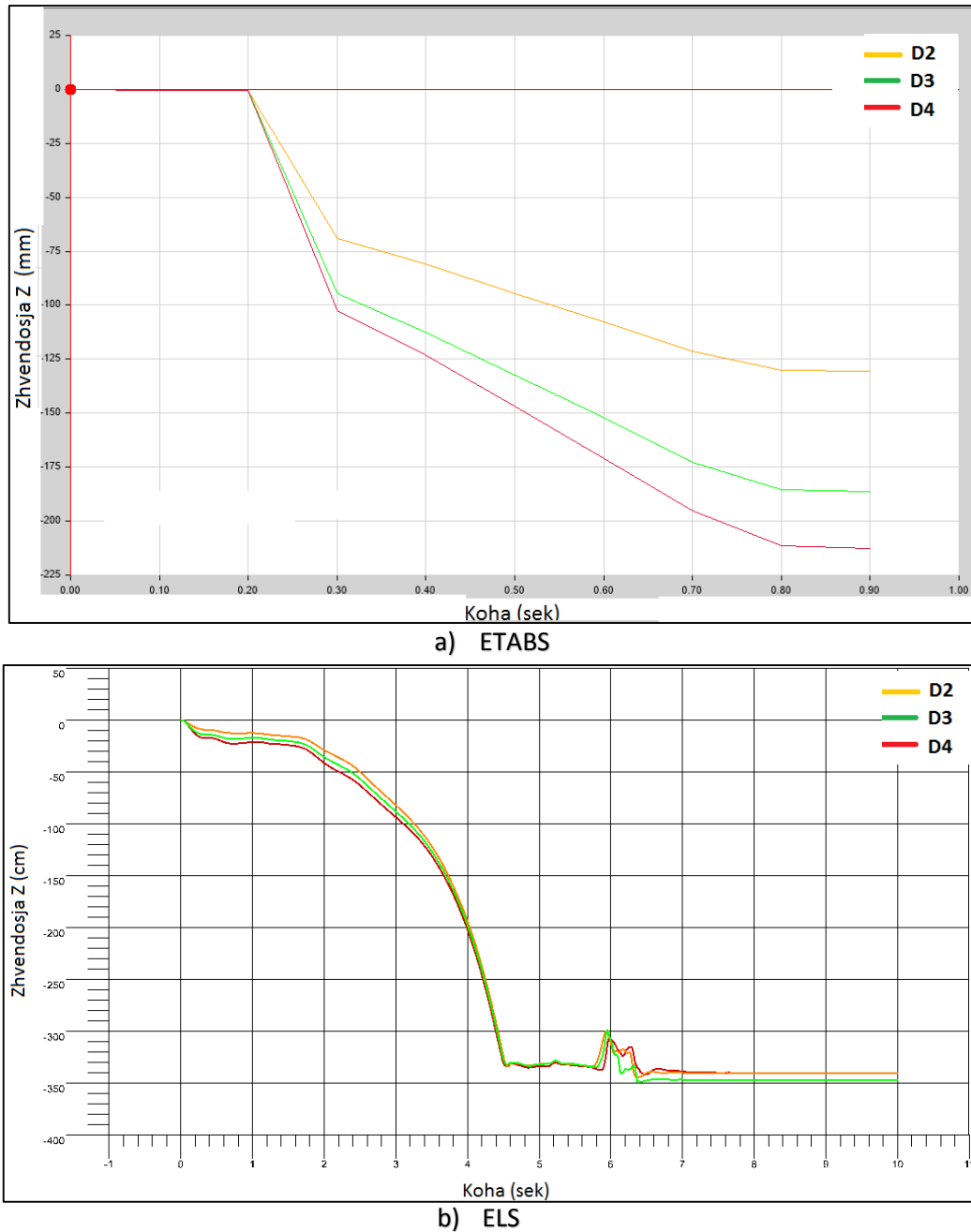


Figura 6.6- Zhvendosjet sipas drejtimit Z, të bazave të kolonave D2, D3, D4 në katin e parë, në ETABS, dhe ELS

6.1.3 Forcat e brendshme në kolona

Për të bërë një krahasim të mëtejshëm të dy metodave të marra në studim, MEF dhe MEA, janë përcaktuar forcat e brendshme të cilat lindin gjatë tre fazave të ngarkimit, përkatësisht: faza e ngarkimit nga pesha vetjake, duke vijuar më tej me fazën e ngarkimit nga demolimi (heqja e kolonave) dhe faza finale e kolapsit të strukturës (nga forca gravitacionale).

Gjatë fazës së parë, kemi forcë normale të pandryshueshme, e cila në momentin e demolimit të kolonave pëson një kapërcim të menjëhershëm me vlerë konsiderueshëm më të madhe se ajo

e fazës fillestare (ref. grafikut 6.7). Kjo vlerë arrin maksimumin rreth 280 ton në kolonën C4 (kolona e cepit në katin përdhe) për të dy modelet (ETABS dhe ELS).

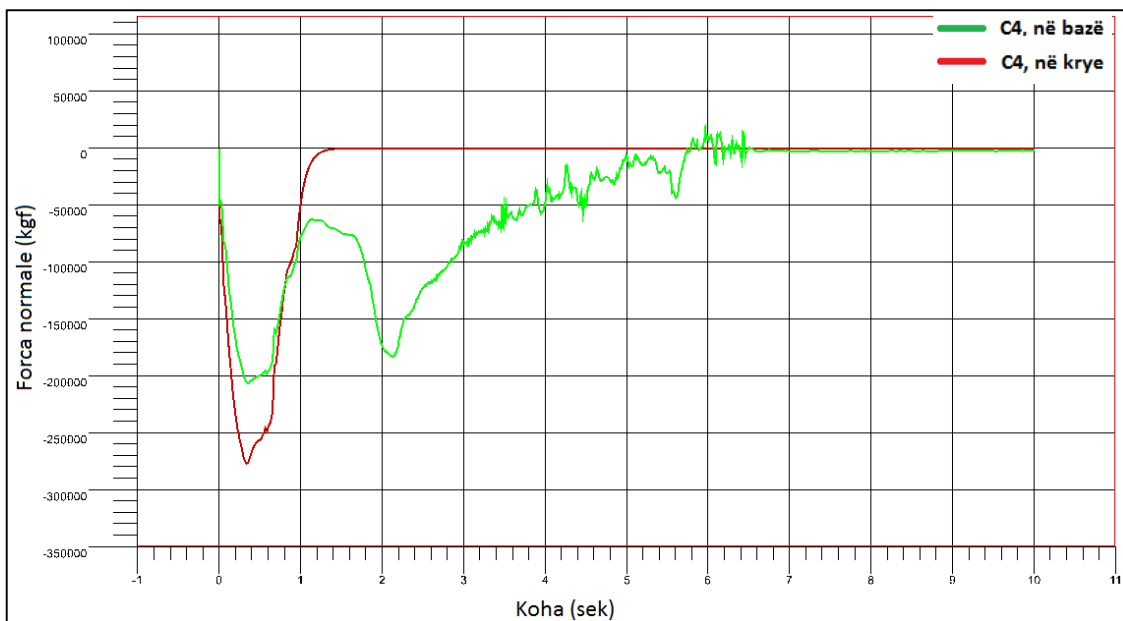
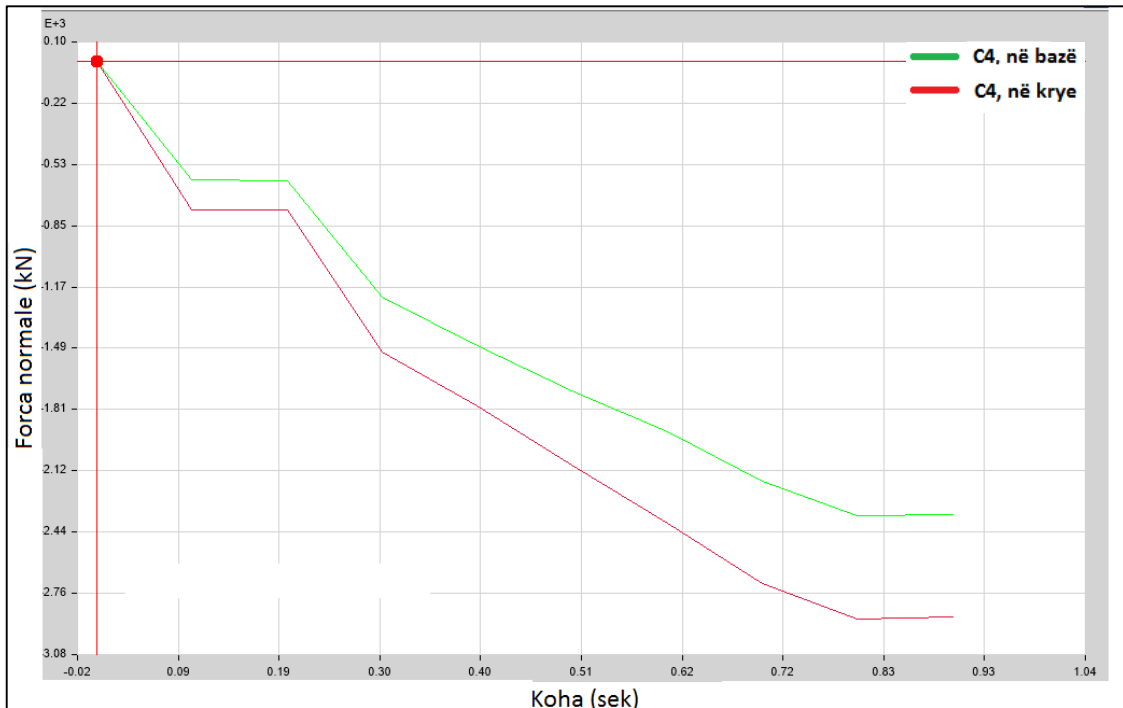


Figura 6.7- Forca normale në kolonën C4, në ETABS dhe ELS

Momentet përkulëse që lindin në fazën e demolimit në katin përdhe ndryshojnë nga ato që lindi në katin e parë. Po ti referohemi grafikëve të momentit përkulës të marrë nga ETABS dhe ELS vërehet se për katin e parë kanë ngjashmëri në vlera numerike, përkatësisht (vlera maksimale):

në ETABS 222 kNm dhe në ELS rreth 300 kNm. Në grafikët e mëposhtëm vihet re një kapërcim në vlerë të momentit përkulës në intervalin 0-1 sek. Ky fenomen rezulton si pasojë e rrotullimit të strukturës rreth pikës “O” në momentin e demolimit të kolonave të katit përdhe dhe ka një efekt të konsiderueshëm në vlerën dhe kahun e momentit përkulës.

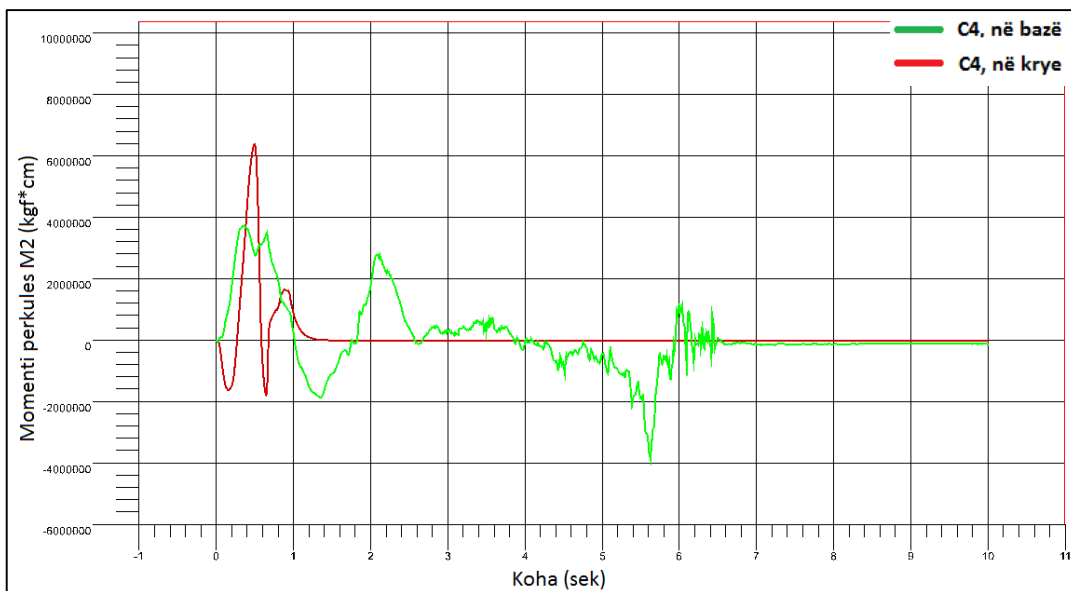
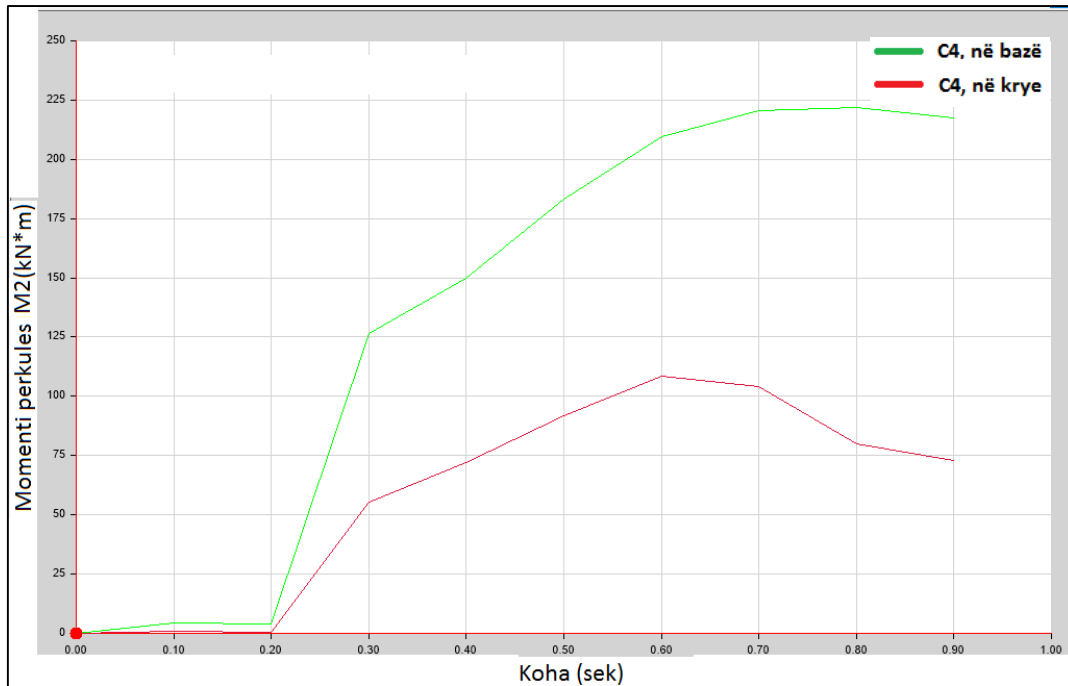


Figura 6.8- Momenti përkulës M_2 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS

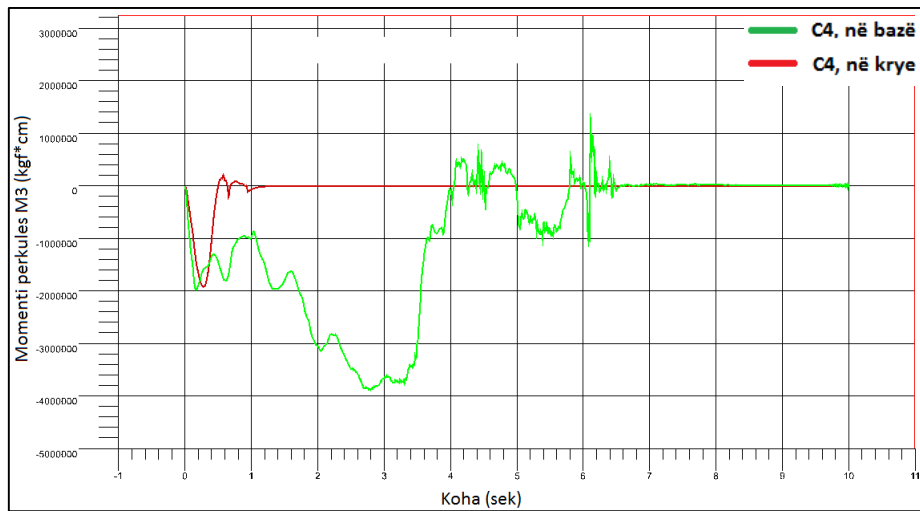
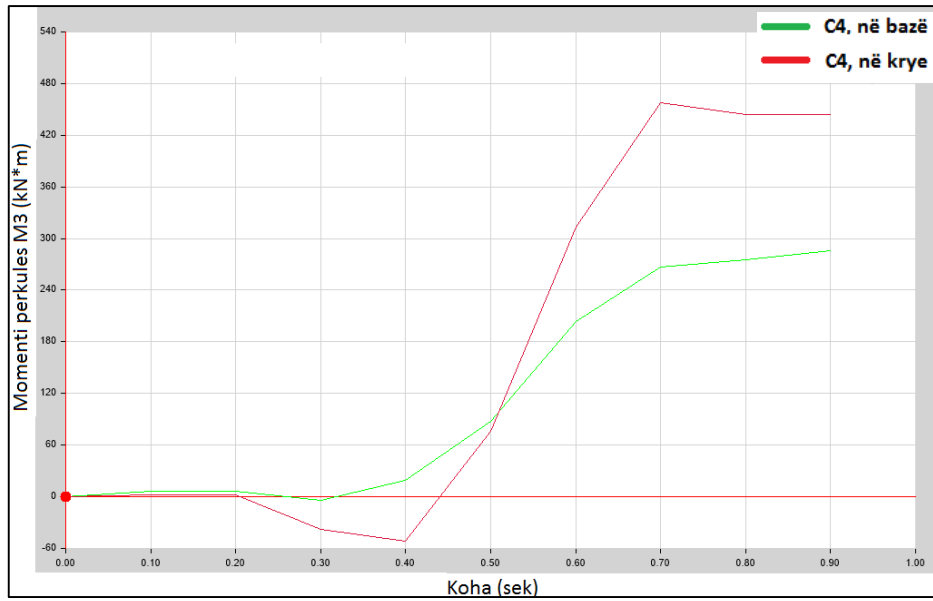


Figura 6.9- Momenti përkulës M_3 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS

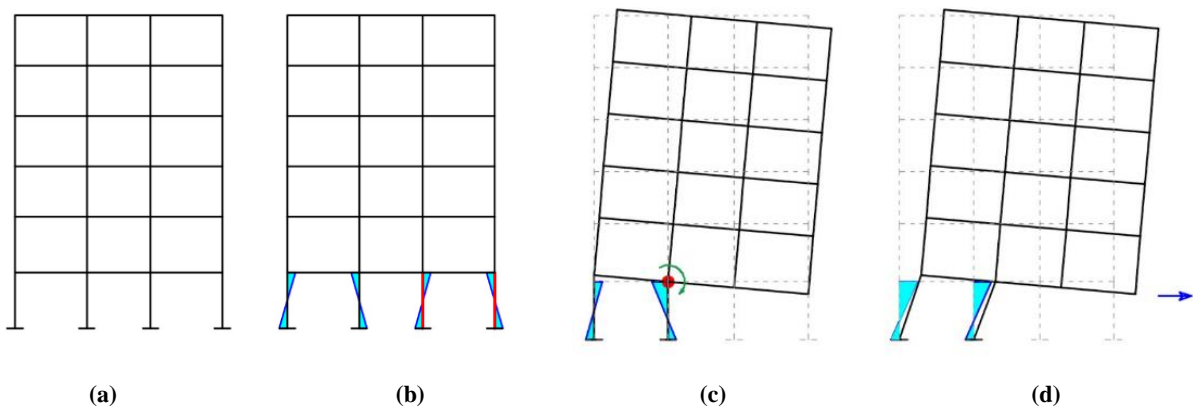


Figura 6.10- Skema e zhvillimit të momentit përkulës në kolonat e katit përdhe. a) skema e pangarkuar, b) skema e ngarkuar nga pesha vetjake (faza 1), c) faza e demolimit (intervali fillestar), rrotullimi i strukturës rreth pikës “O”, d) faza e demolimit, avancimi i lëvizjes translative të strukturës.

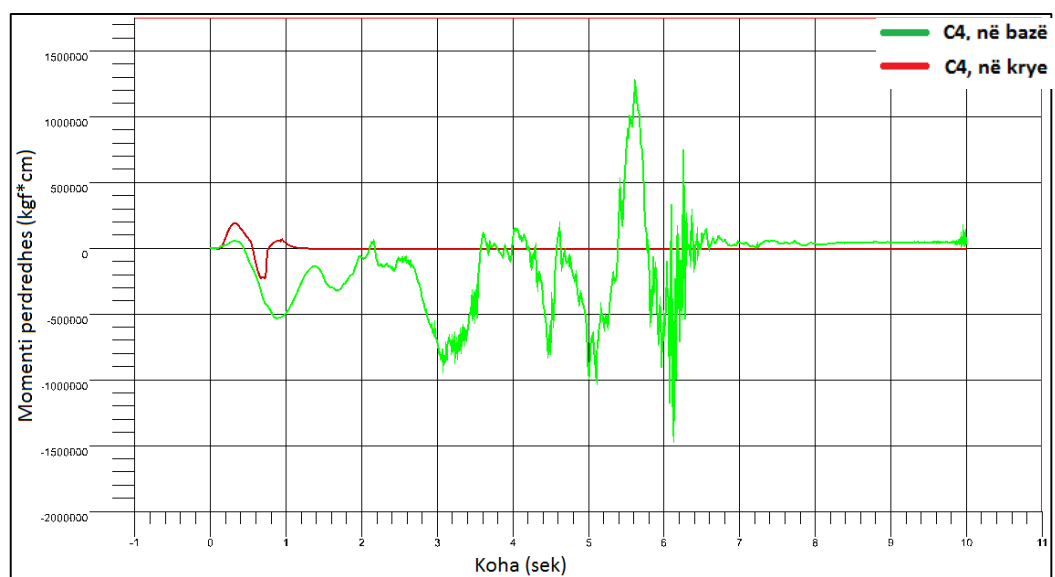
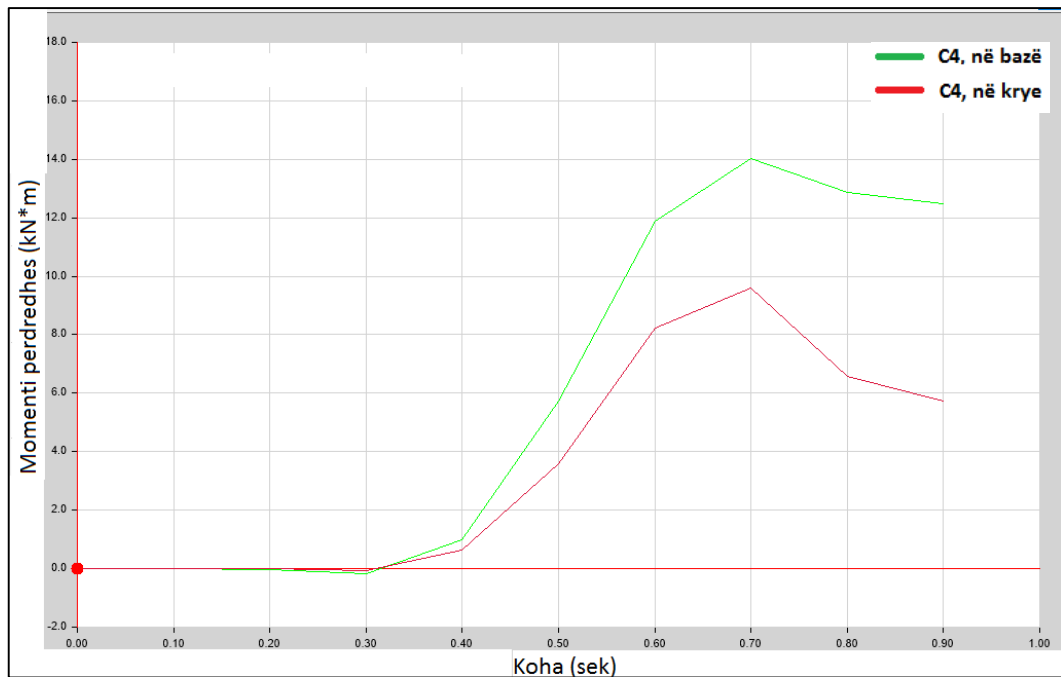


Figura 6.11-- Momenti përdredhës në kolonën C4, në ETABS dhe ELS

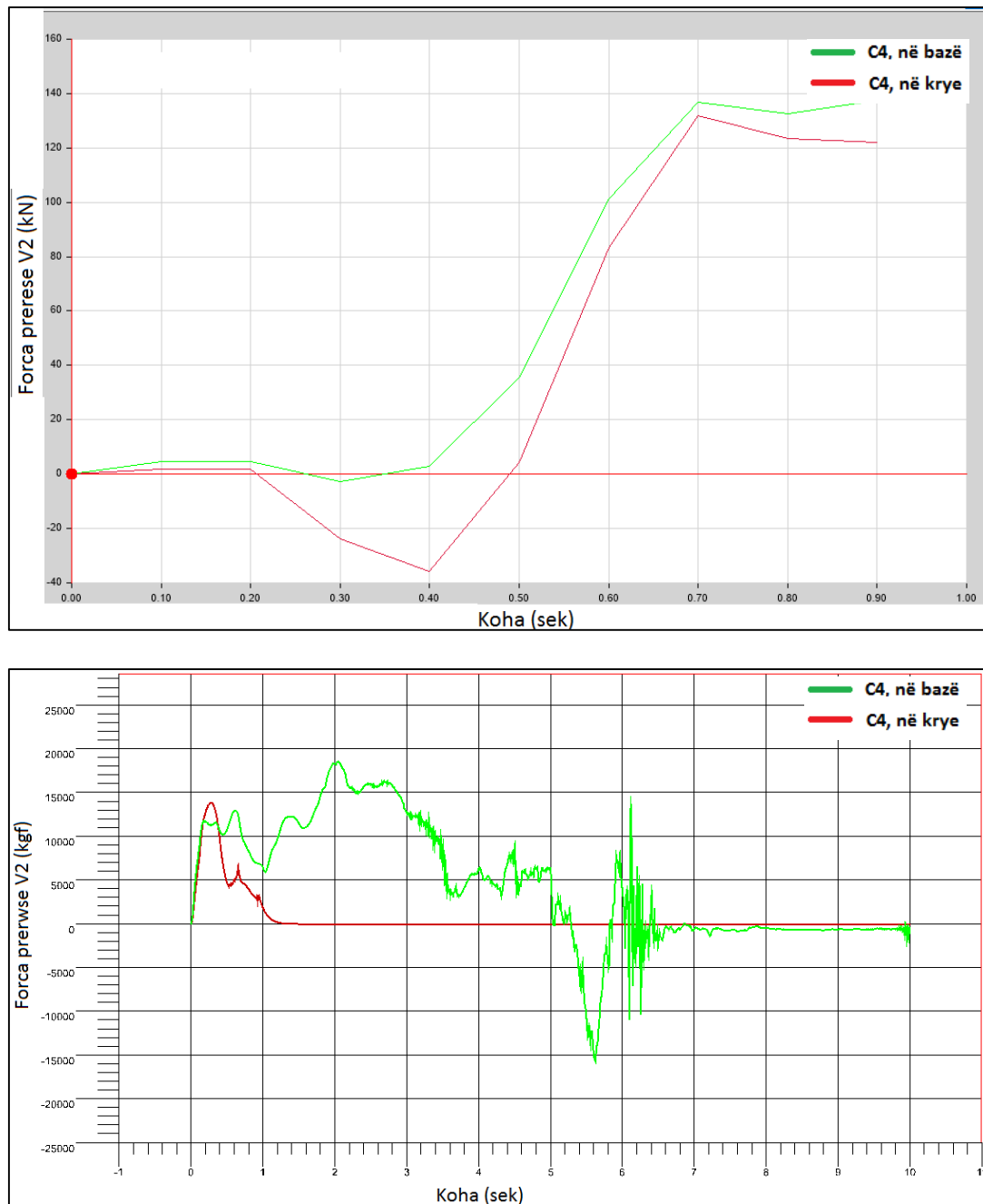


Figura 6.12- Forca prerëse V2 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS

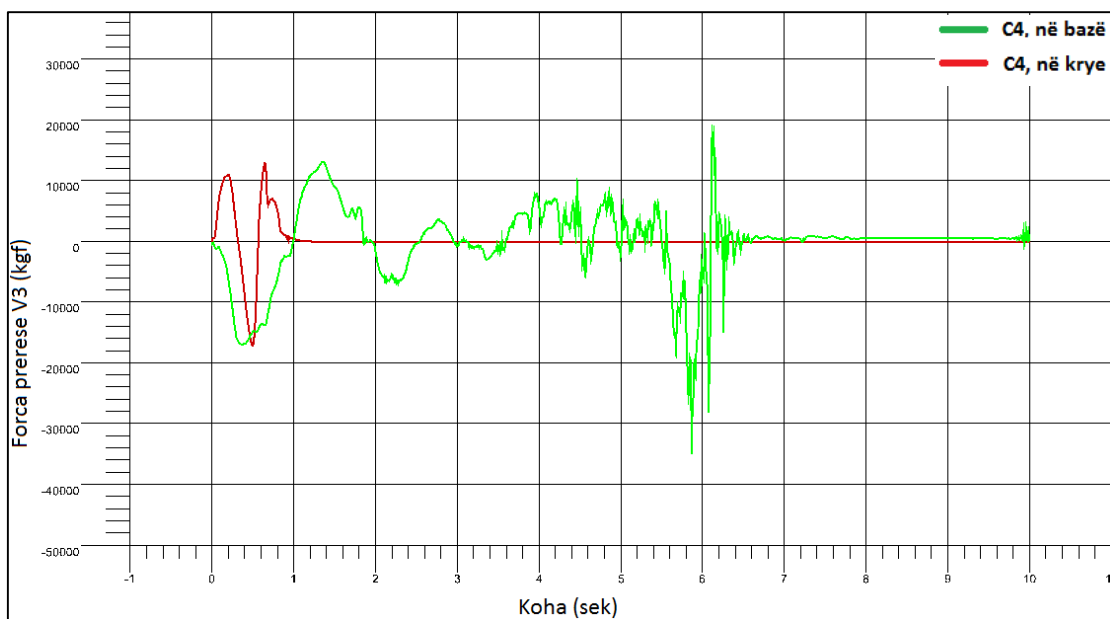
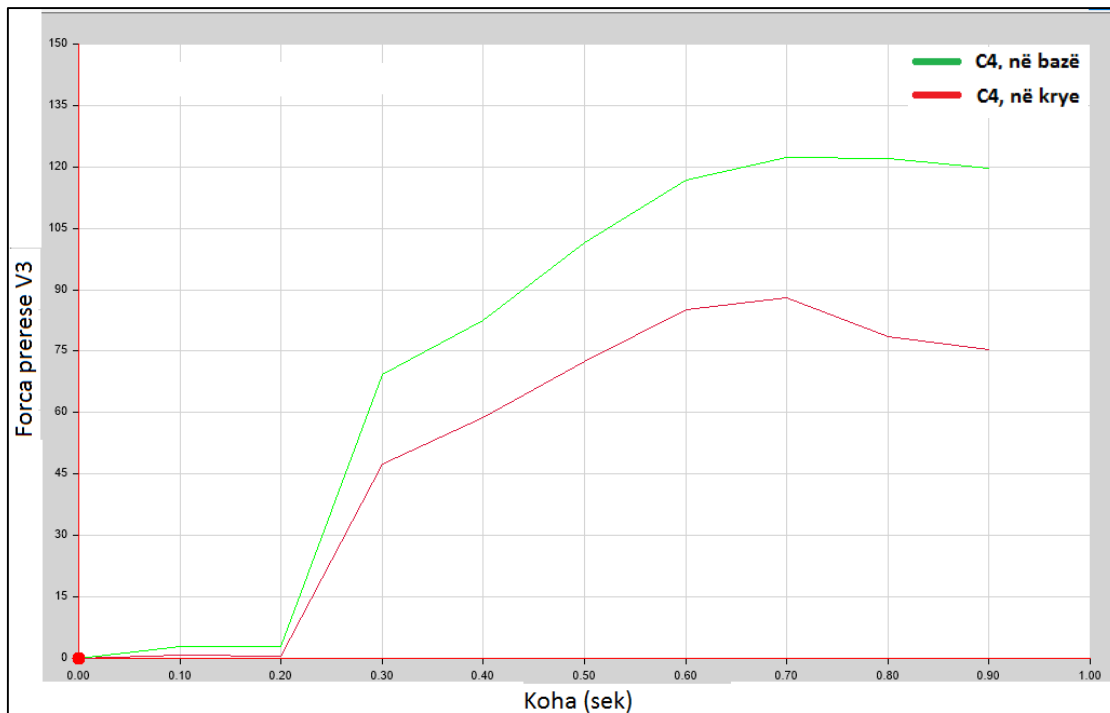


Figura 6.13- Forca prerëse V3 në kolonën C4, në ETABS dhe ELS

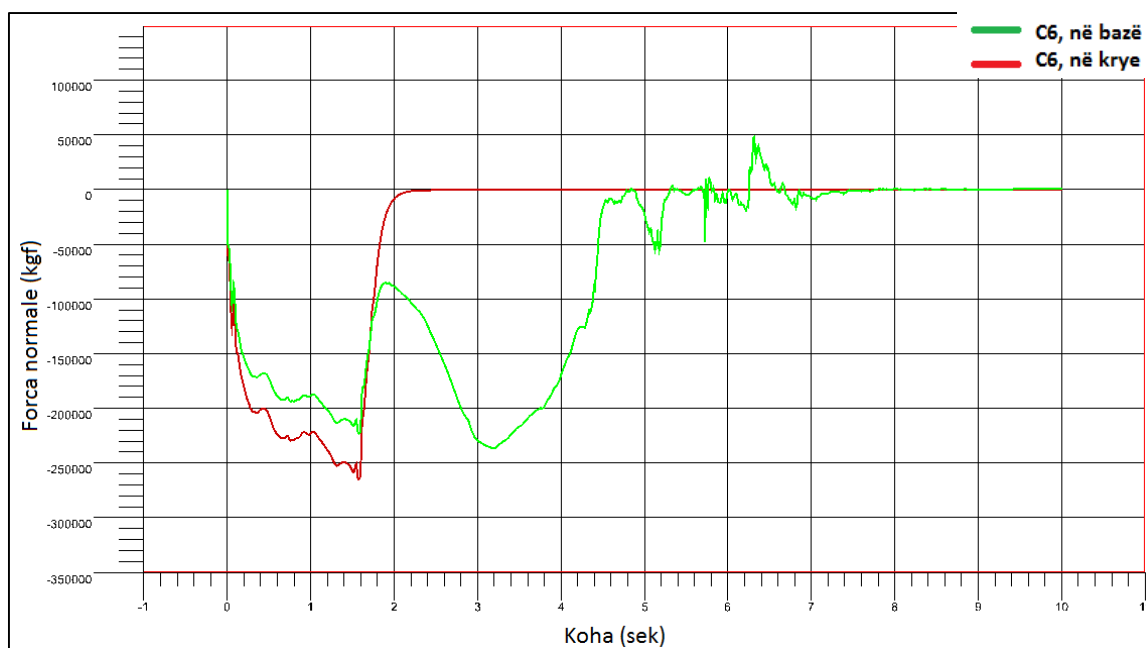
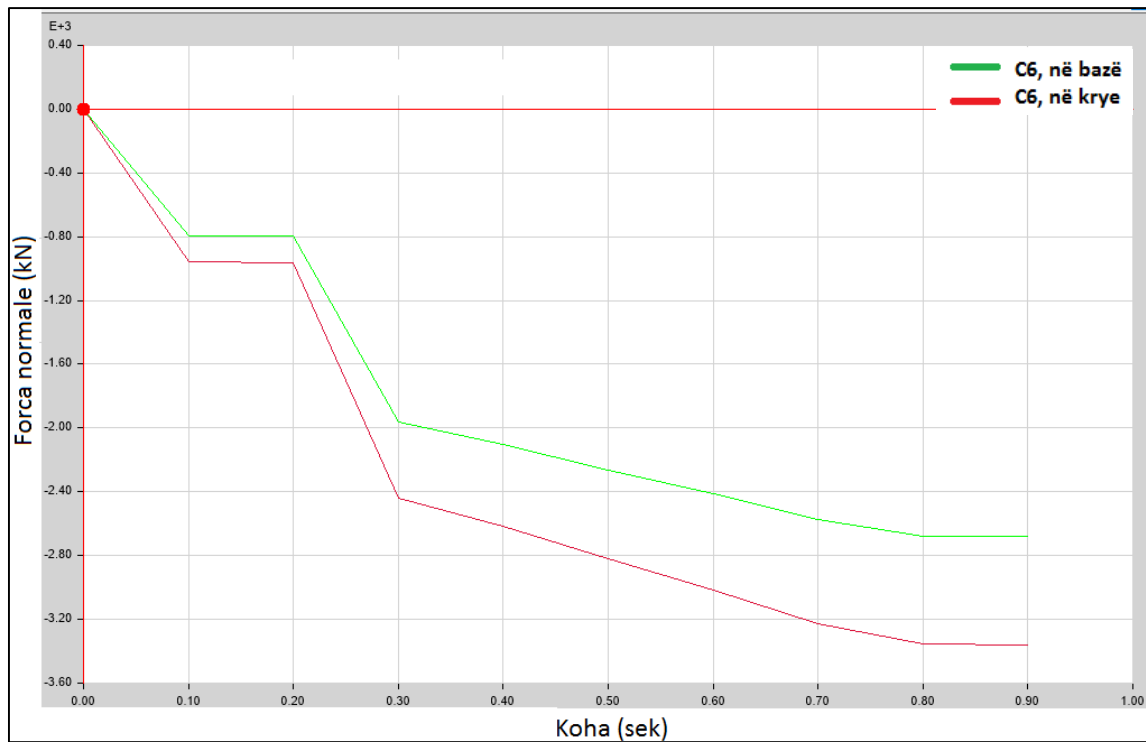


Figura 6.14- Forca normale në kolonën C6, në ETABS dhe ELS

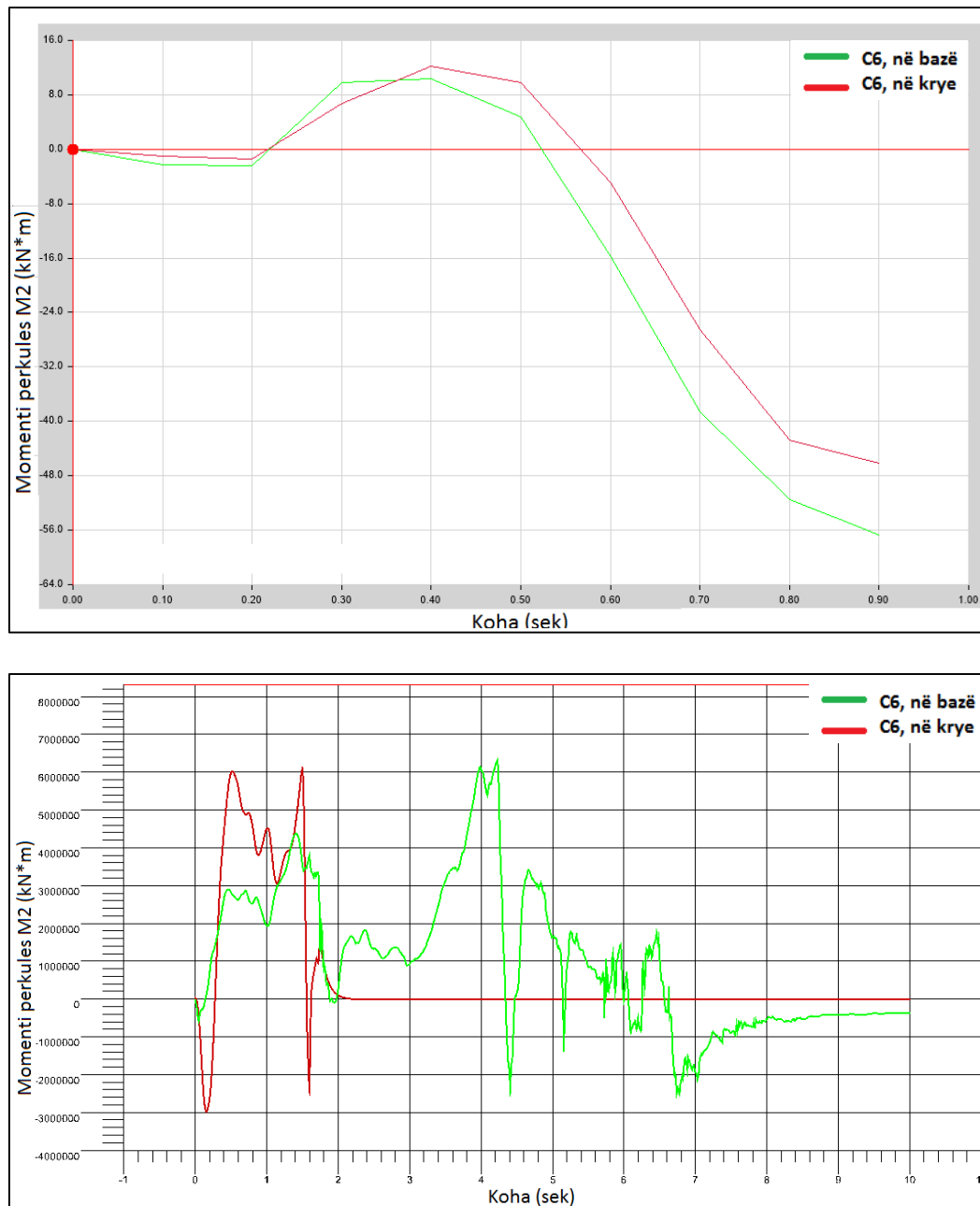


Figura 6.15- Forca normale në kolonën C6, në ETABS dhe ELS

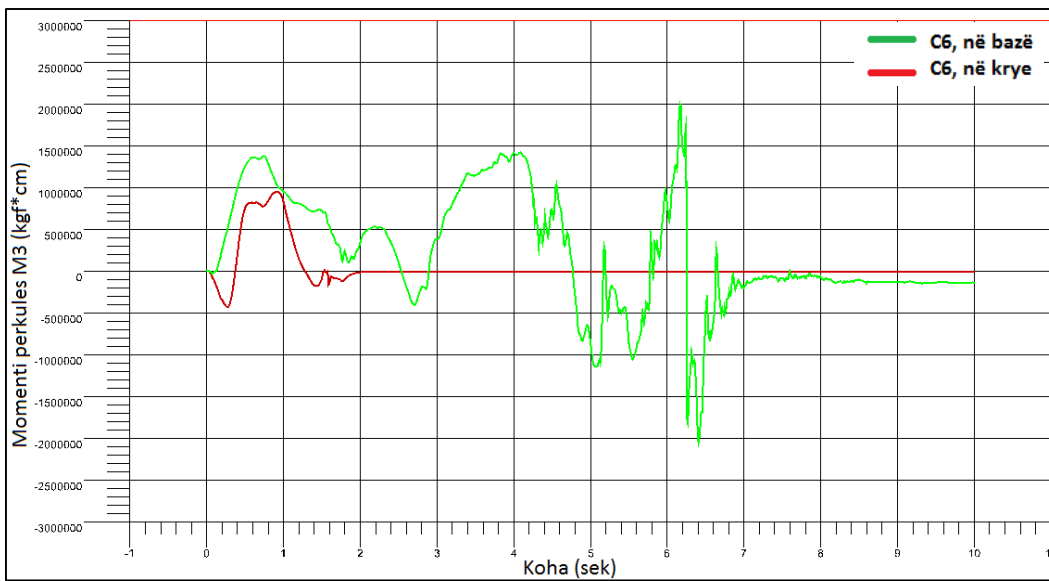
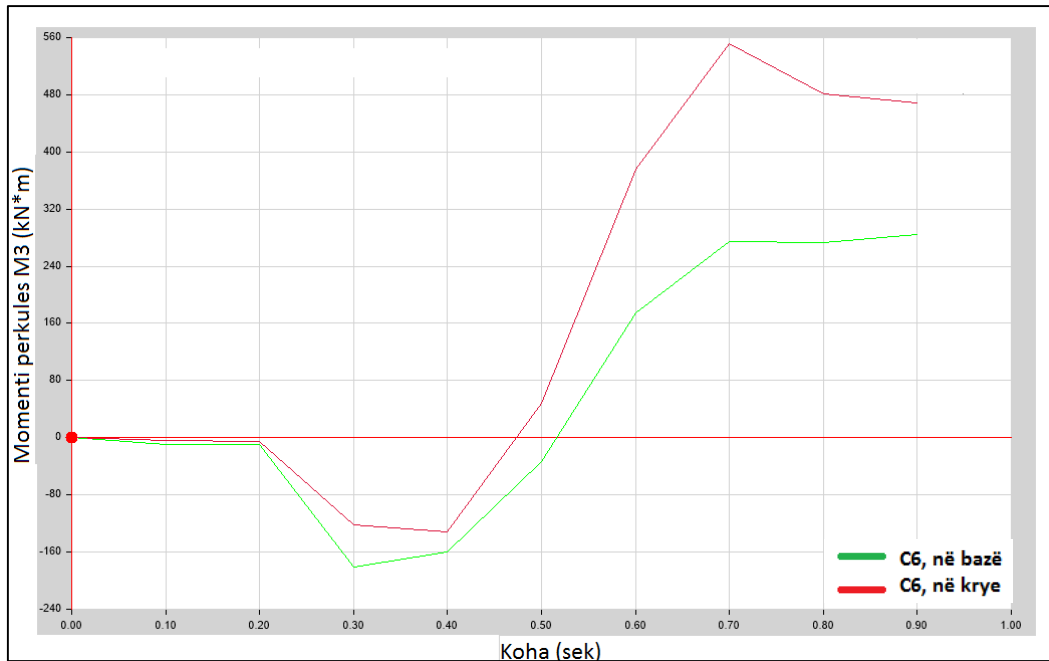


Figura 6.16- Momenti përkulës M_3 në kolonën C6, në ETABS dhe ELS

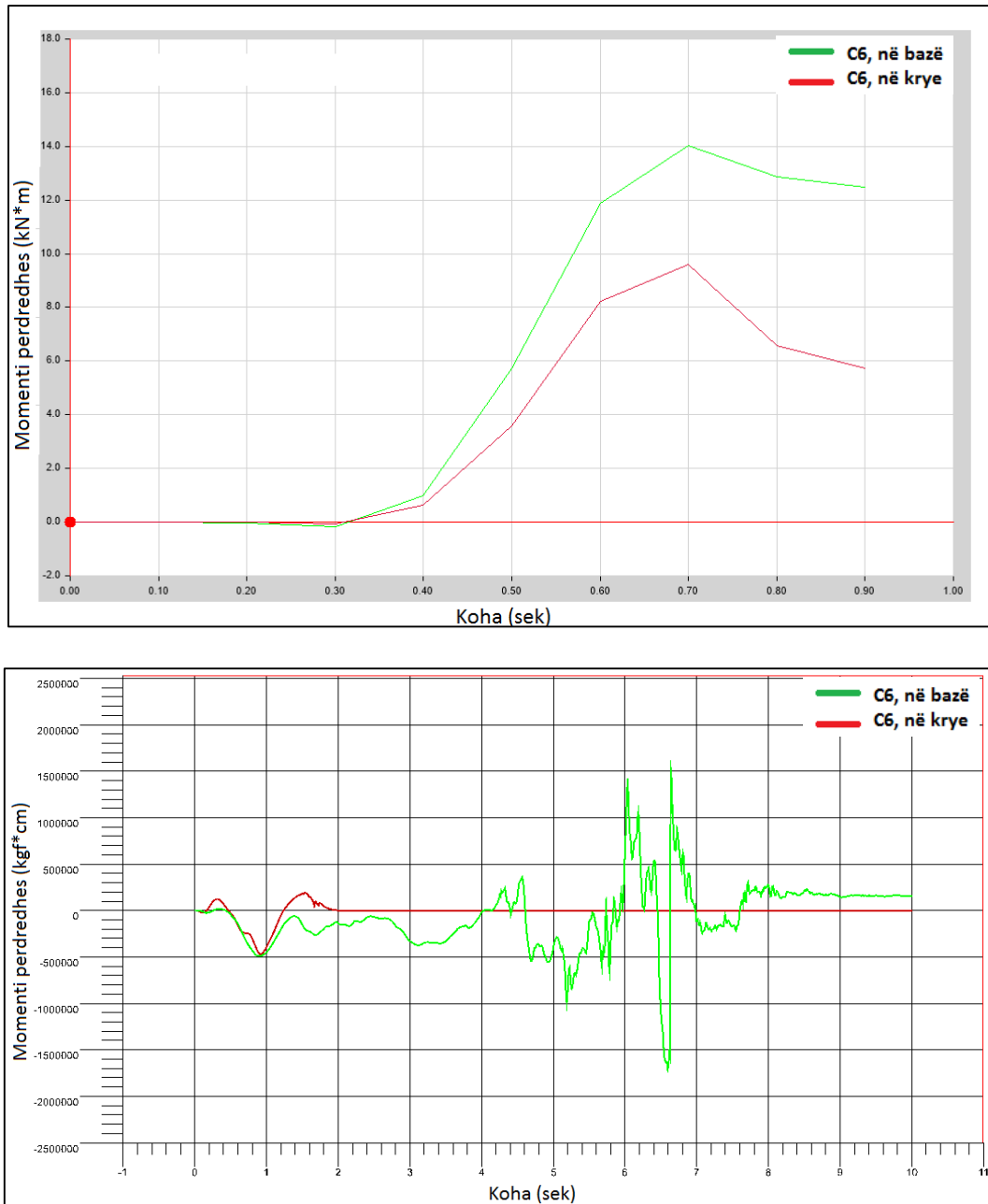


Figura 6.17- Momenti përdredhës në kolonën C6, në ETABS dhe ELS

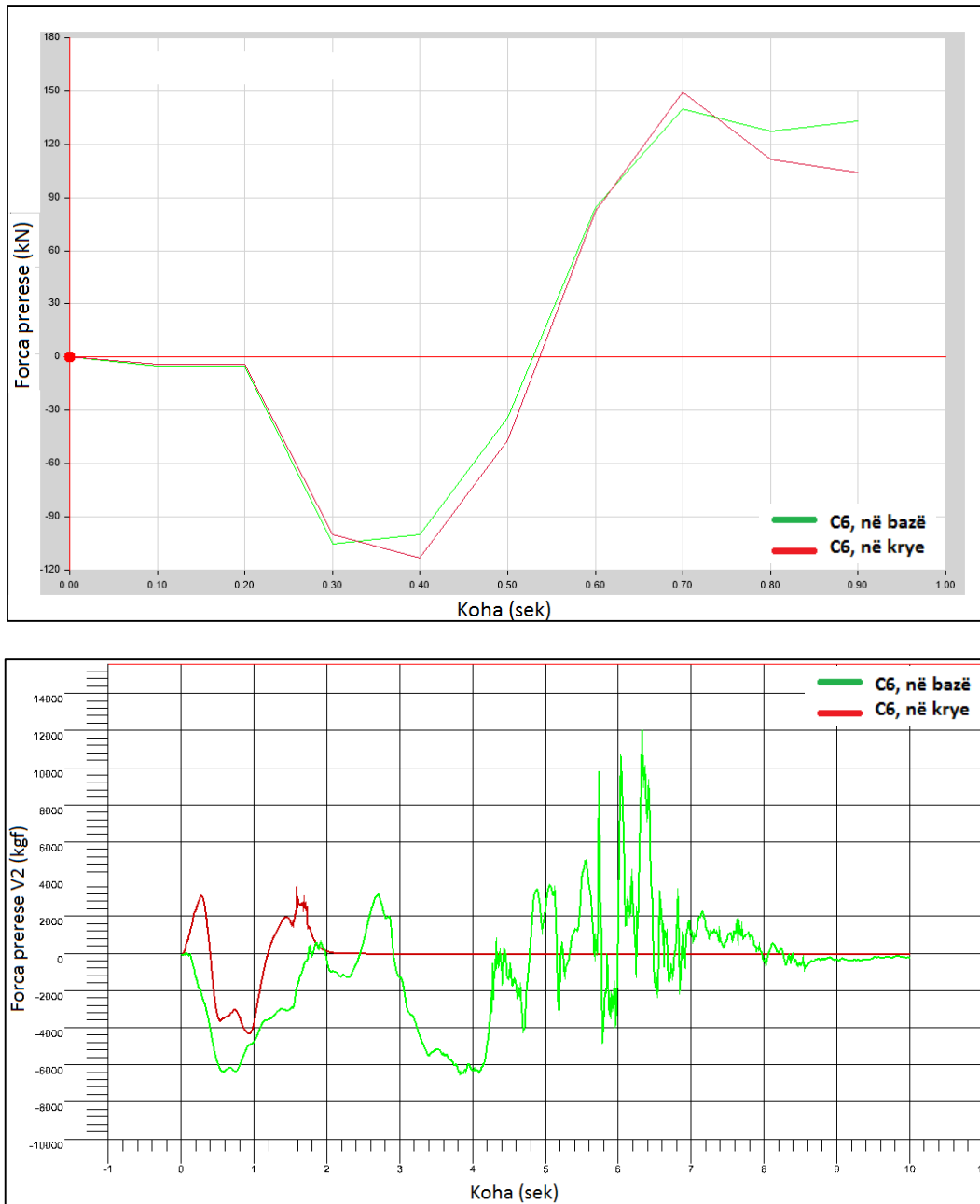


Figura 6.18- Forca prerëse V2 në kolonën C6, në ETABS dhe ELS

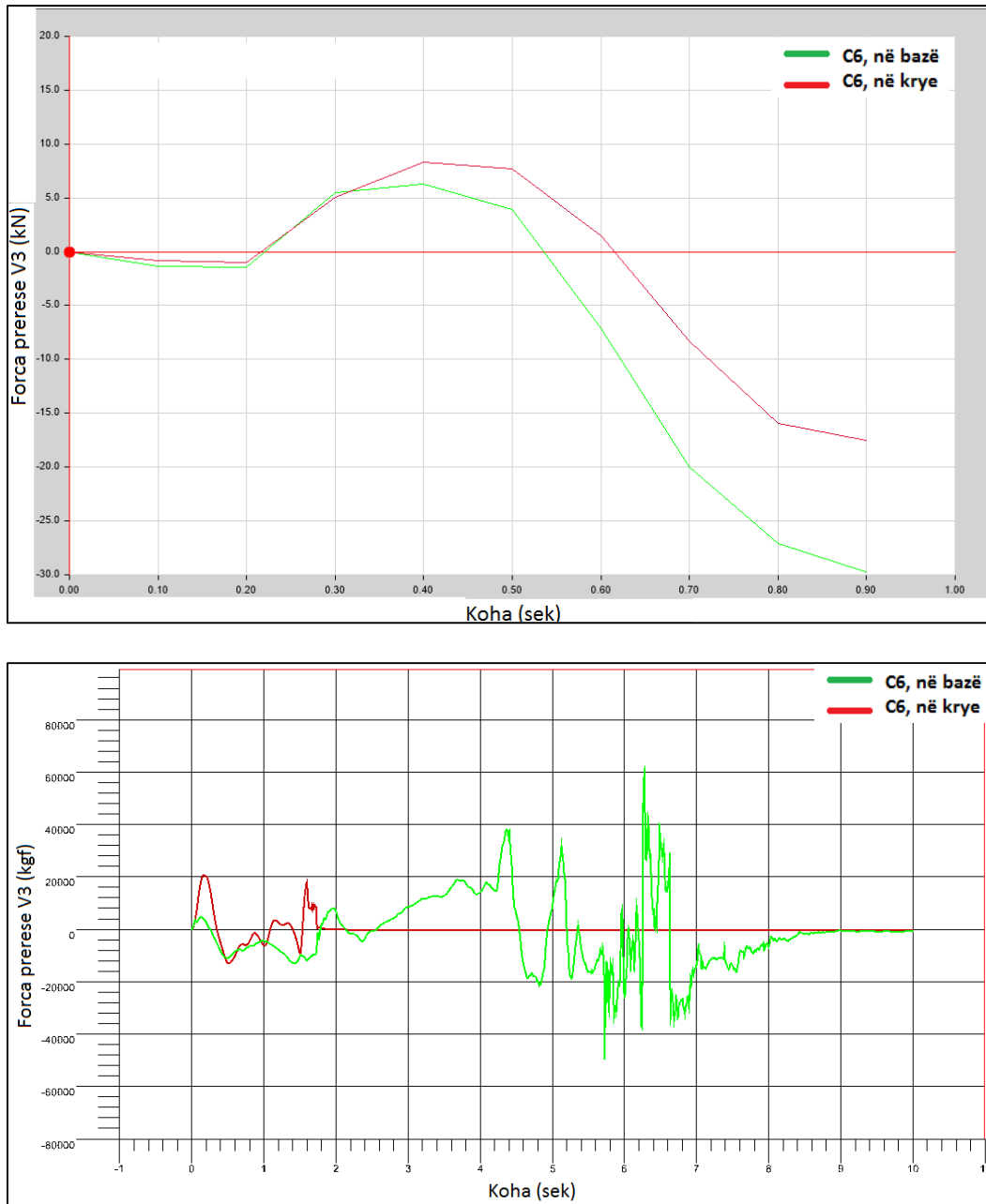


Figura 6.19- Forca prerëse V3 në kolonën C6, në ETABS dhe ELS

Në figurën e mëposhtme është paraqitur mekanizmi i shkatërrimit të strukturës sipas programit ETABS dhe ELS.

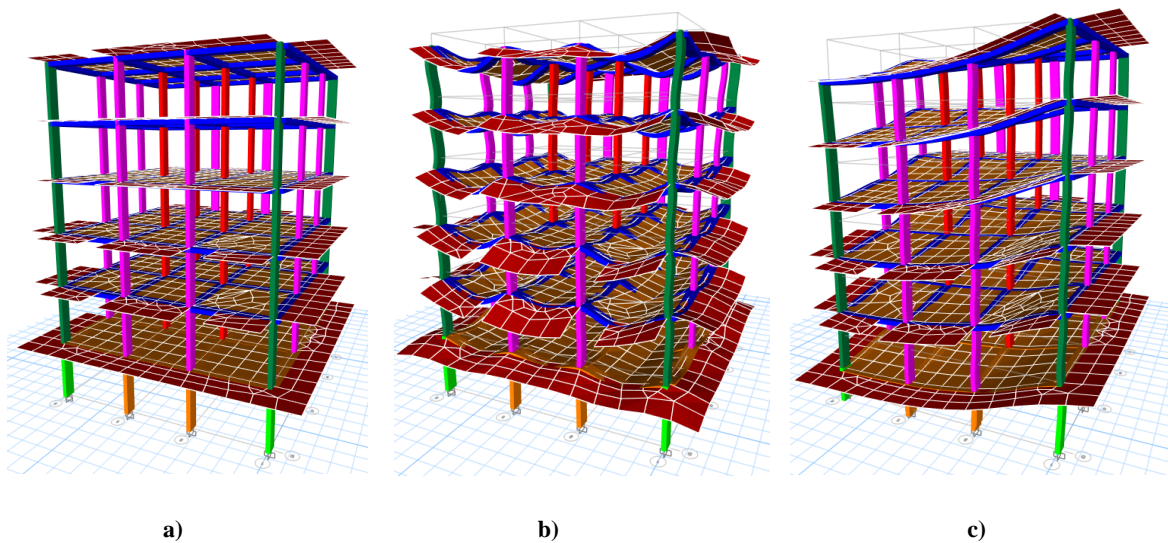


Figura 6.20- Paraqitja 3D, a) forma e pa deformuar, b) forma e deformuar nga ngarkesat e zakonshme, c) forma e deformuar nga skenari i demolimit

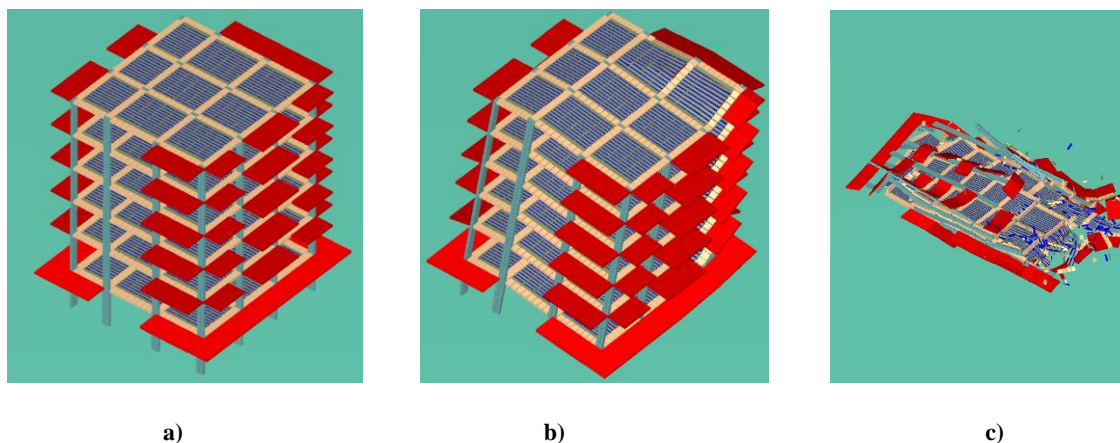


Figura 6.21- Paraqitja 3D, a) forma e pa deformuar, b) forma e deformuar në fazën fillestare, c) forma e deformuar nga skenari i demolimit

6.2 Rezultatet e analizës së kombinuar: sizmike dhe demolimi

Si pasojë e tërmetit të 26 nëntorit 2019 në Durrës, në strukturën e marrë në studim u konstatua se, elementët strukturorë kryesorë kishin pësuar dëmtime të konsiderueshme deri në faza të avancuara të deformimeve plastike mbetëse. Për të karakterizuar këto deformime plastike struktura është analizuar me metodën dinamike jo-lineare “Time History”, duke përdorur akselerogramat e tërmetit sipas tre drejtimeve kryesore të regjistruara në stacionin e Durrës-it, me hap kohor 0.01 sek. Kohëzgjatja totale e regjistruar është 15 sek.

Pas zhvillimit të analizës sizmike, është ruajtur gjendja e deformuar (sforcuar) e strukturës, e cila është përdorur si gjendje fillestare për analizën e demolimit me shpërthim të kontrolluar.

Kjo analizë është zhvilluar në vijueshmëri të analizës sizmike, duke lejuar një hapësirë kohore prej 5 sek, si kohë e nevojshme për stabilizimin e forcave inerciale të strukturës (demolimi dhe tërmeti në realitet kanë ndodhur në periudha të ndryshme kohore). Kjo procedurë e zgjedhur bën të mundur marrjen e rezultateve të cilat i përafrohen në një nivel të kënaqshëm kushteve reale të demolimit të strukturës.

Analiza e demolimit është zhvilluar në një interval prej 10 sek. Kjo analizë është realizuar duke përdorur opsionin “demolition scenario” në programin ELS, i cili mundëson heqjen e menjëhershme të elementëve strukturorë vertikal (kolonave) nga analiza, duke simuluar efektin e shpërthimit të kontrolluar.

Për këtë qëllim, në katin përdhe dhe në katin e parë janë hequr 6 kolona (në secilin kat) në të njëjtën kohë pa lënë hapësirë kohore midis dy niveleve, ashtu sikurse është kryer edhe demolimi në realitet.

Rezultate e paraqitura janë marrë në formën e zhvendosjeve të elementëve në nivel lokal dhe të strukturës në nivel global. Gjithashtu, janë regjistruar forcat e brendshme në elementë, sforcimet dhe deformimet që lindin në sustat e materialit, pikat e shkatërrimit, si dhe përputhja vizuale e mekanizmit të shkatërrimit të simuluar me atë në realitet. Të gjitha këto rezultate janë dhënë në funksion të kohës, për të paraqitur paralelisht të gjithë të dhënat në të njëjtën kronologji.

6.2.1 Zhvendosjet e strukturës

Në figurat e mëposhtme paraqiten zhvendosjet e kolonave në katin e fundit sipas tre drejtimeve kryesore, në katër cepat e objektit, përkatësisht: kolonat D1, D4, A1, A4 (emërtimi i bërë sipas pozicionit të tyre në lidhje me akset e objektit). Gjithashtu, janë dhënë zhvendosjet e bazave të kolonave të ndodhura mbi kolonat e demoluara, përkatësisht: kolonat D2, D3, D4 dhe C2, C3 C4, sipas drejtimit vertikal.

Referuar zhvendosjeve të kolonave D1, D4, A1, A4 vihet re se, zhvendosjet maksimale sizmike janë: sipas drejtimit X = 6.0 cm, sipas drejtimit Y = 8.5 cm dhe sipas drejtimit vertikal Z = 1.952 cm.

Programi ELS mundëson përcaktimit e fushës së shpërndarjes së materialit (materiali i copëtuar) gjatë dhe pas procesit të shembjes së objektit. Kjo evidentohet edhe nga grafikët e mëposhtëm, referuar sekuencës kohore nga sekonda 20 deri në sekondën e 30. Në drejtimin Y, e cila përfaqëson drejtimit kryesor të shembjes, struktura mbulon një distancë rreth 20 m gjatë

rënies. Pra, nëpërmjet vlerave të dhëna në këta grafikë, është e mundur të përcaktohet qartë trajektorja e zhvendosjes së katër cepave të cilët formojnë volumin e strukturës, duke shmangur në këtë mënyrë dëmtimet në objektet përreth.

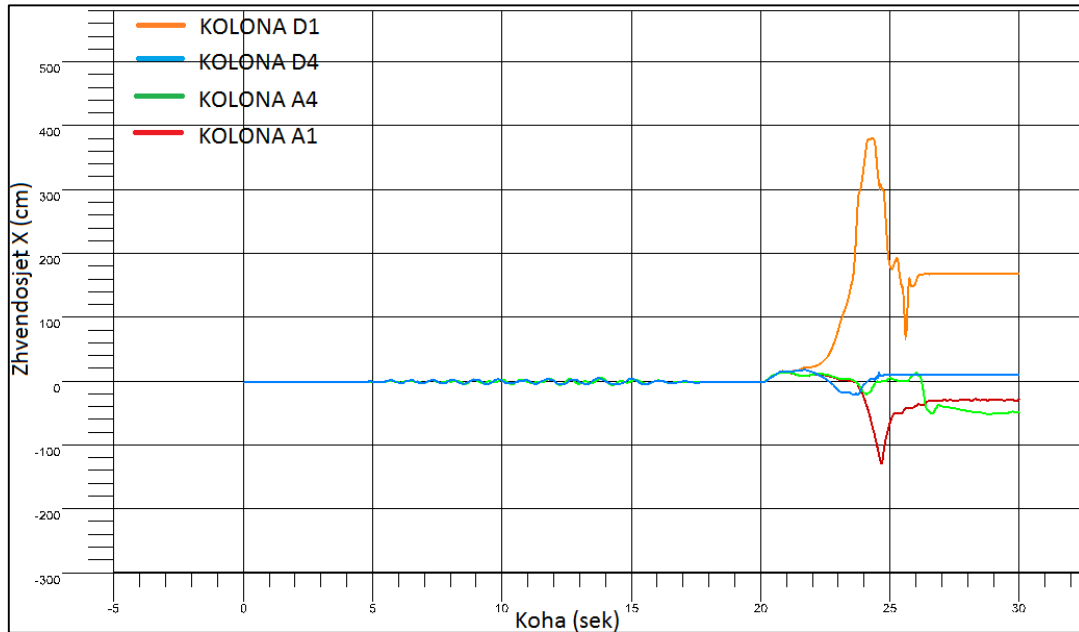


Figura 6.22- Zhvendosjet e kolonave A1, A4, D1, D4, sipas drejtimit X

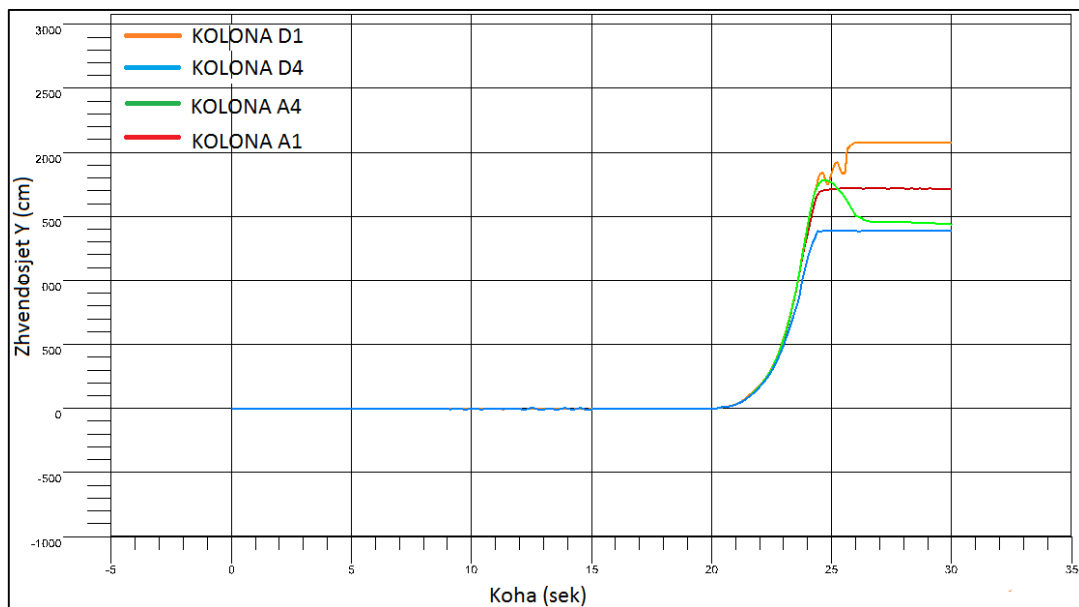


Figura 6.23- Zhvendosjet e kolonave A1, A4, D1, D4, sipas drejtimit Y

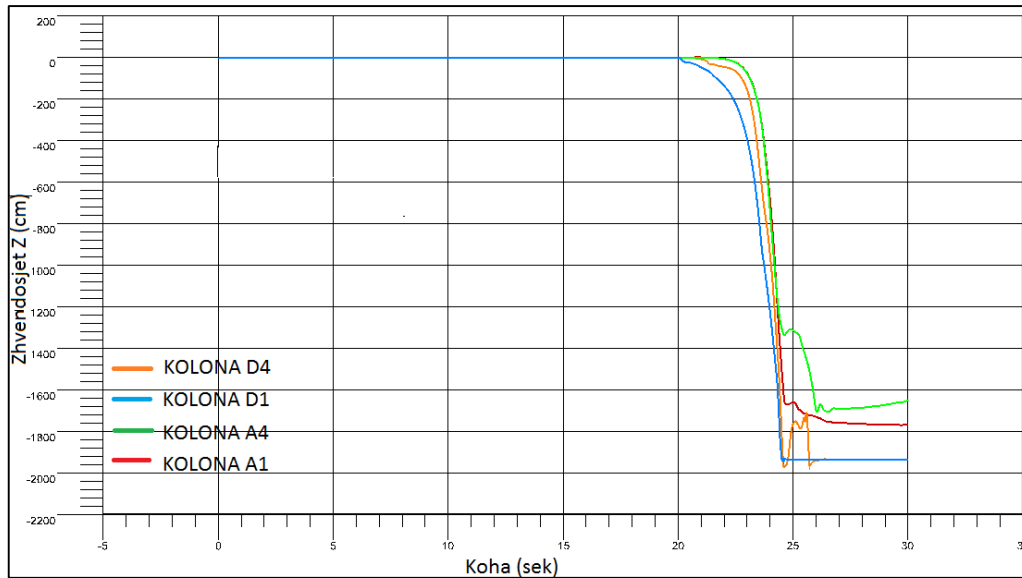


Figura 6.24- Zhvendosjet e kolonave A1, A4, D1, D4, sipas drejtimit Z

Grafikët e zhvendosjeve vertikale të kolonave evidentojnë faktin se kolonat e ndodhura në katin e parë (pra, mbi kolonat e demoluara) marrin një kohë rreth 1 sek për të rënë në tokë, ndërsa pjesa e sipërme e objektit merr rreth 5.5 sek (referuar zhvendosjeve vertikale të kolonave të katit të gjashtë). Kjo tregon se elementët e strukturës në momentin e demolimit nuk zhvendosen në sinkron me njëri tjetrin. Mungesa e sinkronizimit të zhvendosjeve demonstroi zhvillimin e mekanizmave të shkatërrimit dhe të shkëputjes së elementëve. Në termat e Metodës së Elementëve të Aplikuar, kjo shoqërohet me shkatërrimin e sistemeve të lidhjeve dhe krijimin e sistemeve të kontaktit në pikat ku elementët e shkatërruar kanë kontakt fizik me njëri-tjetrin.

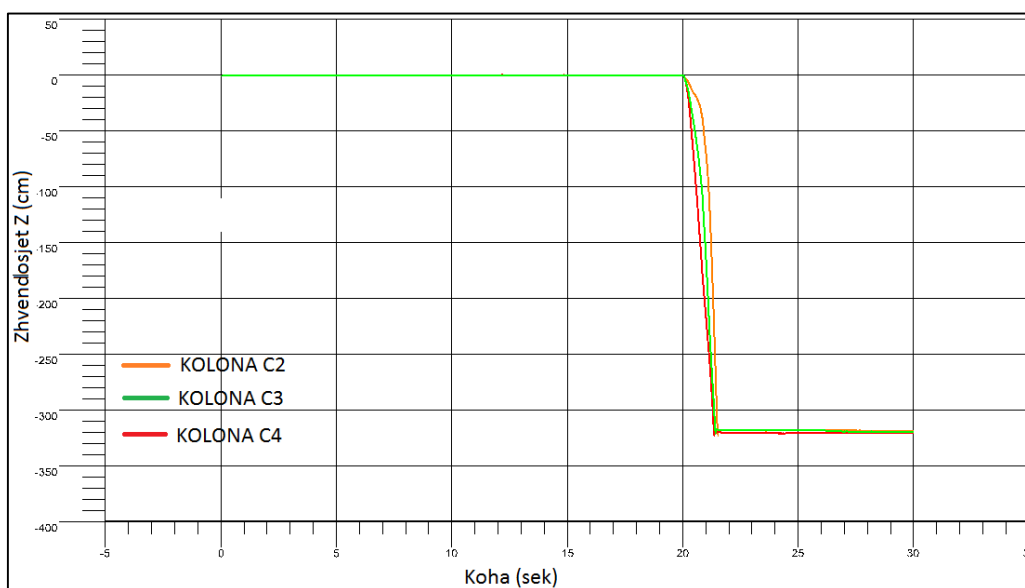


Figura 6.25- Zhvendosjet e kolonave C2, C3, C4, sipas drejtimit Z

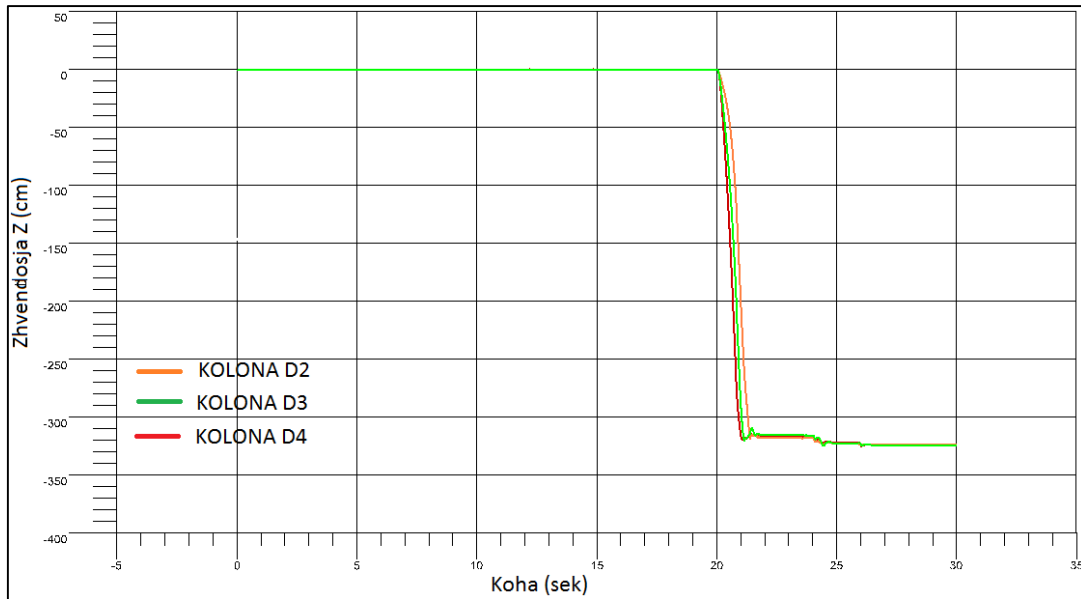
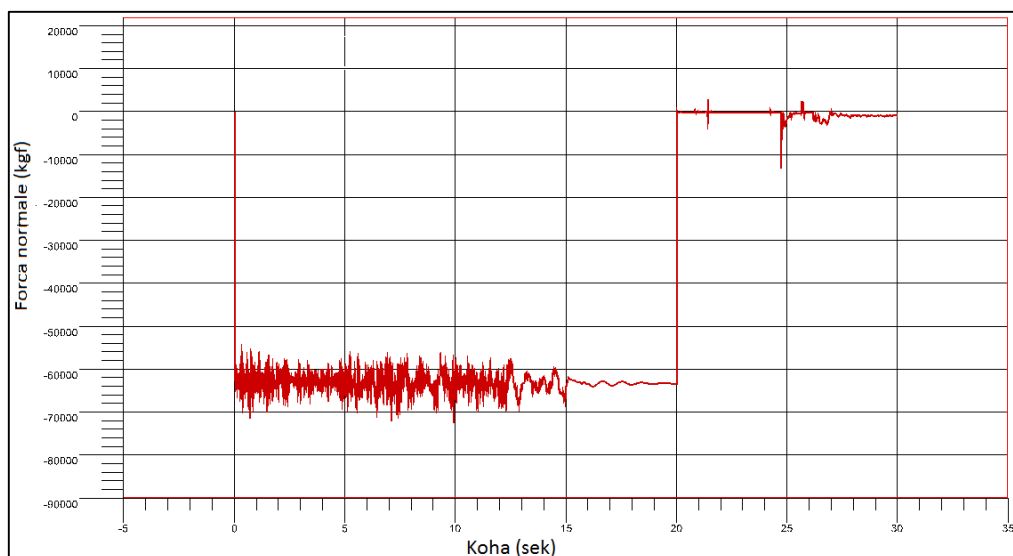
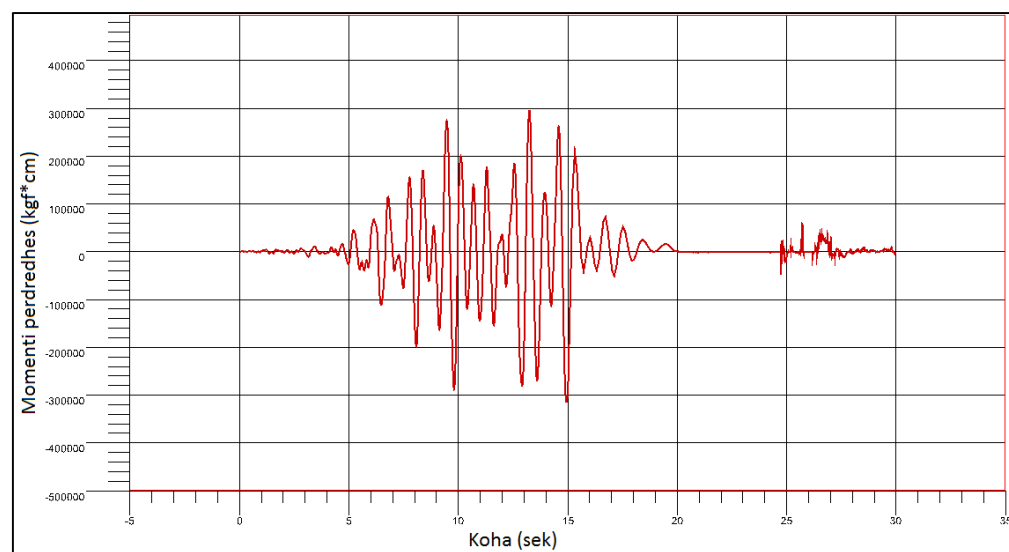
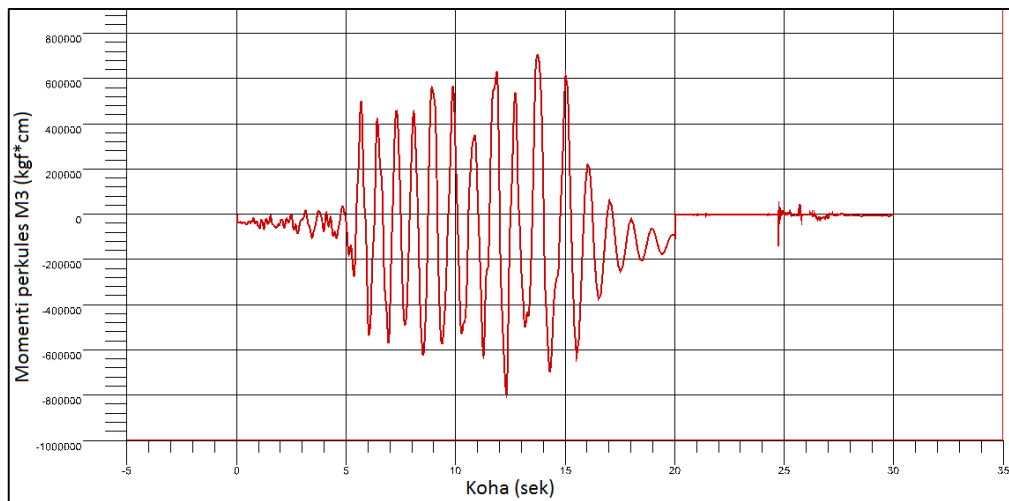
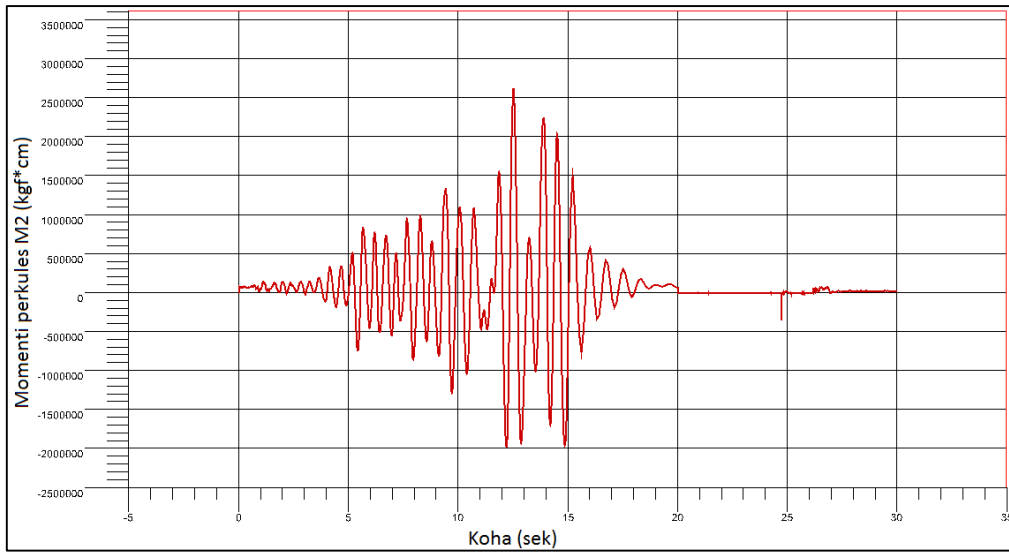


Figura 6.26- Zhvendosjet e kolonave D2, D3, D4, sipas drejtimit Z

6.2.2 Forcat e brendshme në kolona

Në grafiket e mëposhtëm paraqitet marrëdhënia kohë – forcë e brendshme, për kolonat e ndodhura mbi kolonat e hequra, dhe për kolona të vlerësuara si kyçe në katin përdhe dhe të parë. Për kolonat e ndodhura në katin e parë mbi kolonat e hequra, përkatësisht C11 dhe C12 (të cilat janë paraqitura grafikisht më poshtë, si përfaqësuese edhe të kolonave C7, C8, C15 dhe C16, me reagim të ngjashëm) vëmë re se, në sekondën e 20 forca aksiale merr vlerën zero dhe në sekondën e 25 kemi lindjen e forcave të brendshme relativisht me vlera të vogla, të cilat janë rrjedhim i efektin të goditjes së këtyre elementëve me tokën në momentin e shembjes së strukturës.





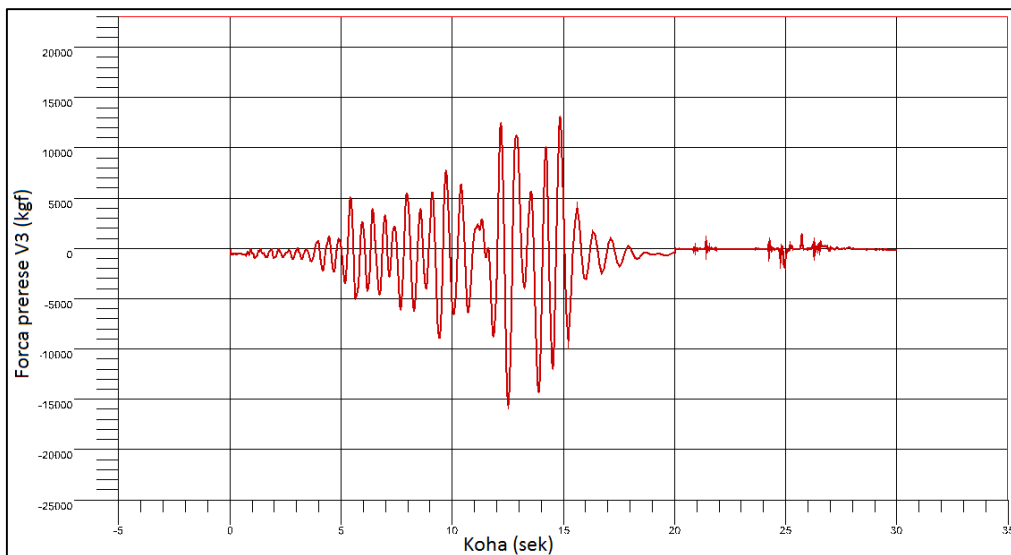
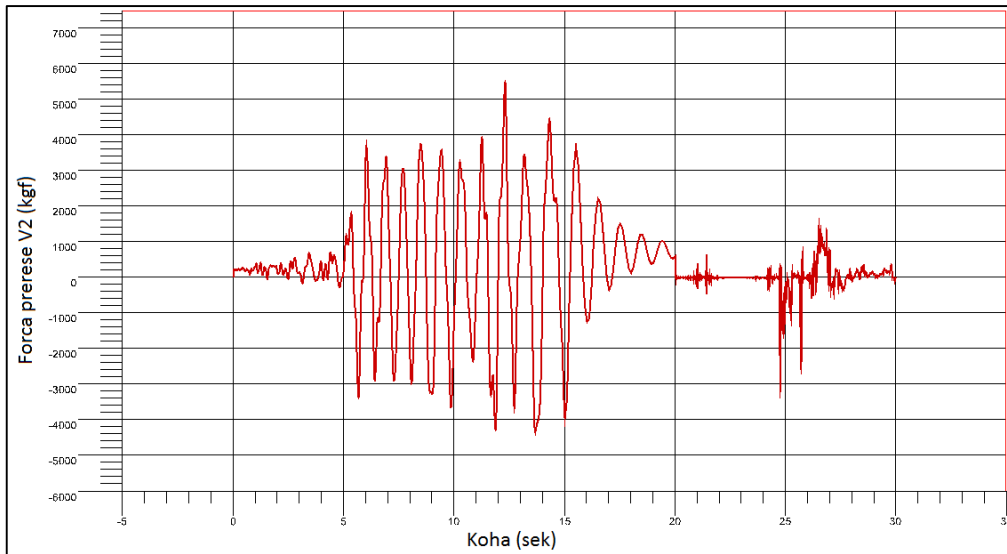
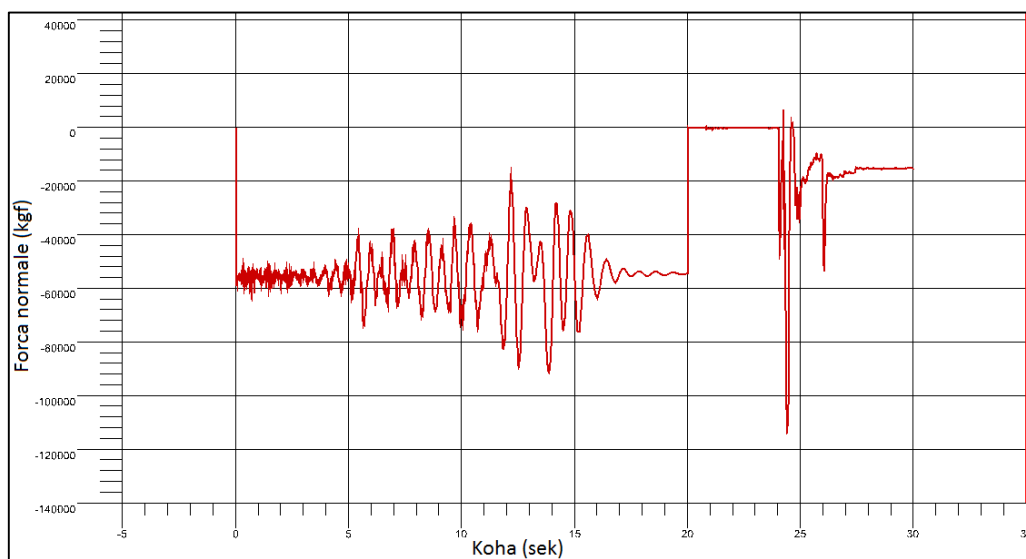
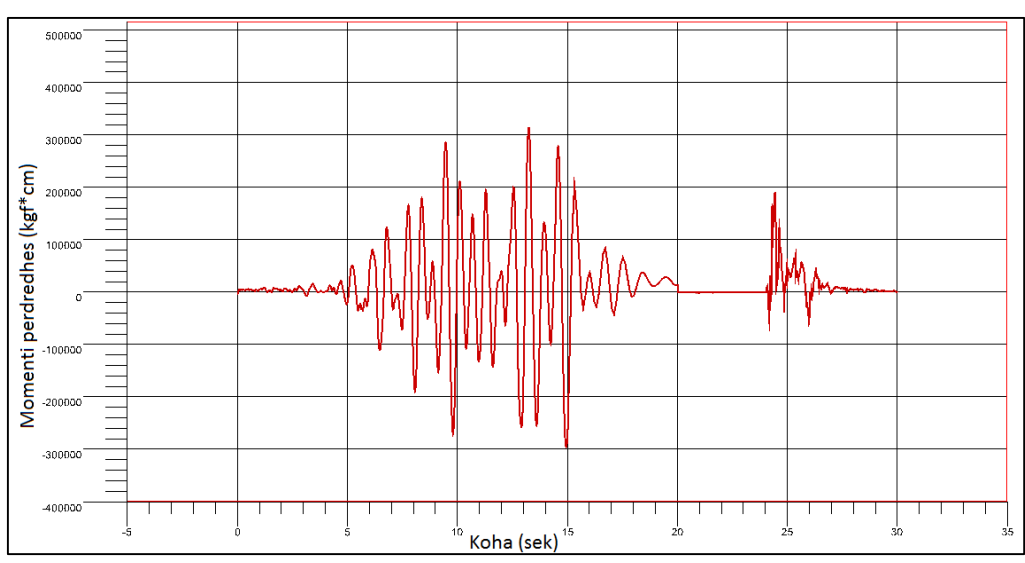
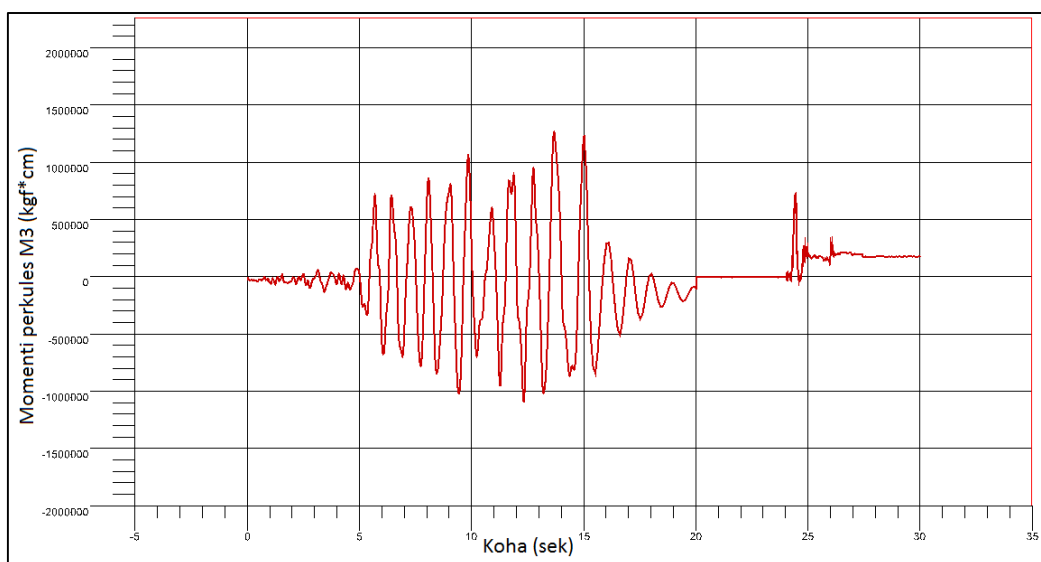
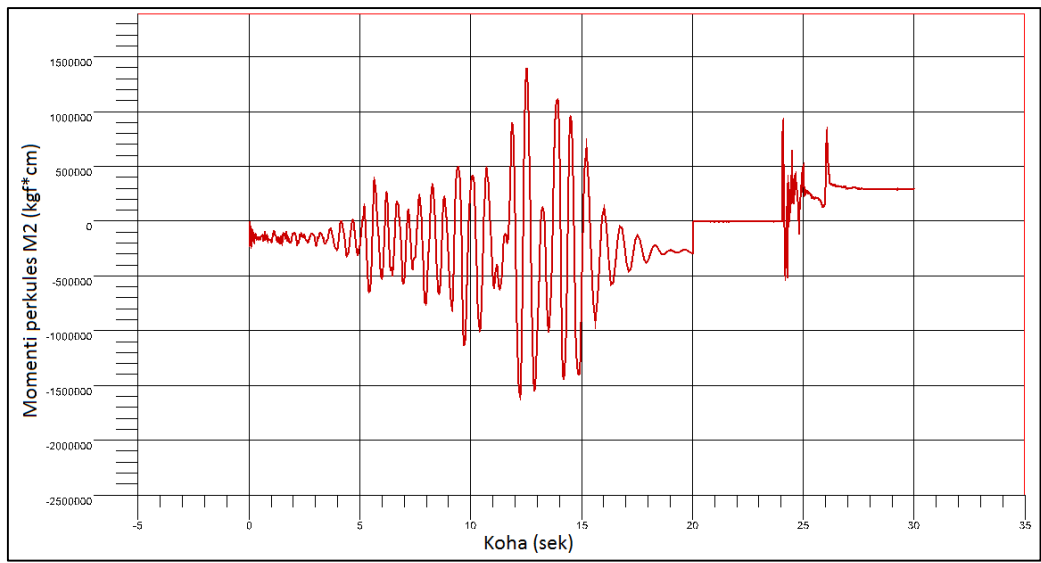


Figura 6.27- Forcat e brendshme në kolonën C1





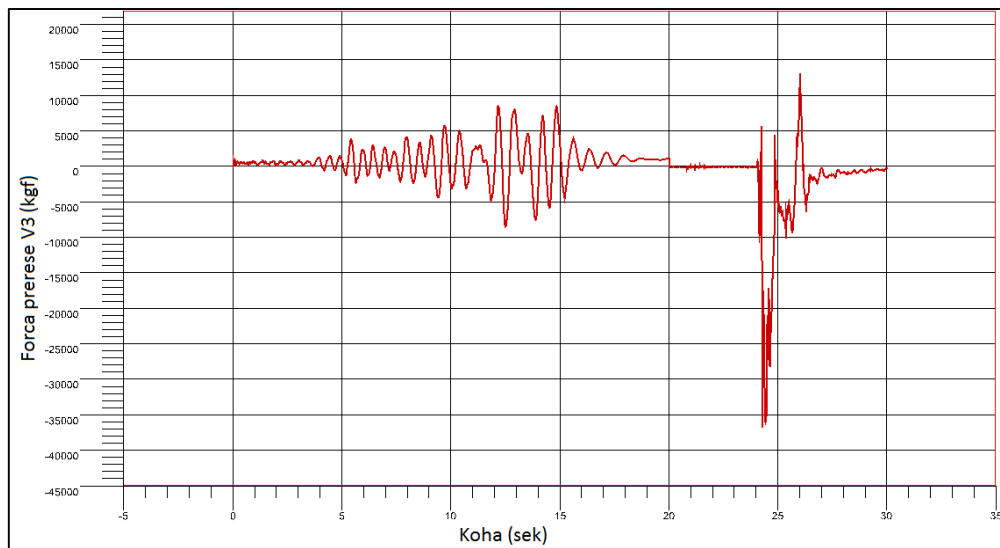
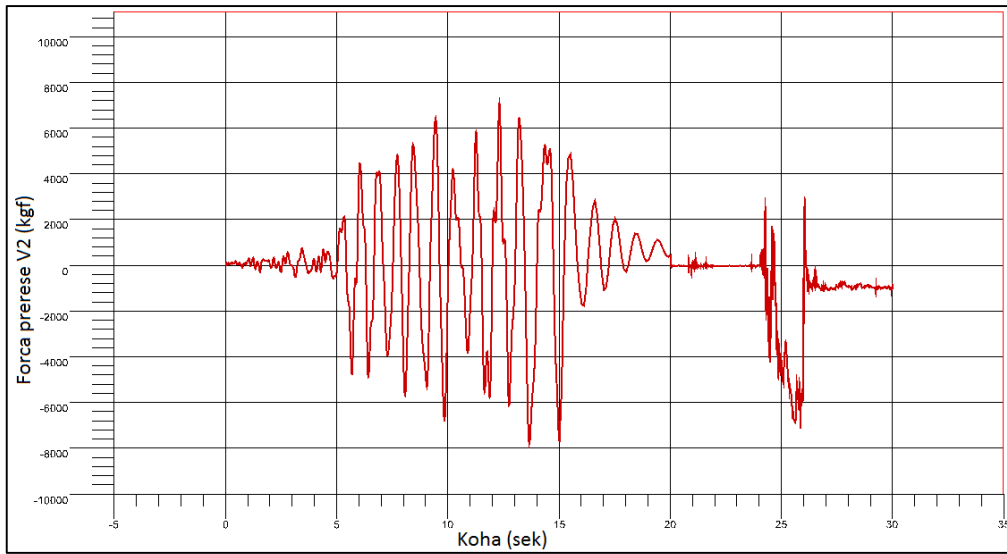
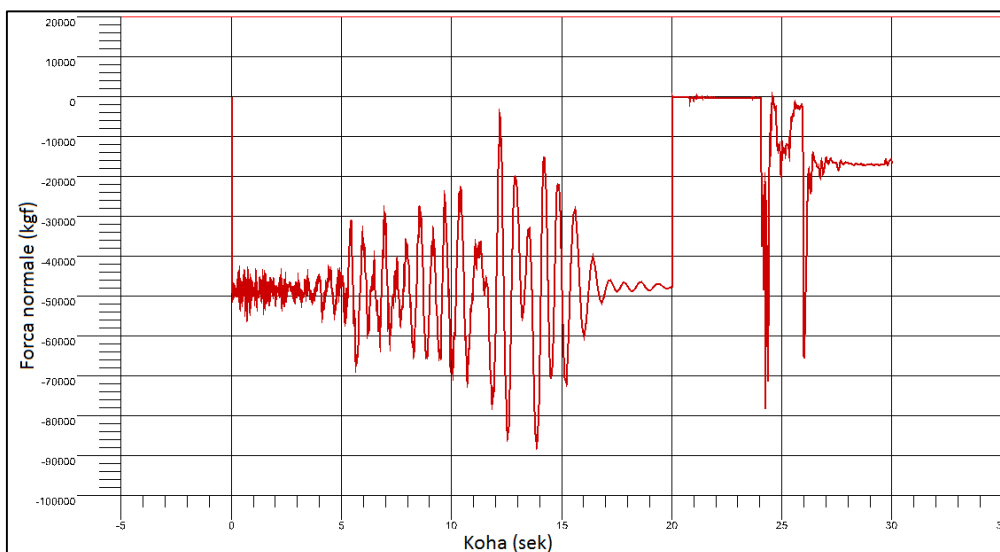
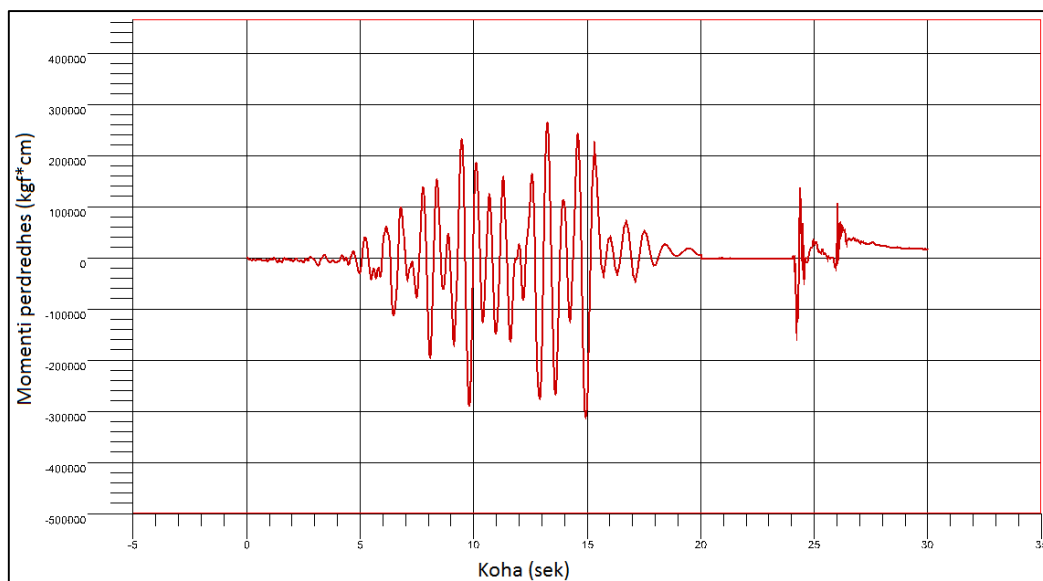
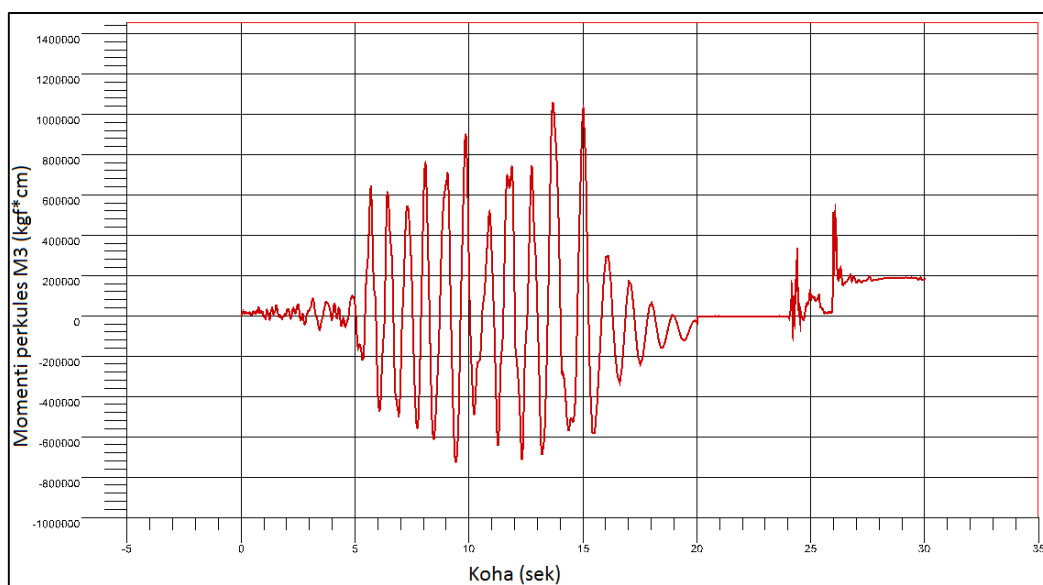
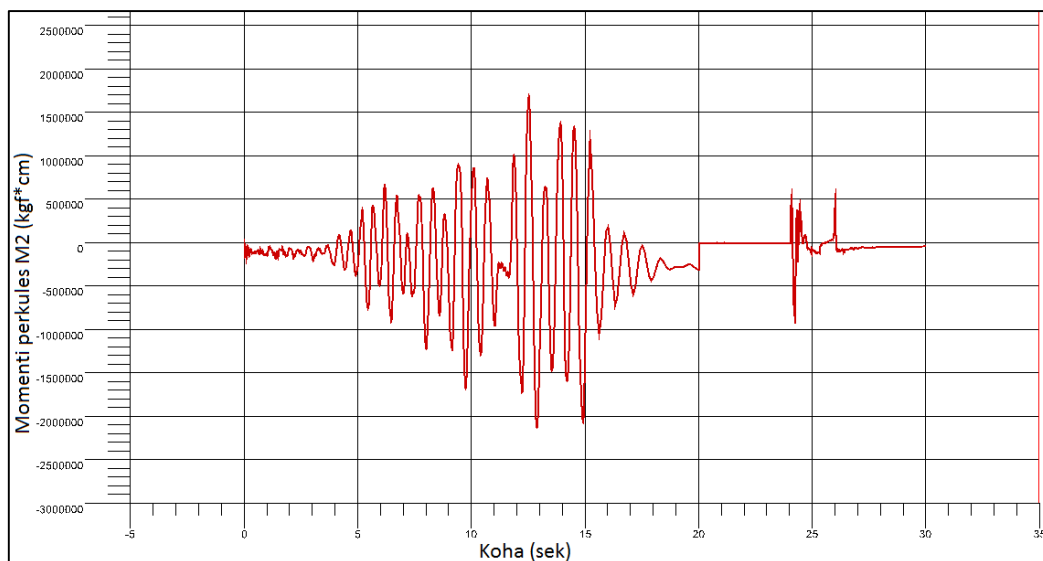


Figura 6.28- Forcat e brendshme në kolonën C12





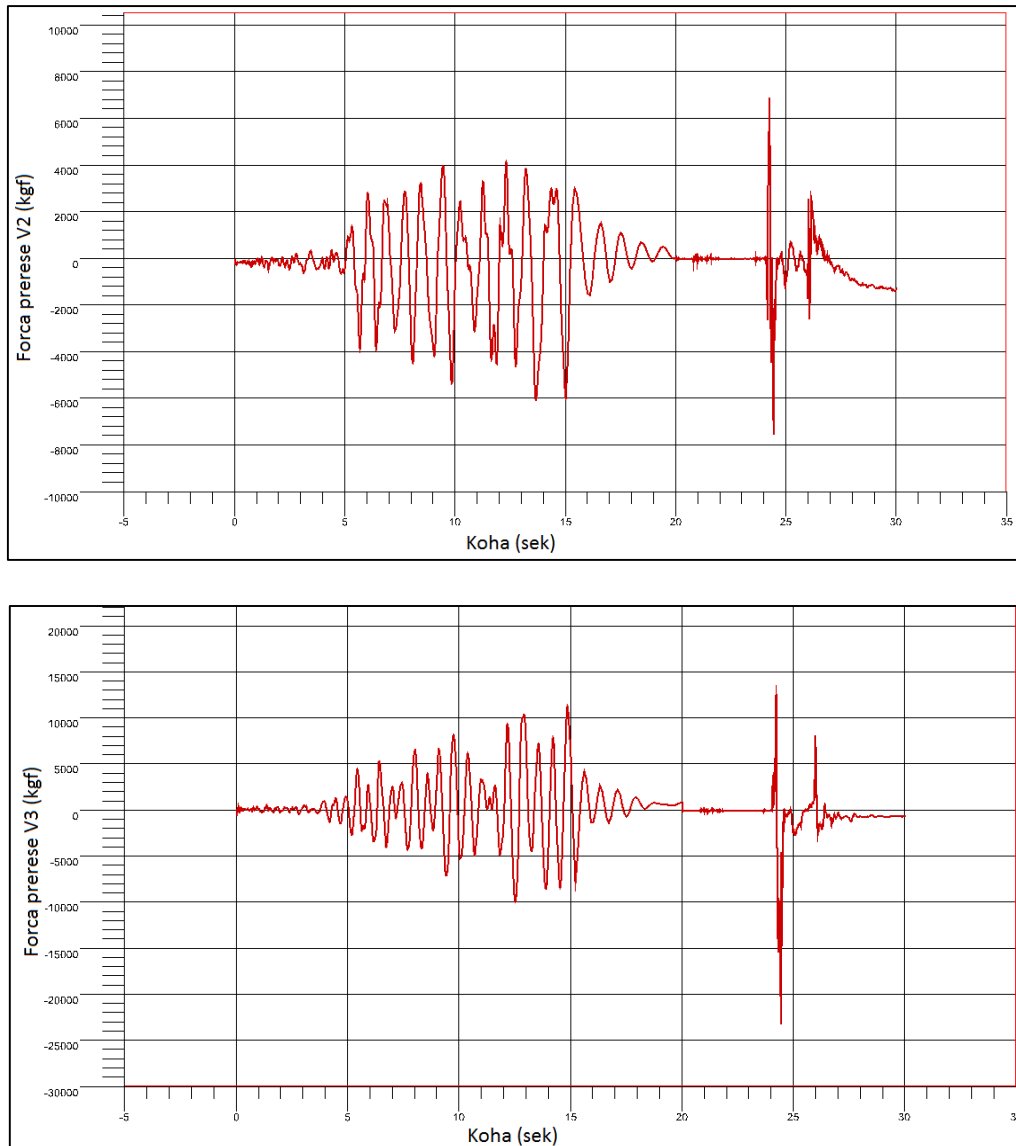
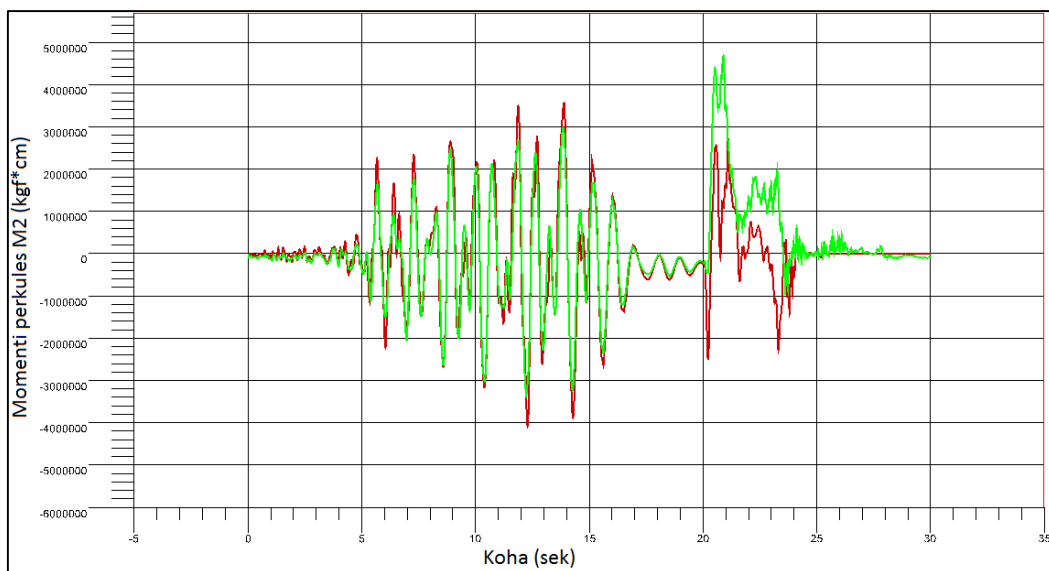
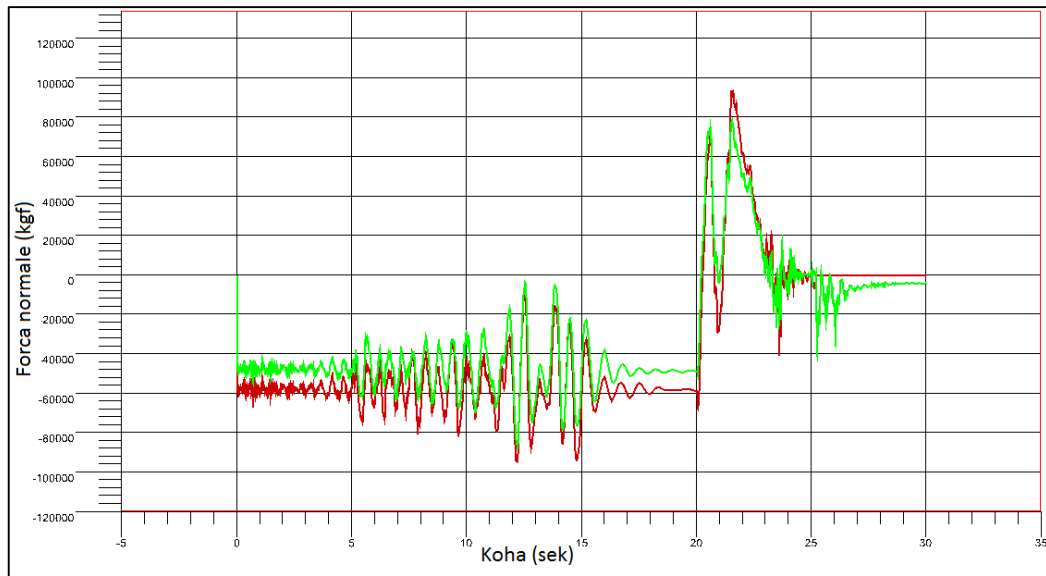


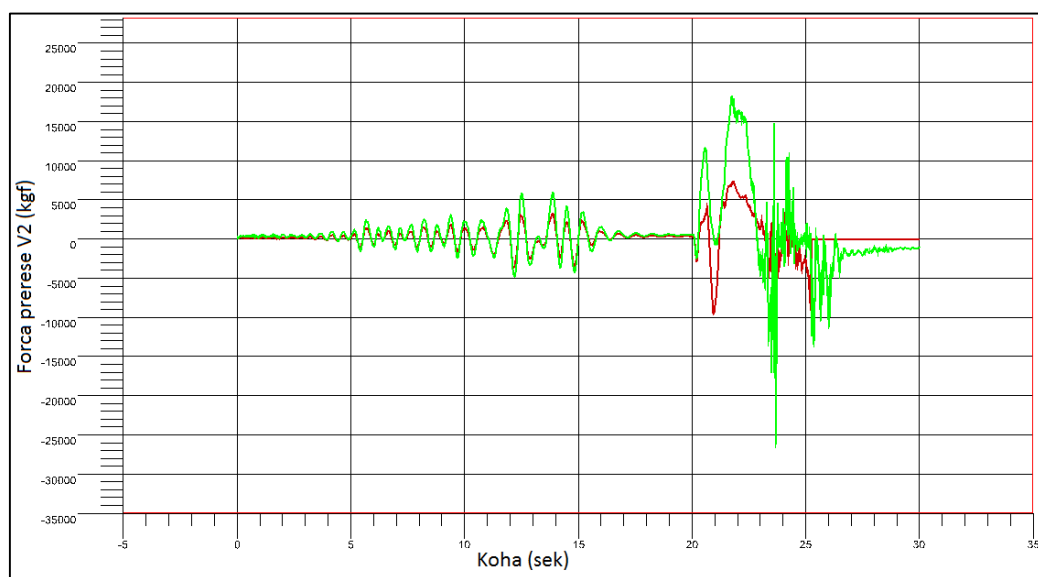
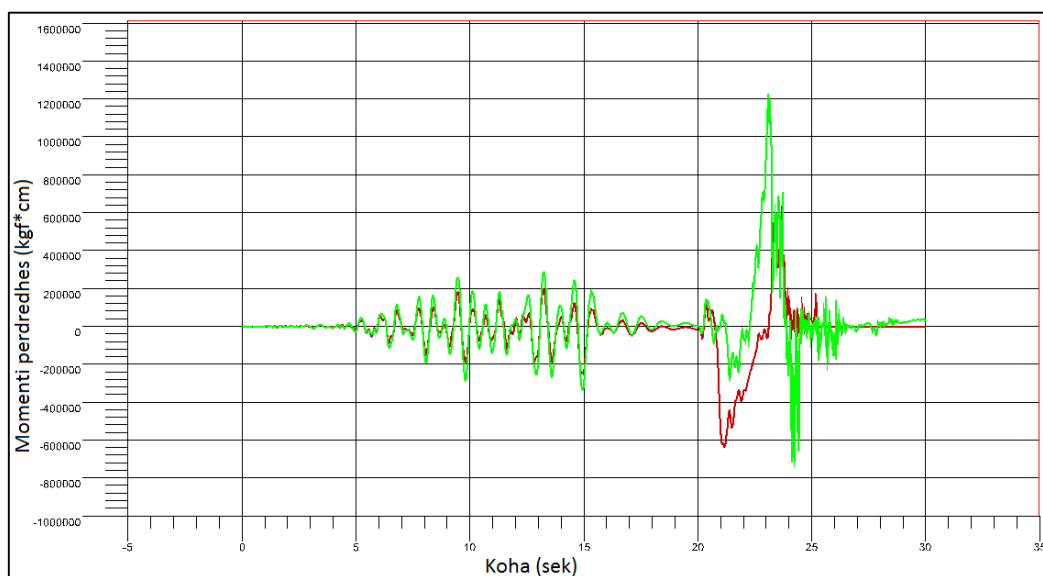
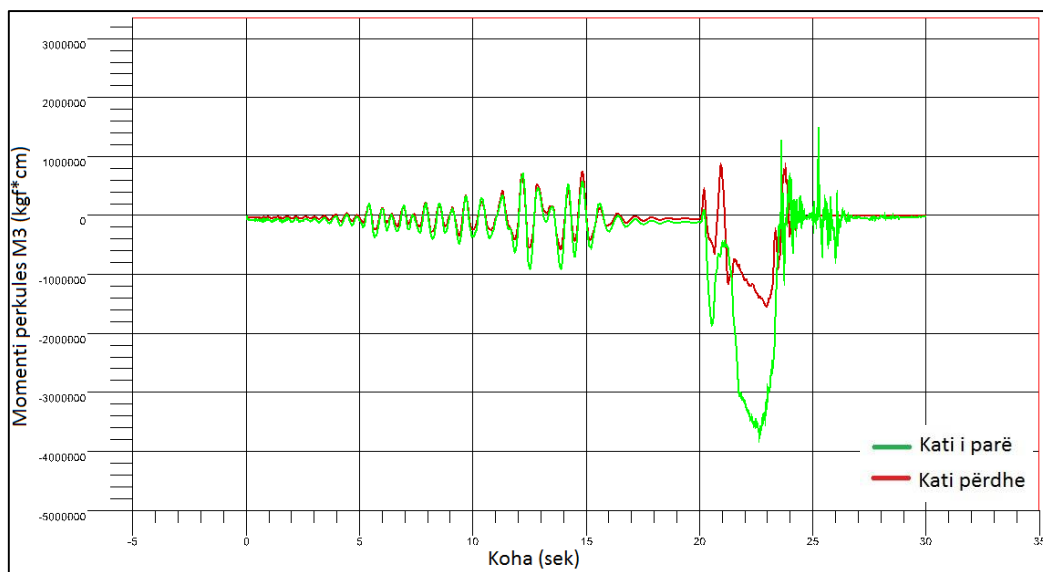
Figura 6.29- Forcat e brendshme në kolonën C16

Referuar grafikëve të forcave të brendshme të paraqitura më poshtë vihet re se, në etapën sizmike kolonat e katit përdhe janë më të ngarkuara, ashtu sikurse pritet në rastin e një analize sizmike. Ndërsa, në etapën e demolimit shihet se kjo qasje ndryshon. Në kontrast me rastin e parë, forcat e brendshme në katin e parë janë më të mëdha krahasuar me ato të katit përdhe.

Për të analizuar mekanizmin e shkatërrimit të strukturës janë marr në konsideratë të dhënat e detajuara të grafikëve të mëposhtëm. Nga këto grafikë vihet re se, objekti pëson rrotullim rreth aksit x-x, duke sjell një rritje të konsiderueshme të ngarkesës aksiale shtypëse në kolonat e aksit B, ndërsa kolonat në aksin A kalojnë në ngarkesë aksiale tërheqëse. Zhvendosja e objektit në drejtimin y-y sjell rritje të ndjeshme të forcave prerëse në këtë drejtim.

Duke gjykuar mbi vlerat e forcave të brendshme të kolonave të ndodhura mbi kolonat e hequra (përkatësisht, forca normale dhe momenti përkulës), kjo kolonë ka një ndikim të papërfillshëm në kapacitetin mbajtës të trarëve në të cilët mbështetet. Vlera e momentit përkulës të kolonës është pothuajse zero (ref. sekondës 20), fakt i cili bie në kundërshtim me parimin e kapriatës Vierendeel.





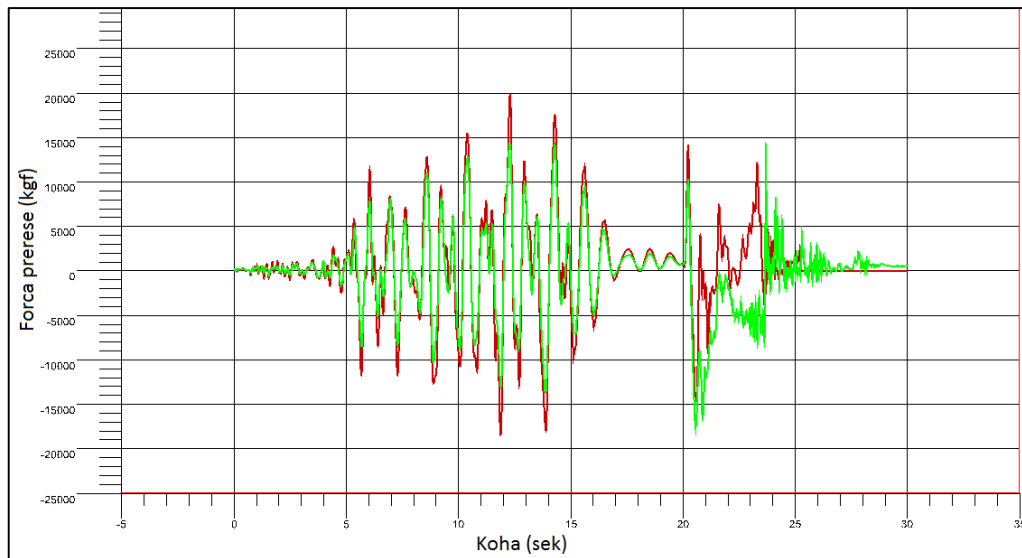
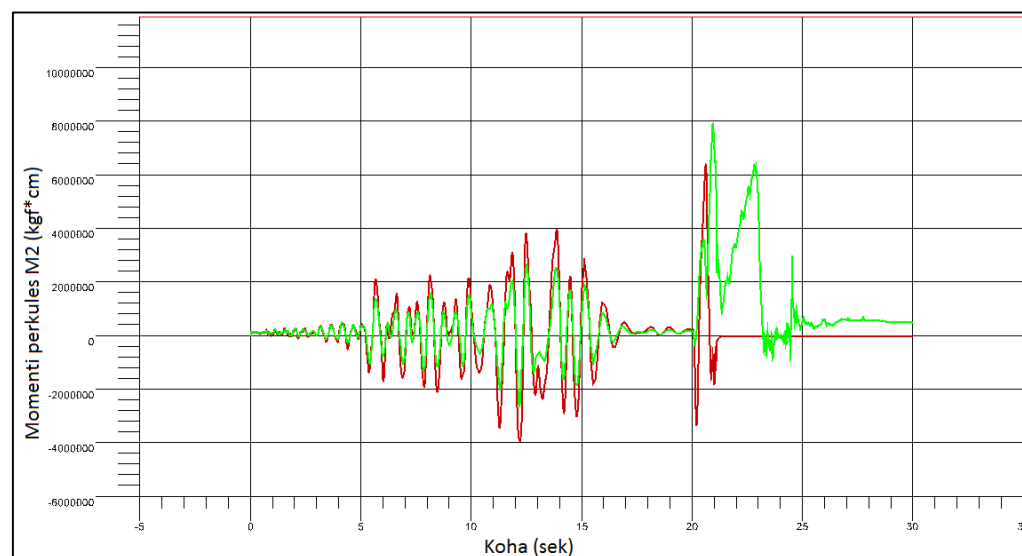
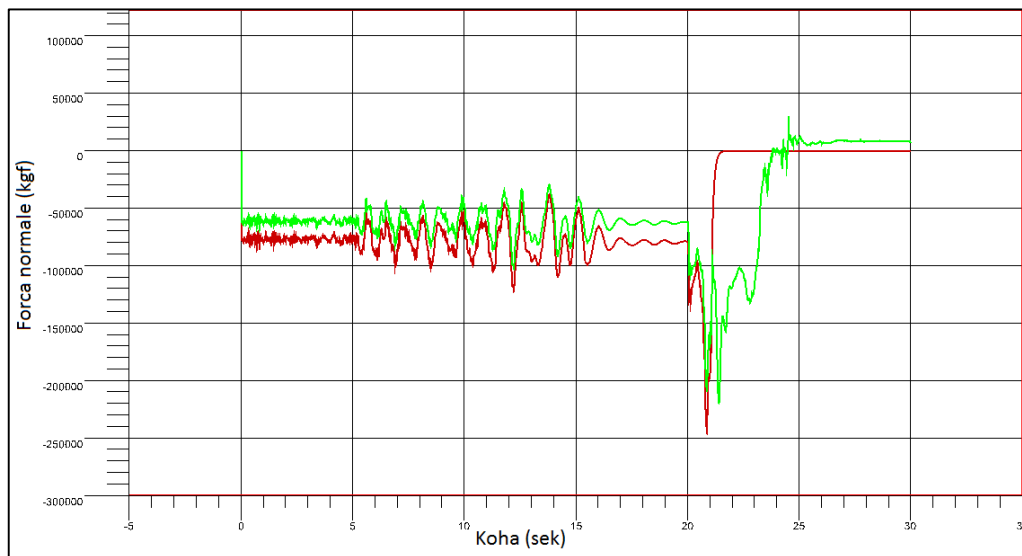
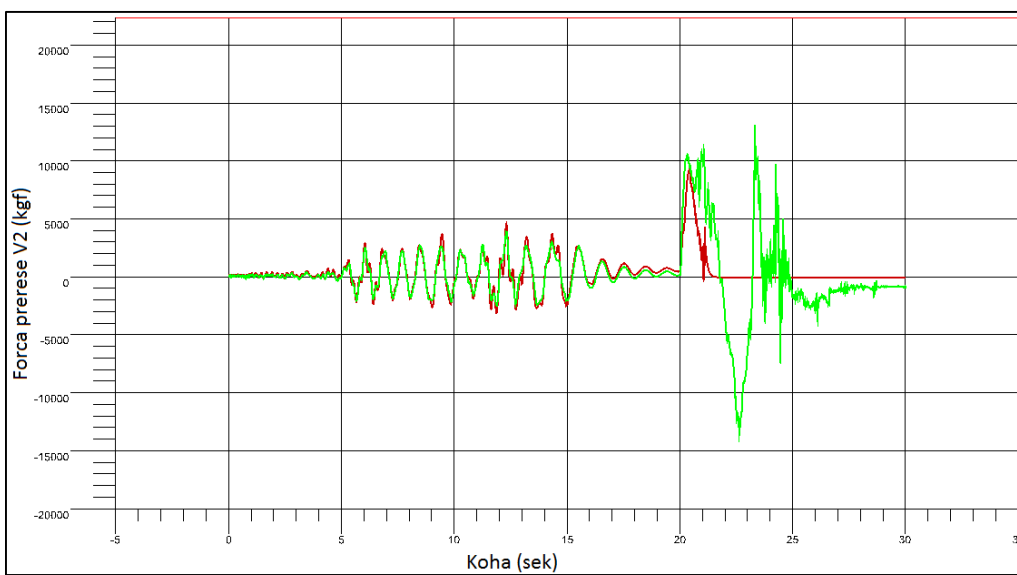
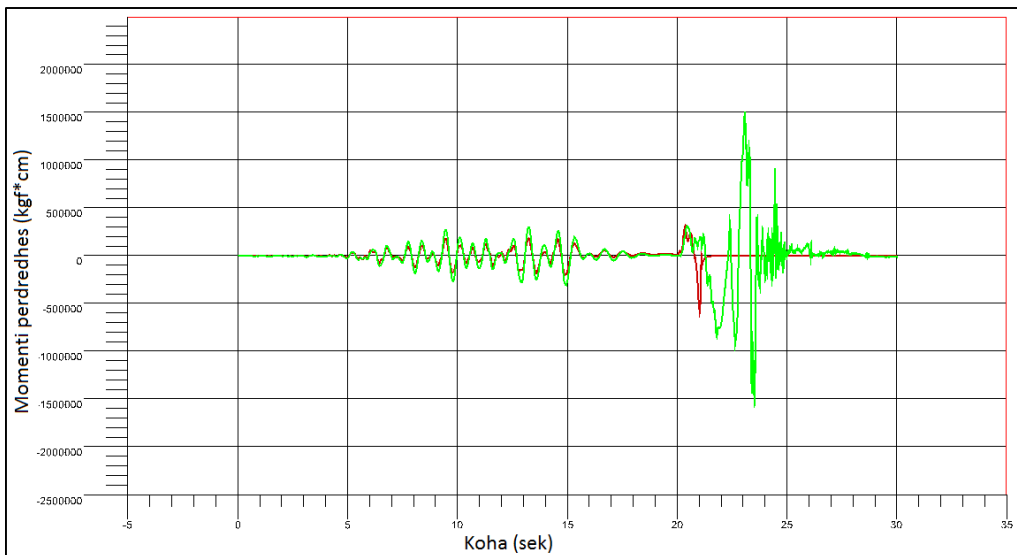
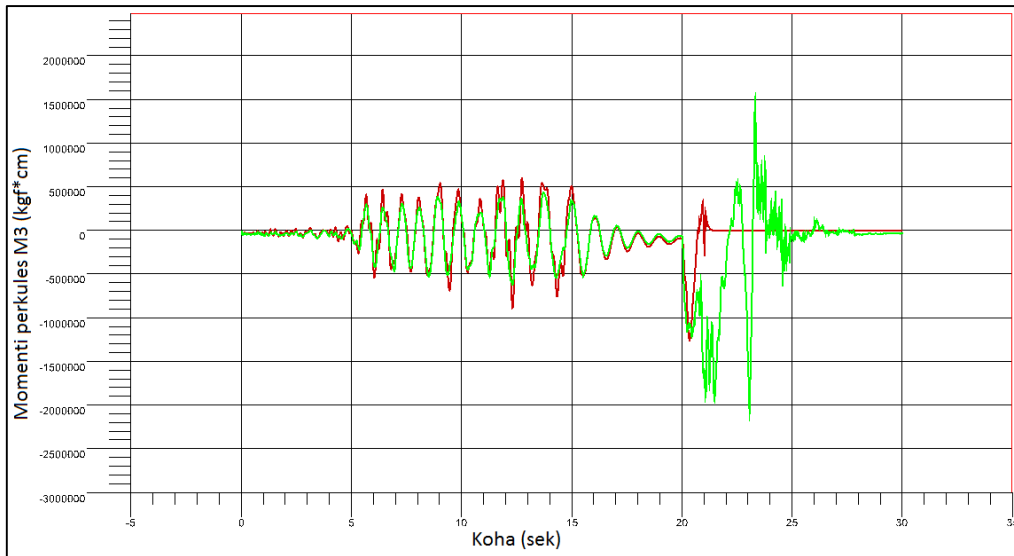


Figura 6.30- Forcat e brendshme në kolonën C5





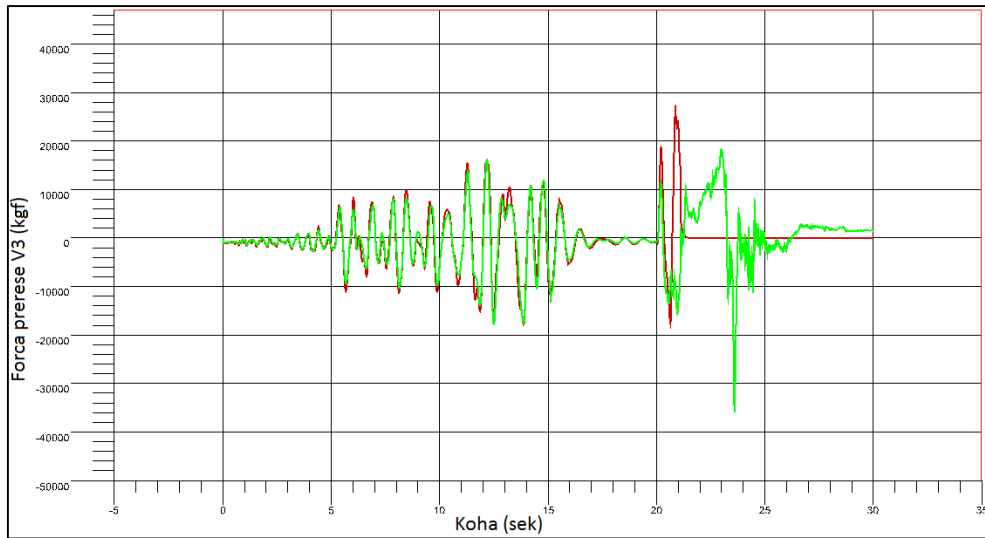
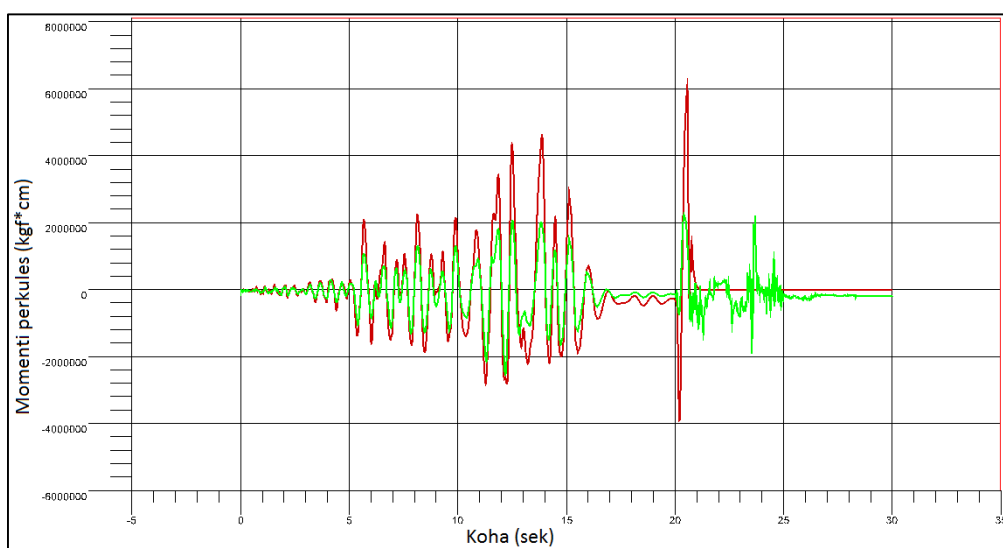
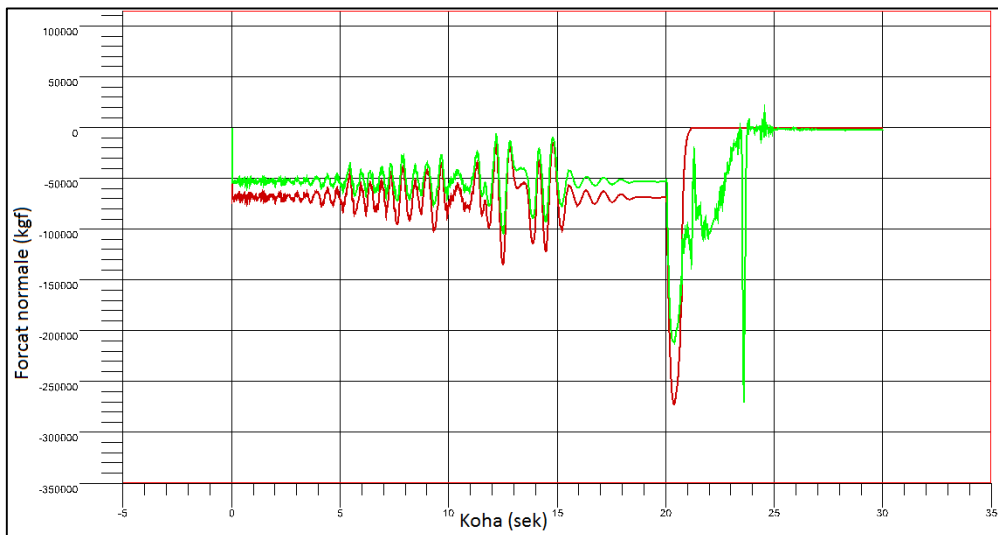
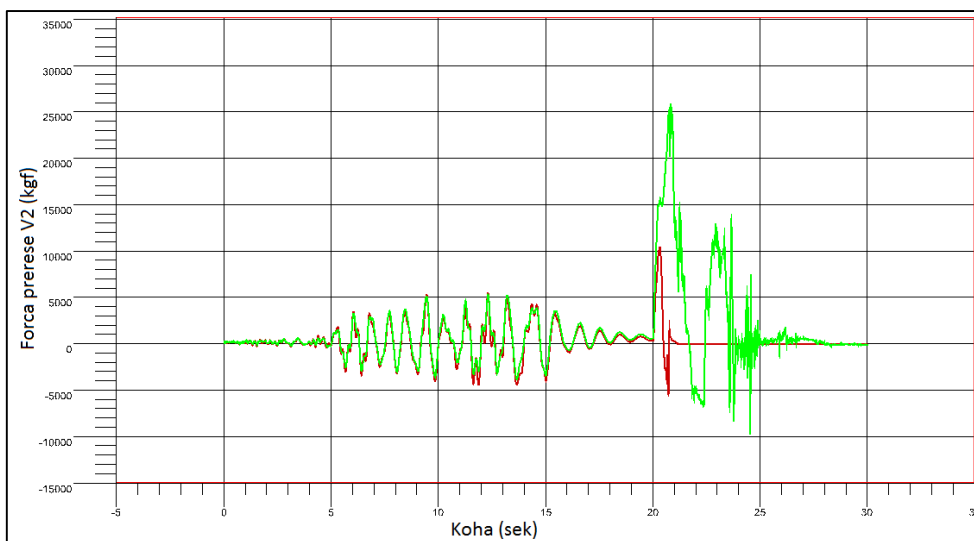
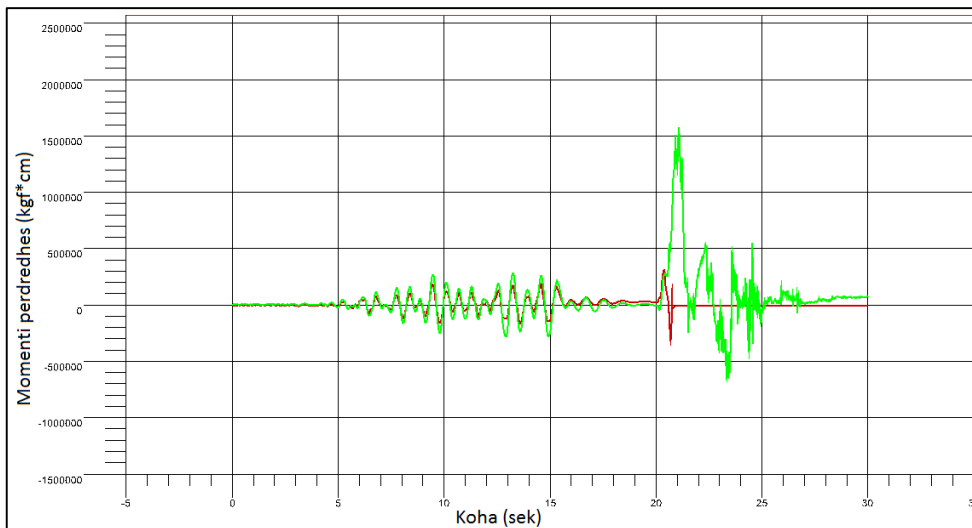
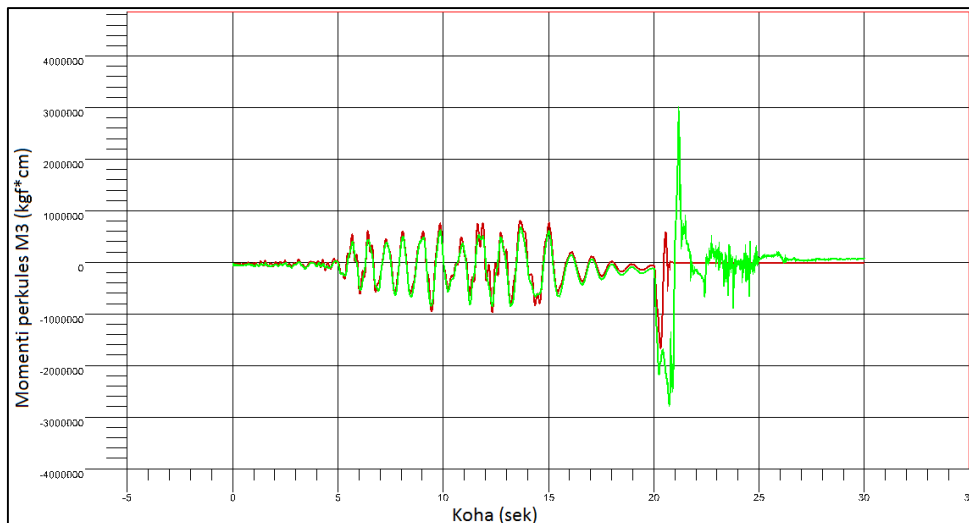


Figura 6.31- Forcat e brendshme në kolonën C3





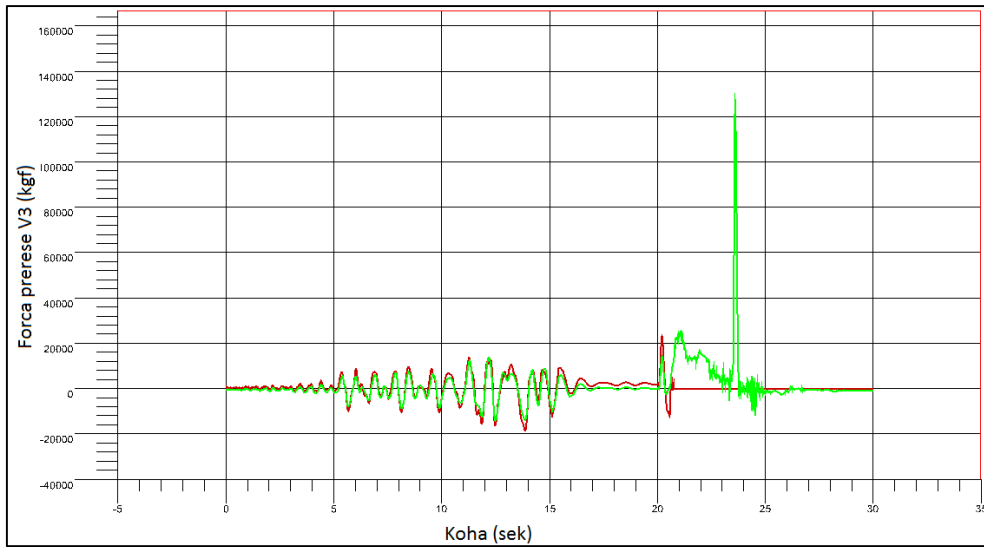
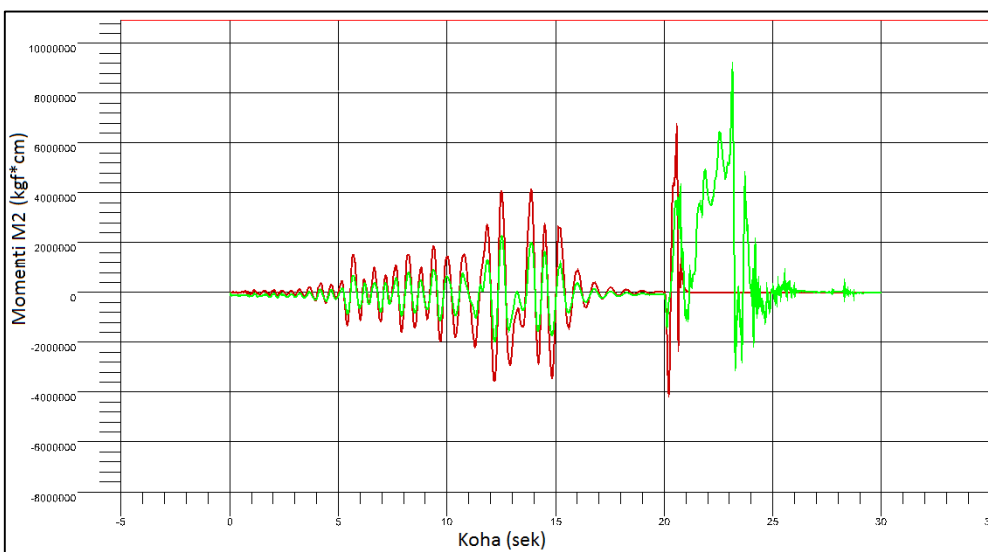
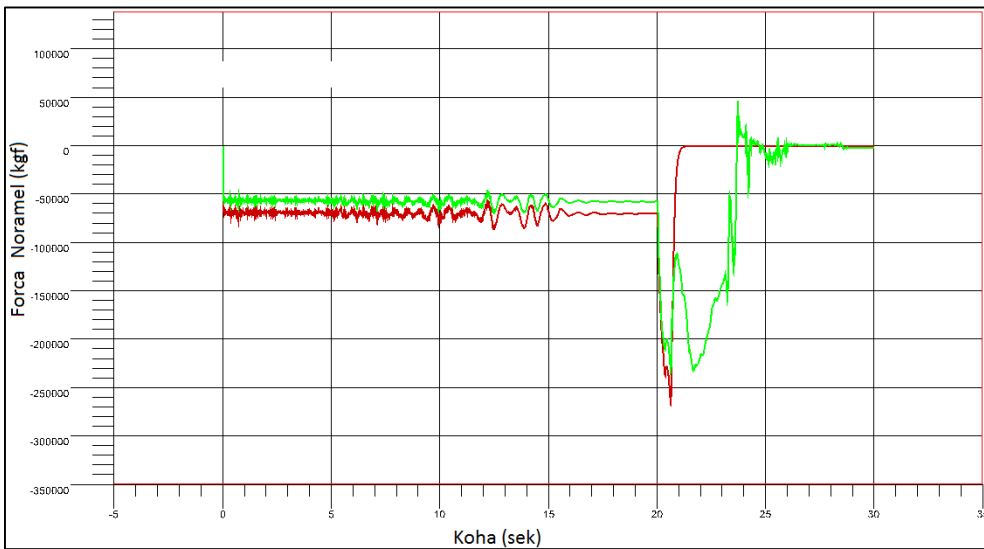
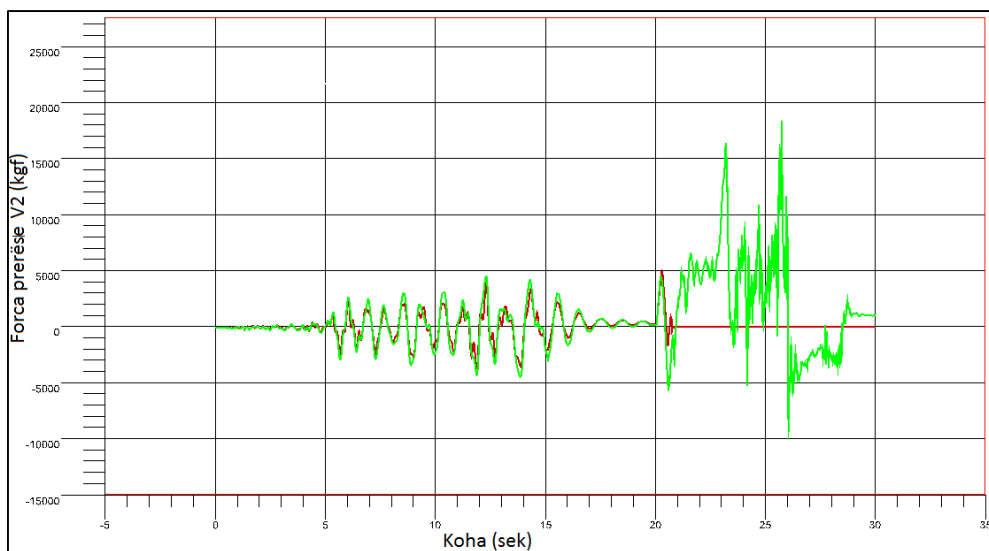
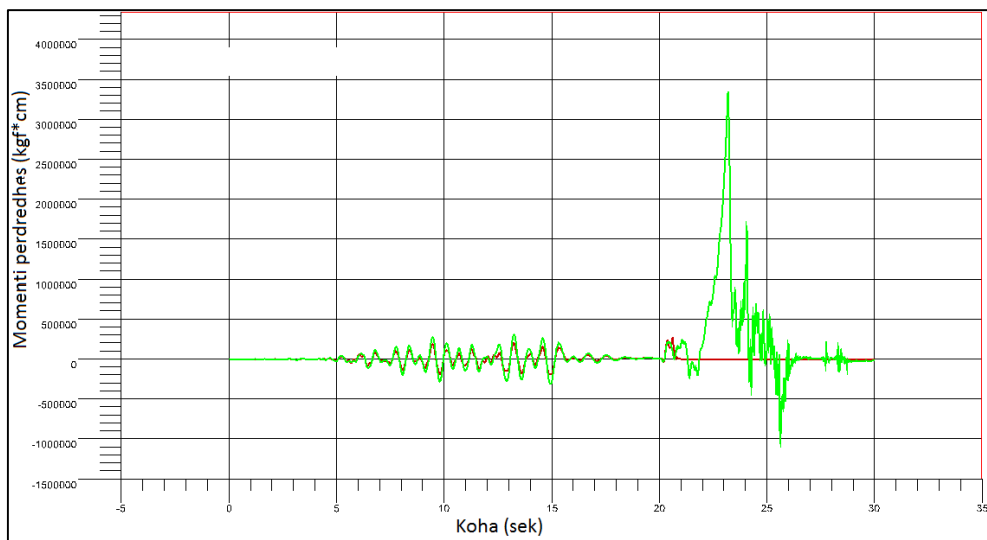
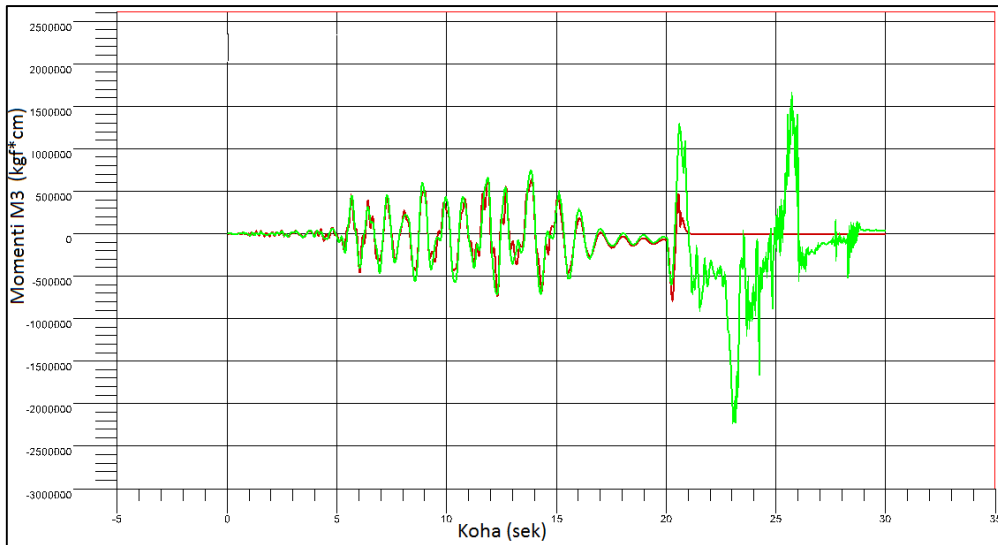


Figura 6.32- Forcat e brendshme në kolonën C4





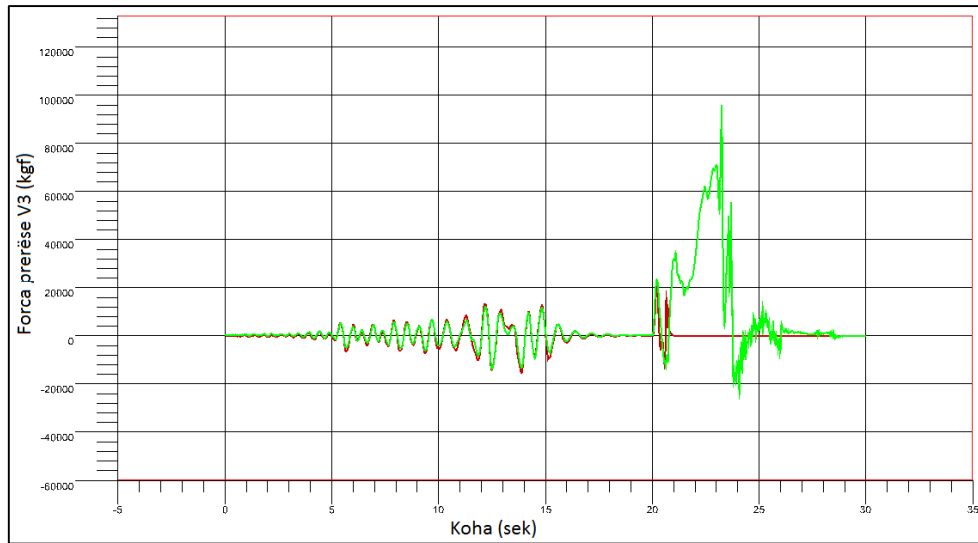


Figura 6.33- Forcat e brendshme në kolonën C6

6.2.3 Sforcimet dhe deformimet e sustave të betonit dhe të hekurit

Në grafikët 33 deri 34 janë paraqitur deformimet dhe sforcimet që lindin në sustat e materialit, përkatësisht të betonit dhe të çelikut. Duke ju referuar këtyre grafikeve përtej fazës ULS dhe përkatësisht rradhës se shkatërrimit të materialeve (sustave përfaqësuese të vetive të materialeve) është e qartë që shkatërrimi i elementëve në soliditet vjen për shkak të daljes nga puna të sustave të çelikut.

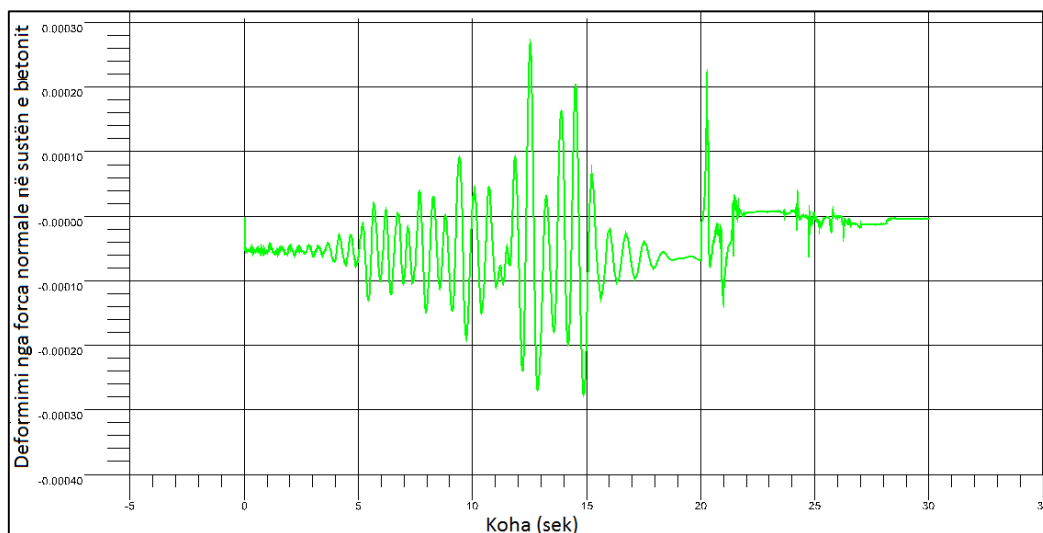


Figura 6.34- Deformimet nga forca normale në sustën e betonit në kolonën C11, kati i parë

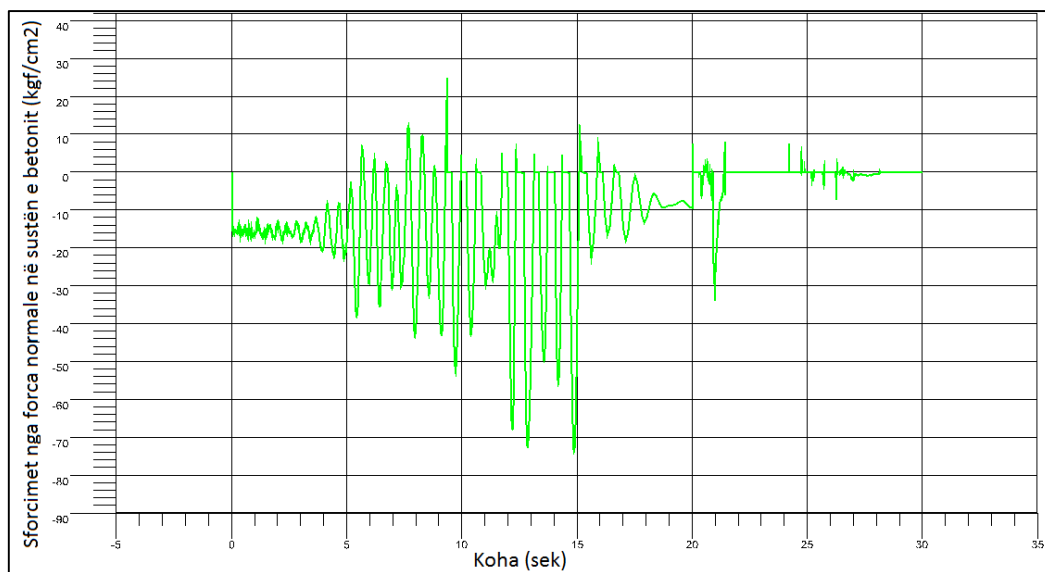


Figura 6.35- Sforcimet nga forca normale në sustën e betonit në kolonën C11, kati i parë

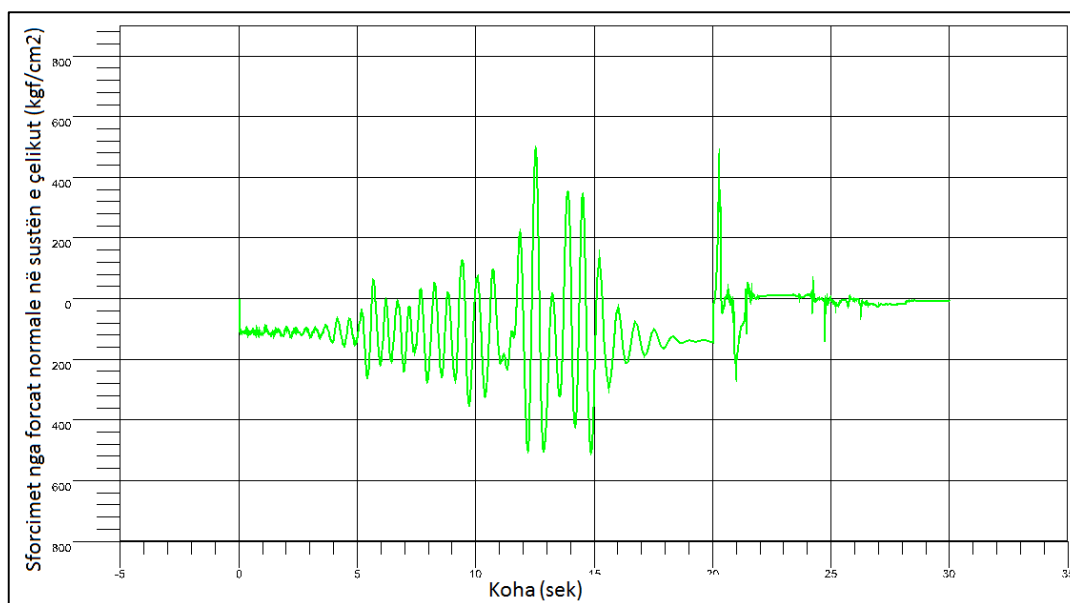


Figura 6.36- Sforcimet nga forca normale në sustën e çelikut në kolonën C11

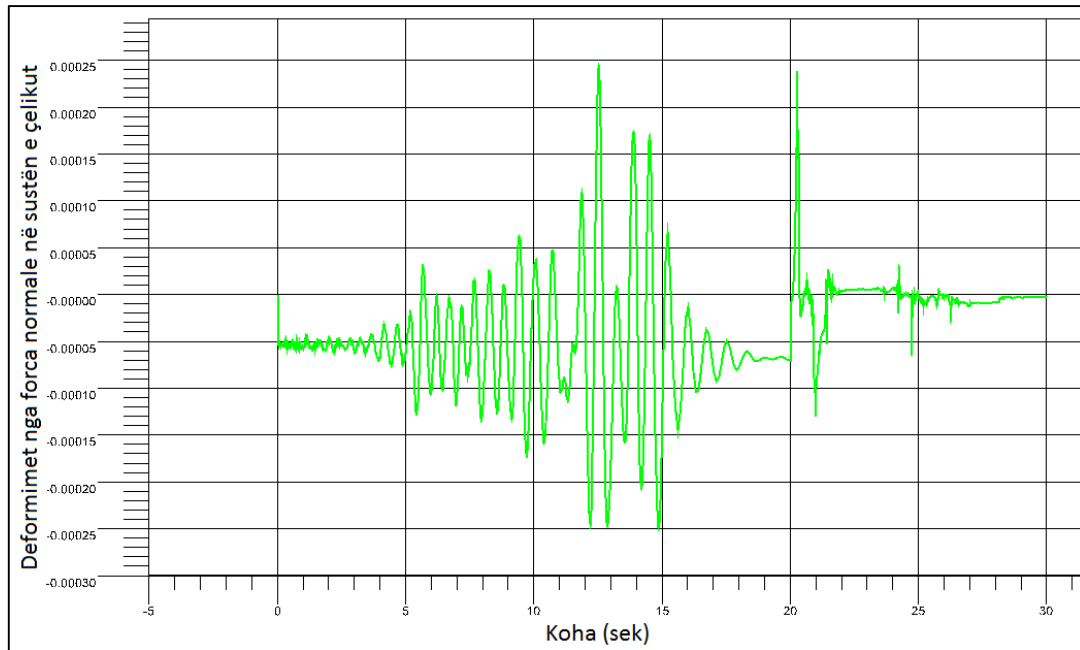
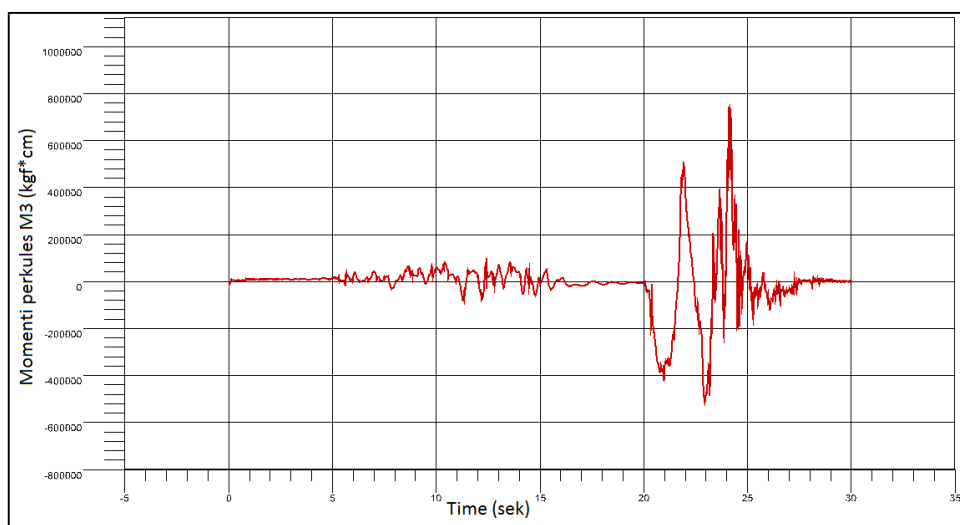
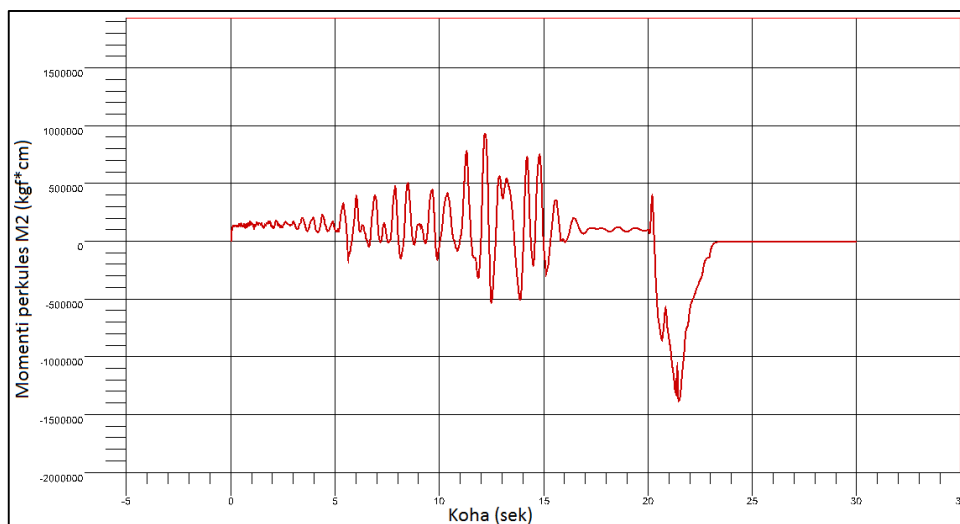
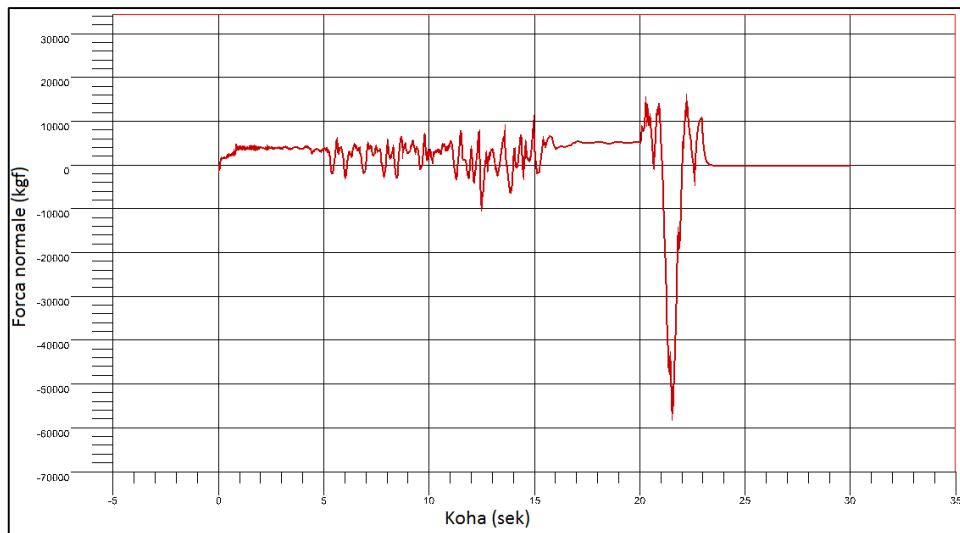


Figura 6.37- Deformimet nga forca normale në sustën e çelikut në kolonën C11

6.2.4 Forcat e brendshme në trarë

Analiza e forcave të brendshme në trarë paraqet ngarkesa aksiale relativisht të vogla në etapën sizmike, vlera këto të pritshme për një ngarkim konvencional (fakt ky që evidentohet lehtësisht edhe në MEF). Siç vihet re edhe në grafikët e forcave normale, pas sekondës së 20 (moment që përkon me fillimin e zhvillimit të demolimit) në trarë lindin forca të konsiderueshme aksiale, të cilat ndikojnë drejtpërdrejtë në kapacitetin mbajtës të traut dhe të strukturës në tërësi. Kjo rishpërndarje ndodh për shkak të forcave katenare të soletës ose trarëve, forcave Vierendeel nga momentet që lindin në ramën e ndodhur mbi strukturën e dëmtuar, përplasjes dhe fërkimit të elementëve me njëri-tjetrin, ngarkesës gravitacionale (e cila gjatë zhvendosjes vertikale krijon forca tërheqëse në trarë).

Gjithashtu, në ndryshim nga metodat konvencional të ngarkimit të trarëve, kemi prezencën e momenteve dhe forcave prerëse jashtë-plani, si edhe momente të konsiderueshme përdredhës.



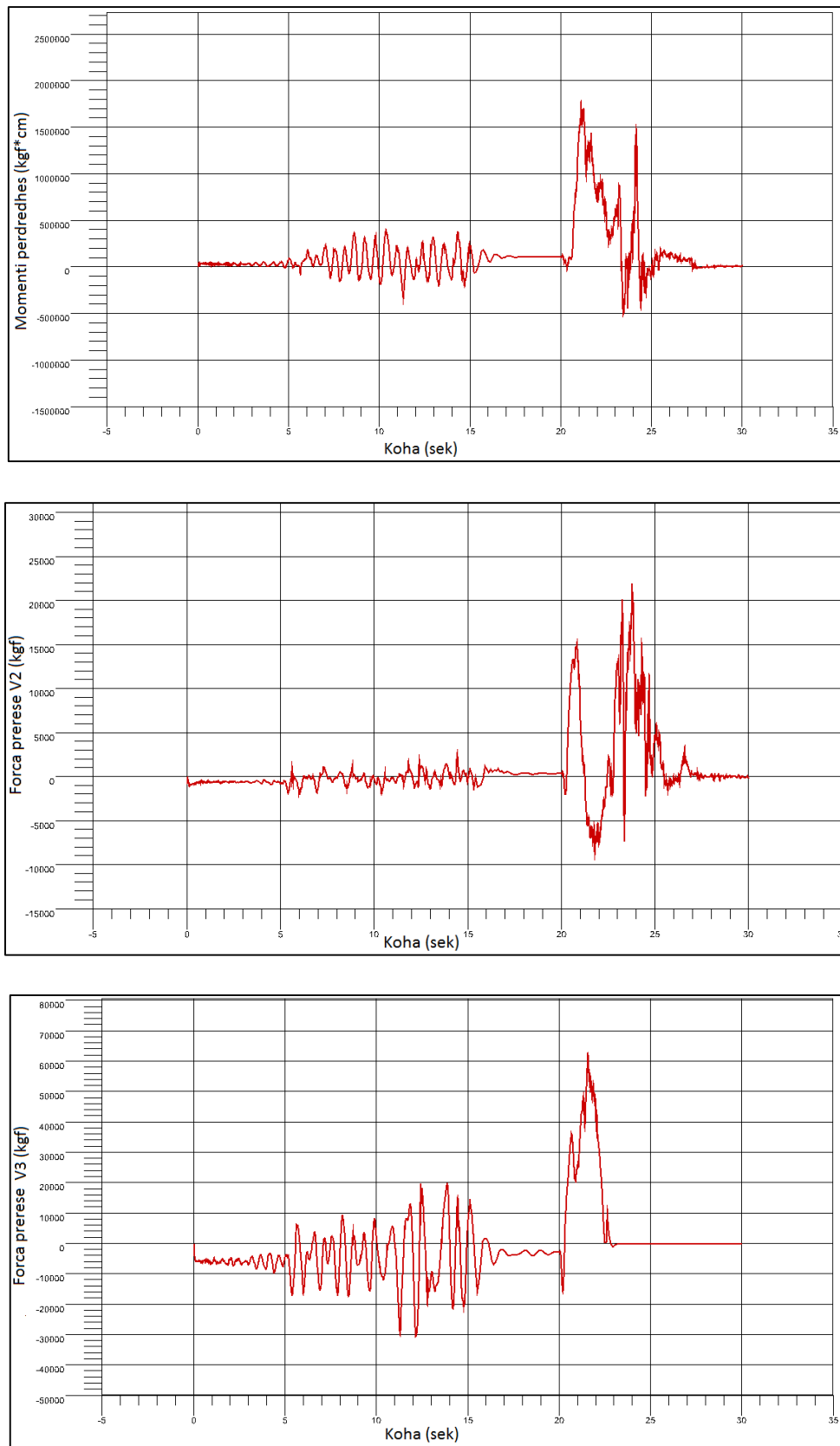
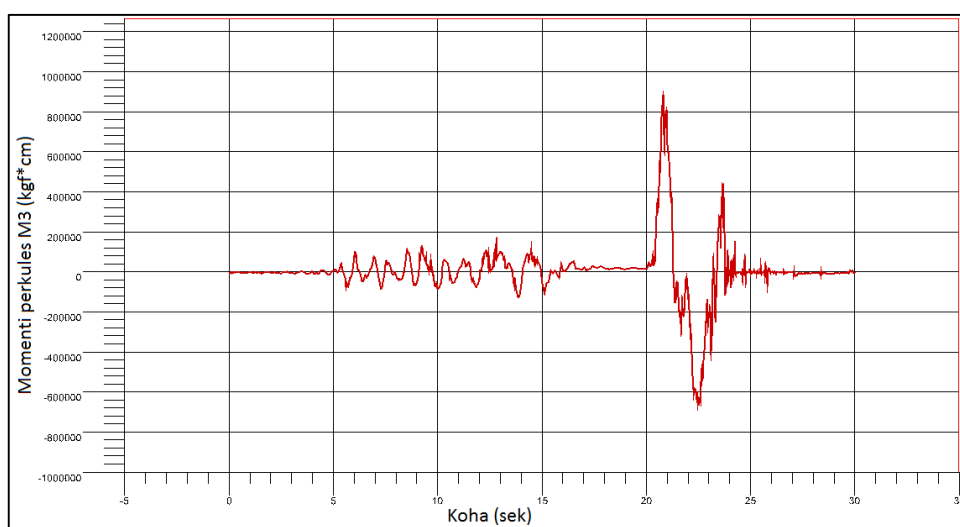
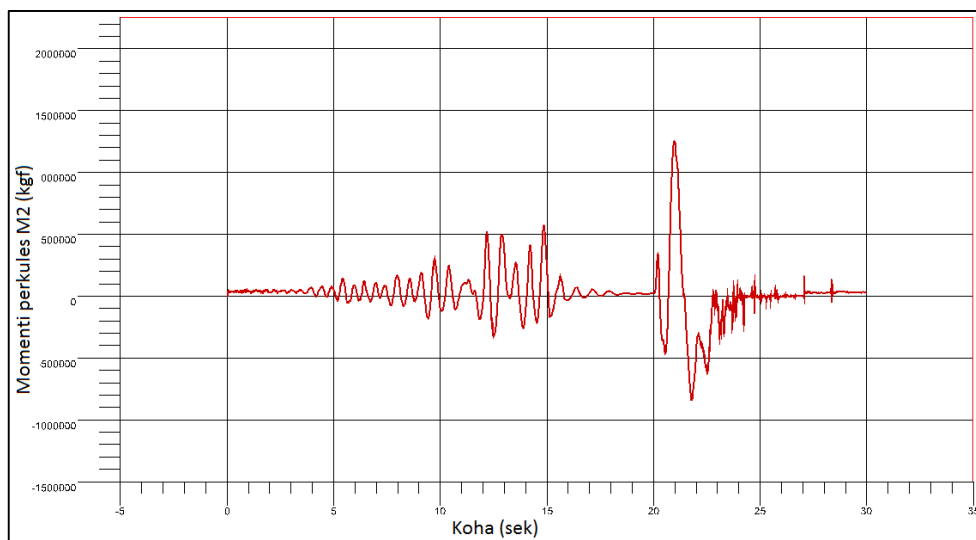
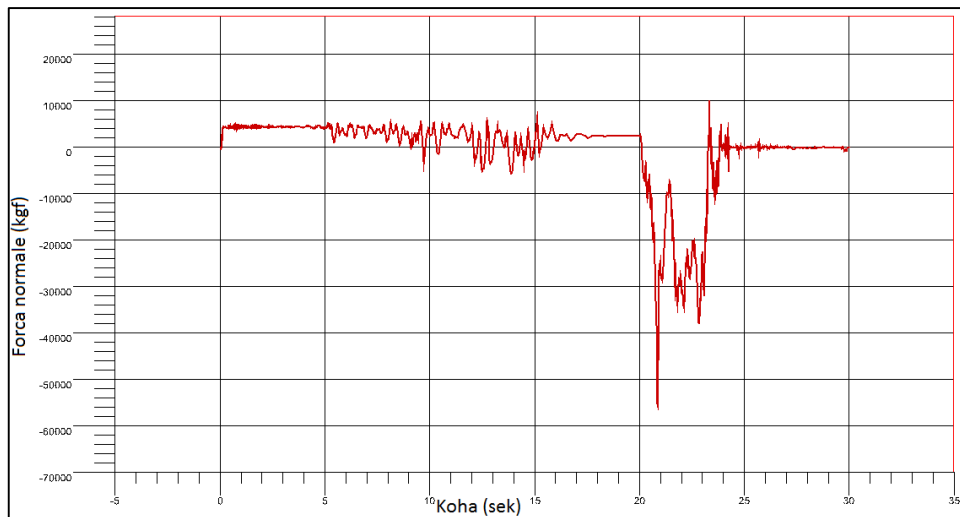


Figura 6.38- Forcat e brendshme në traun B1



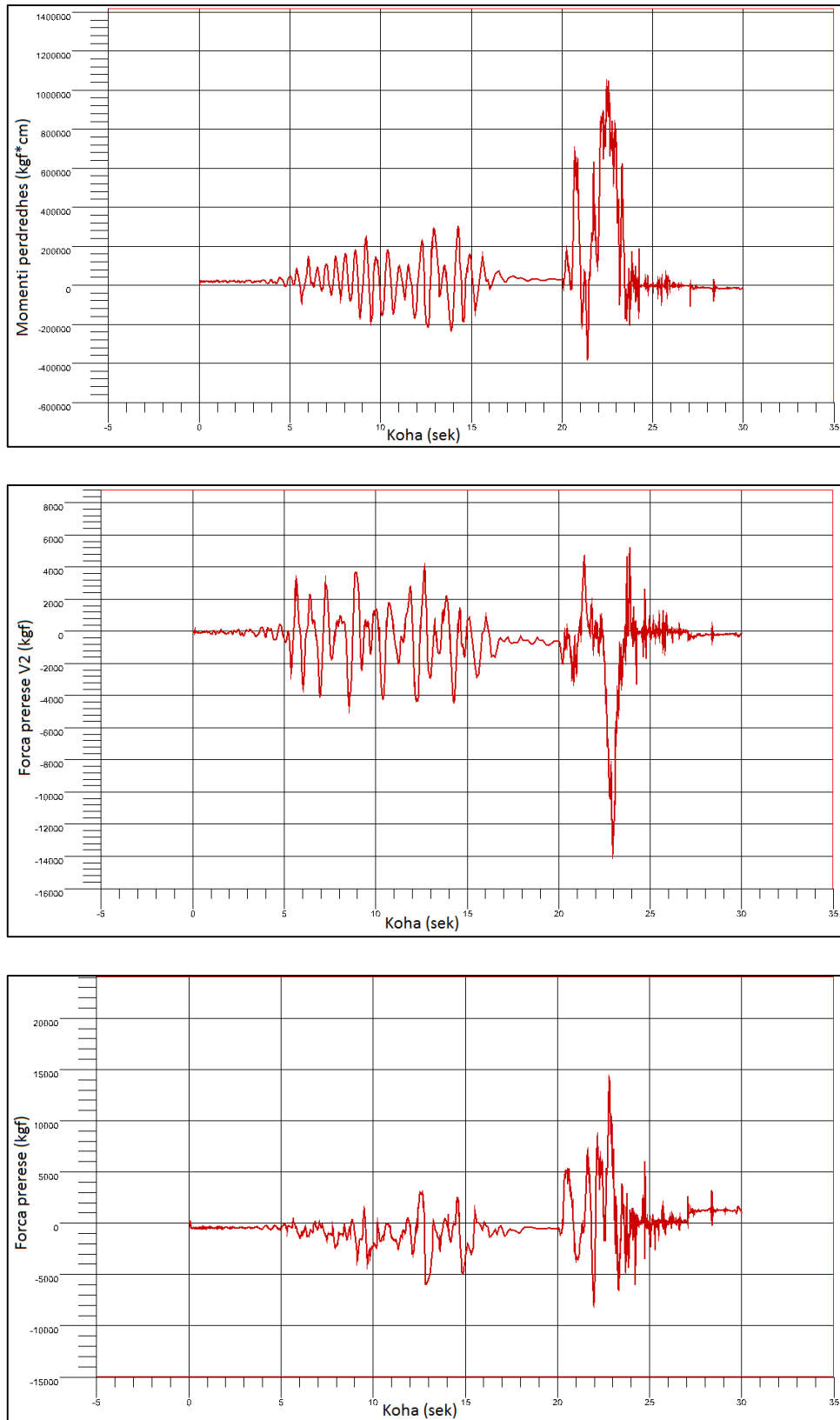
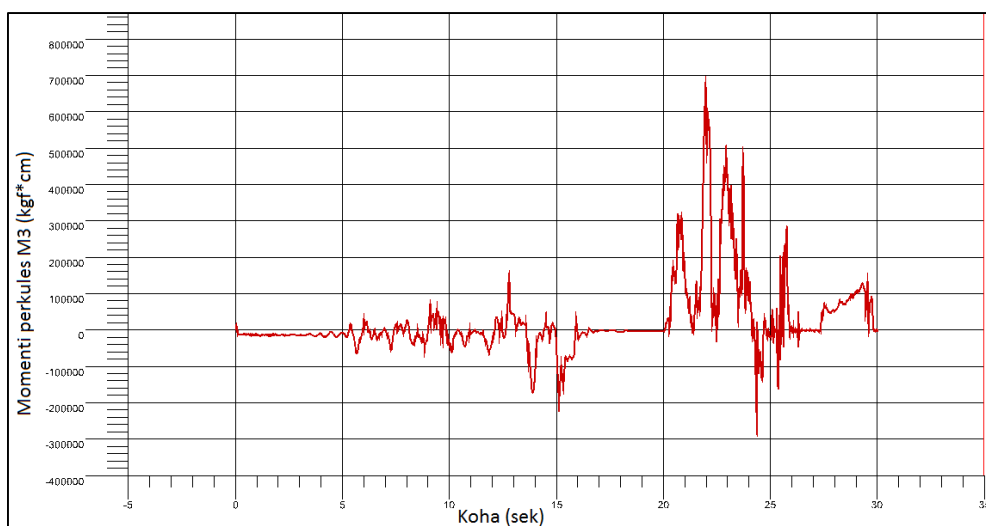
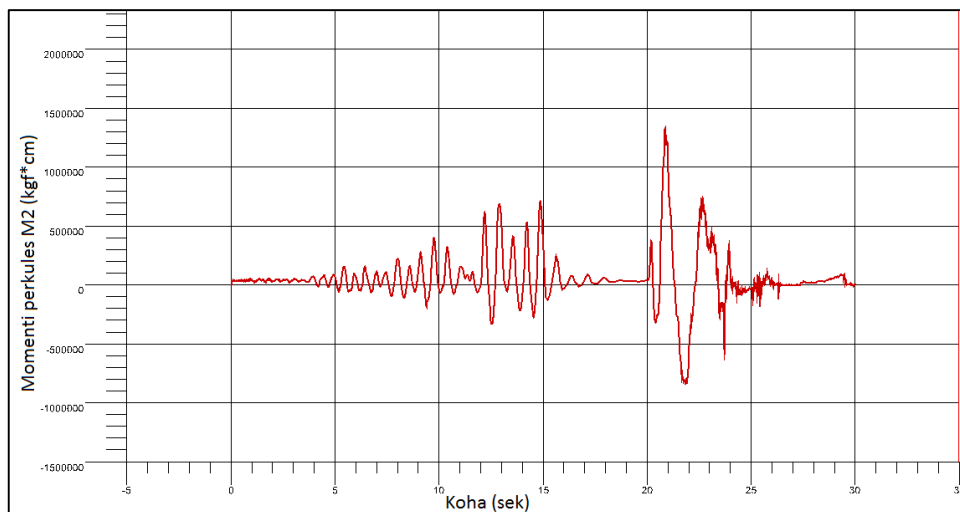
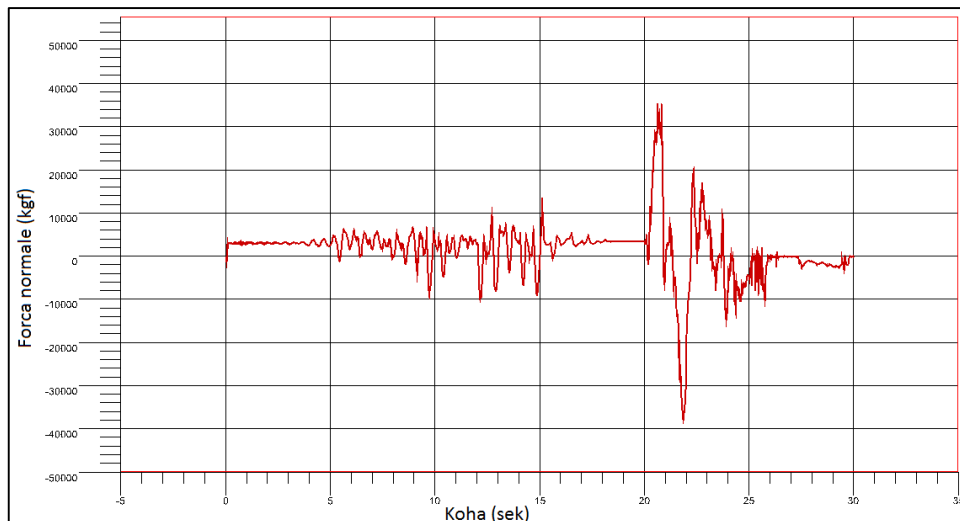


Figura 6.39- Forcat e brendshme në traun B7



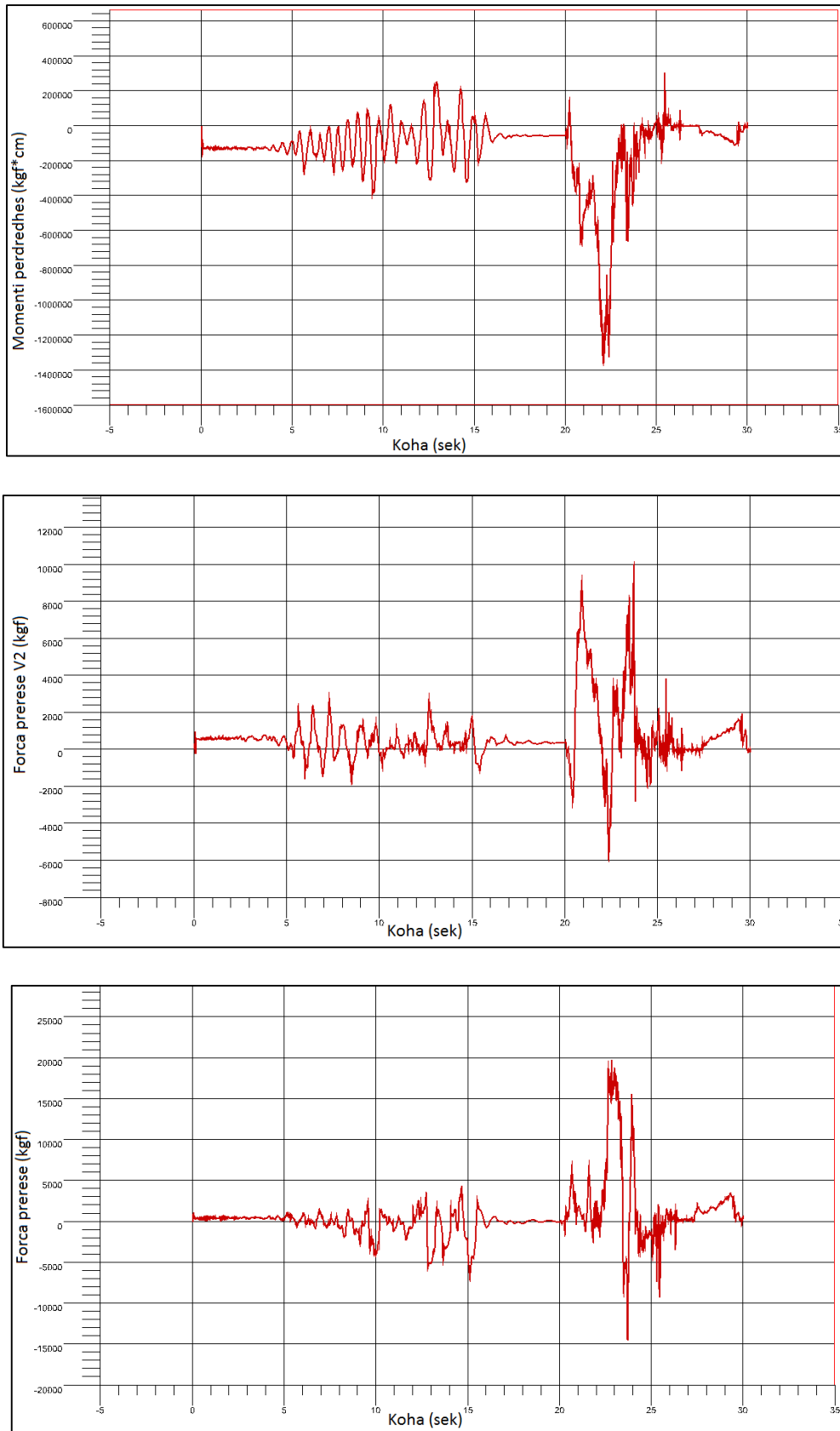
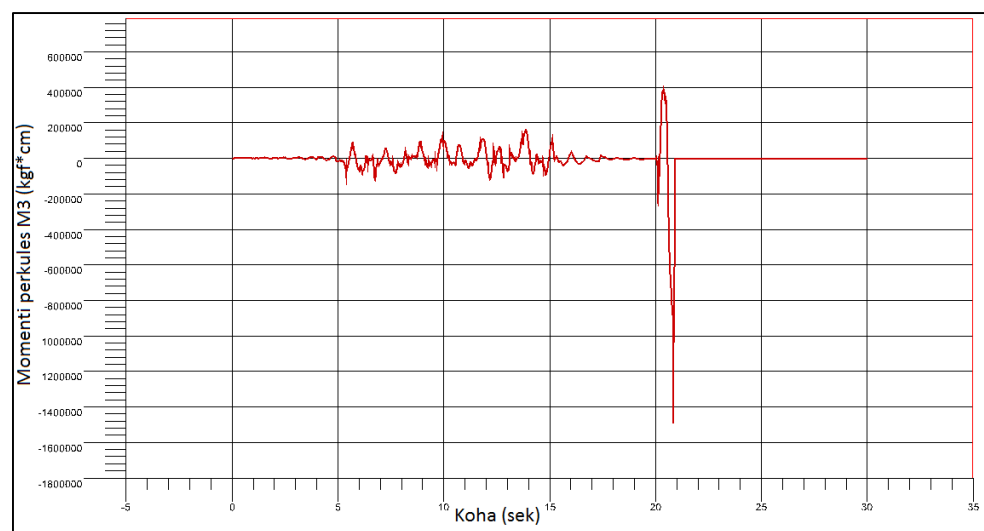
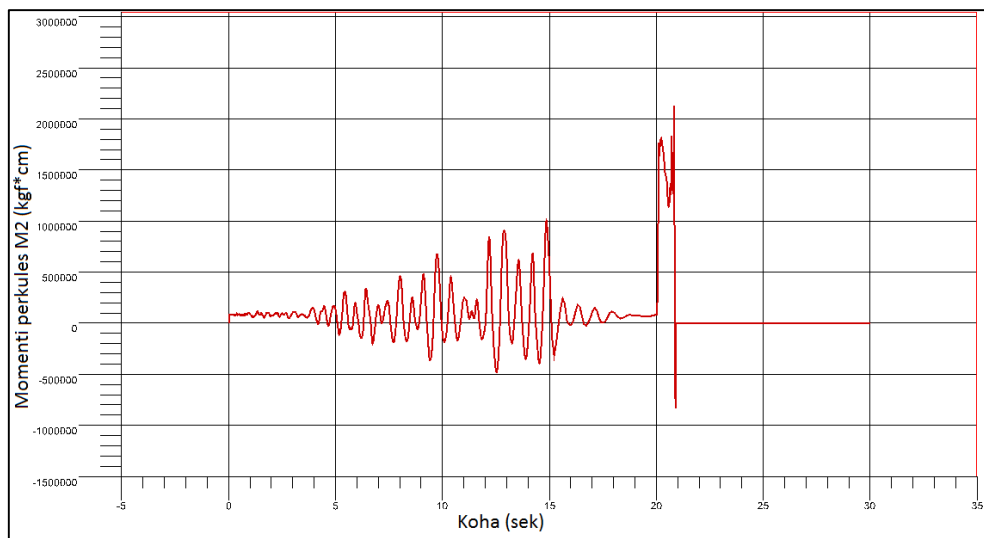
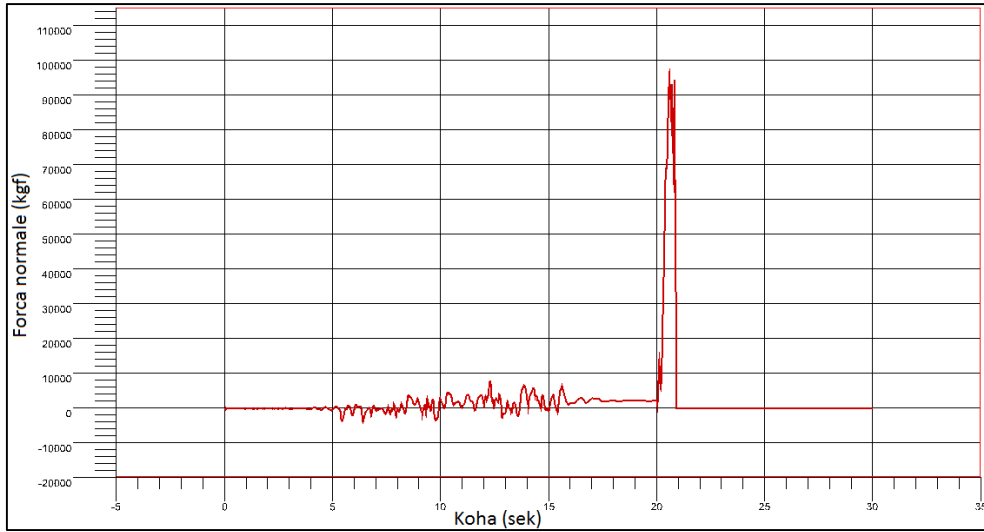


Figura 6.40- Forcat e brendshme në traun B10



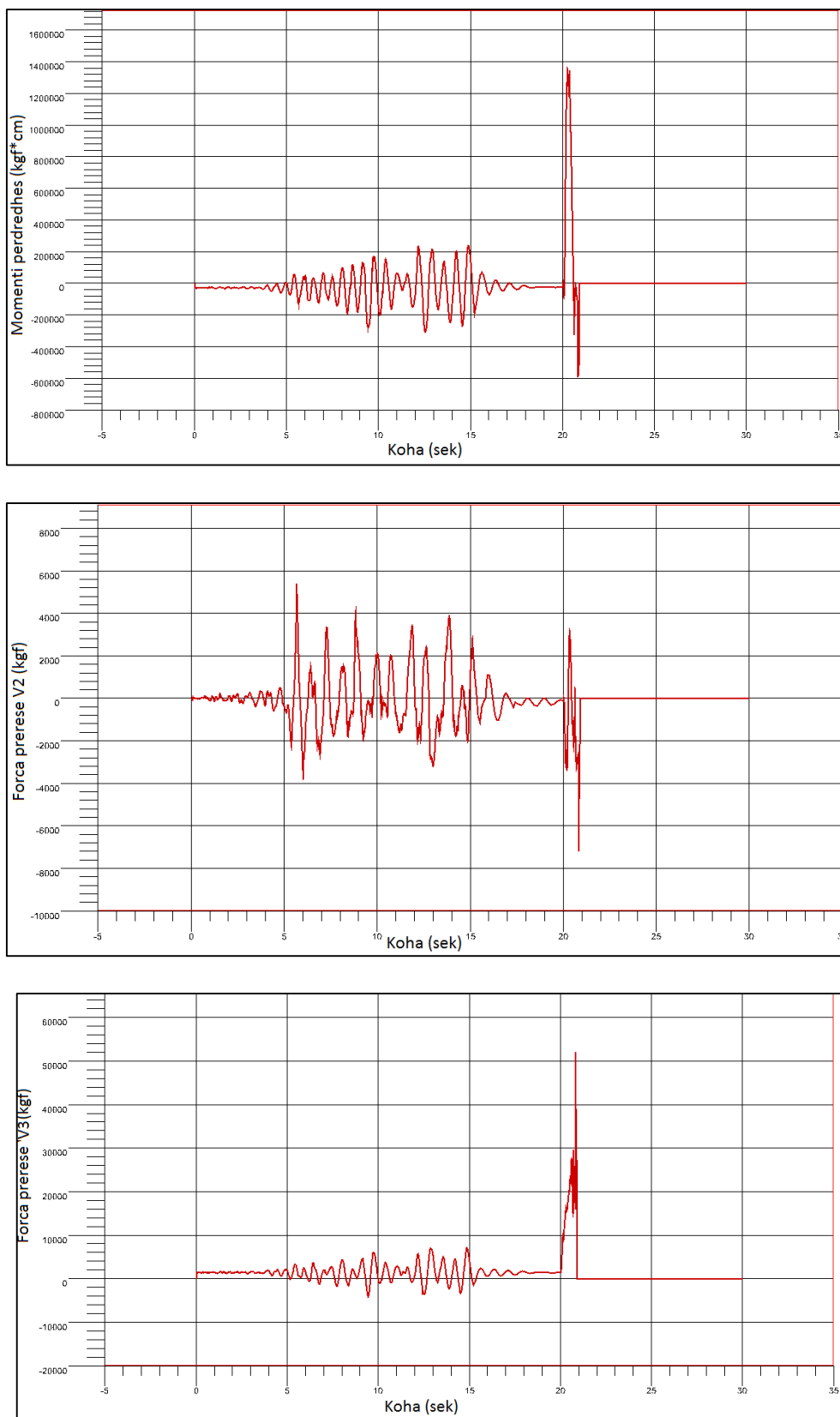
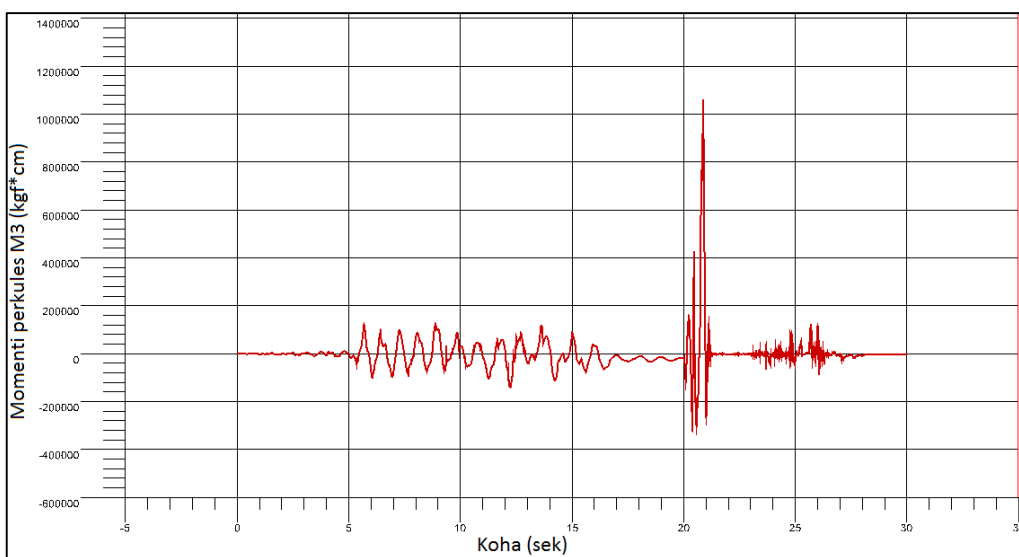
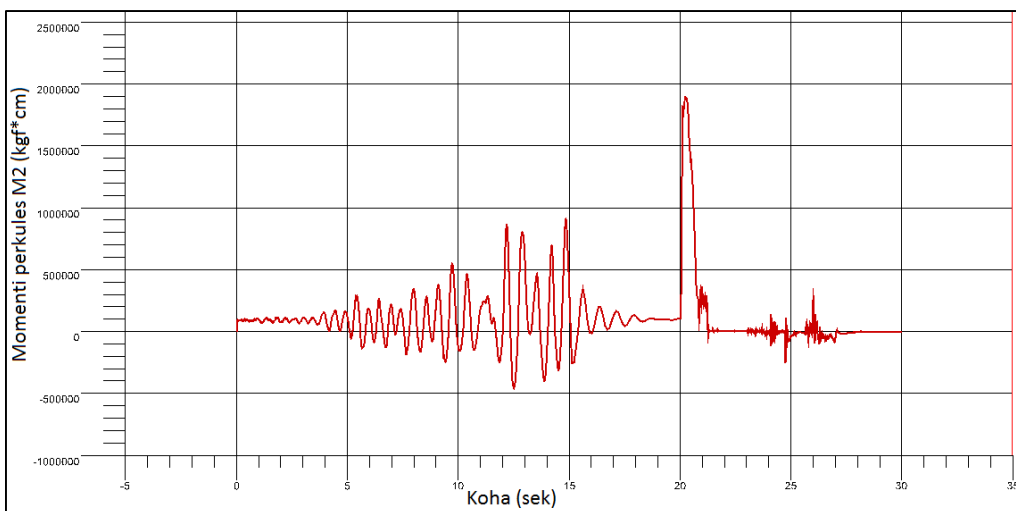
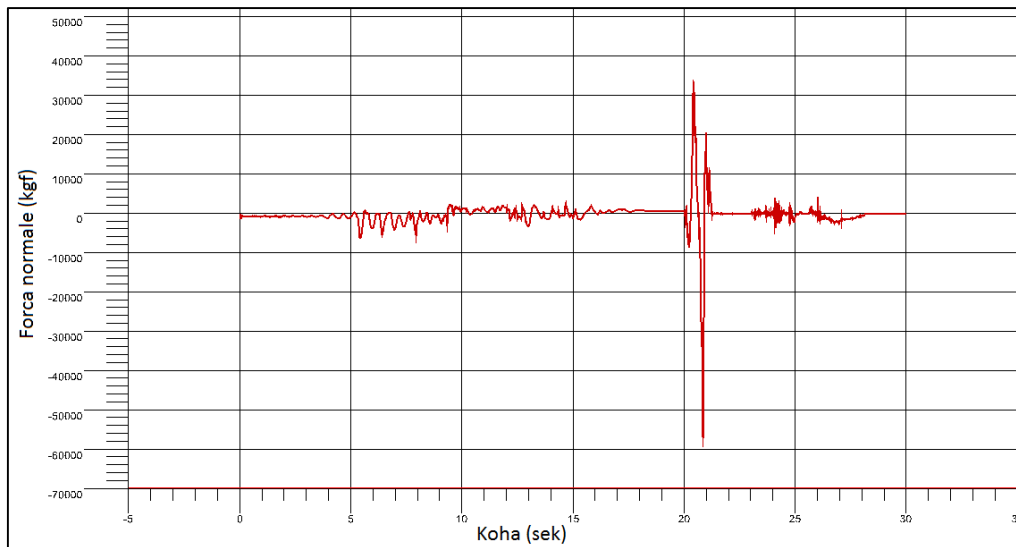


Figura 6.41- Forcat e brendshme në traun B11



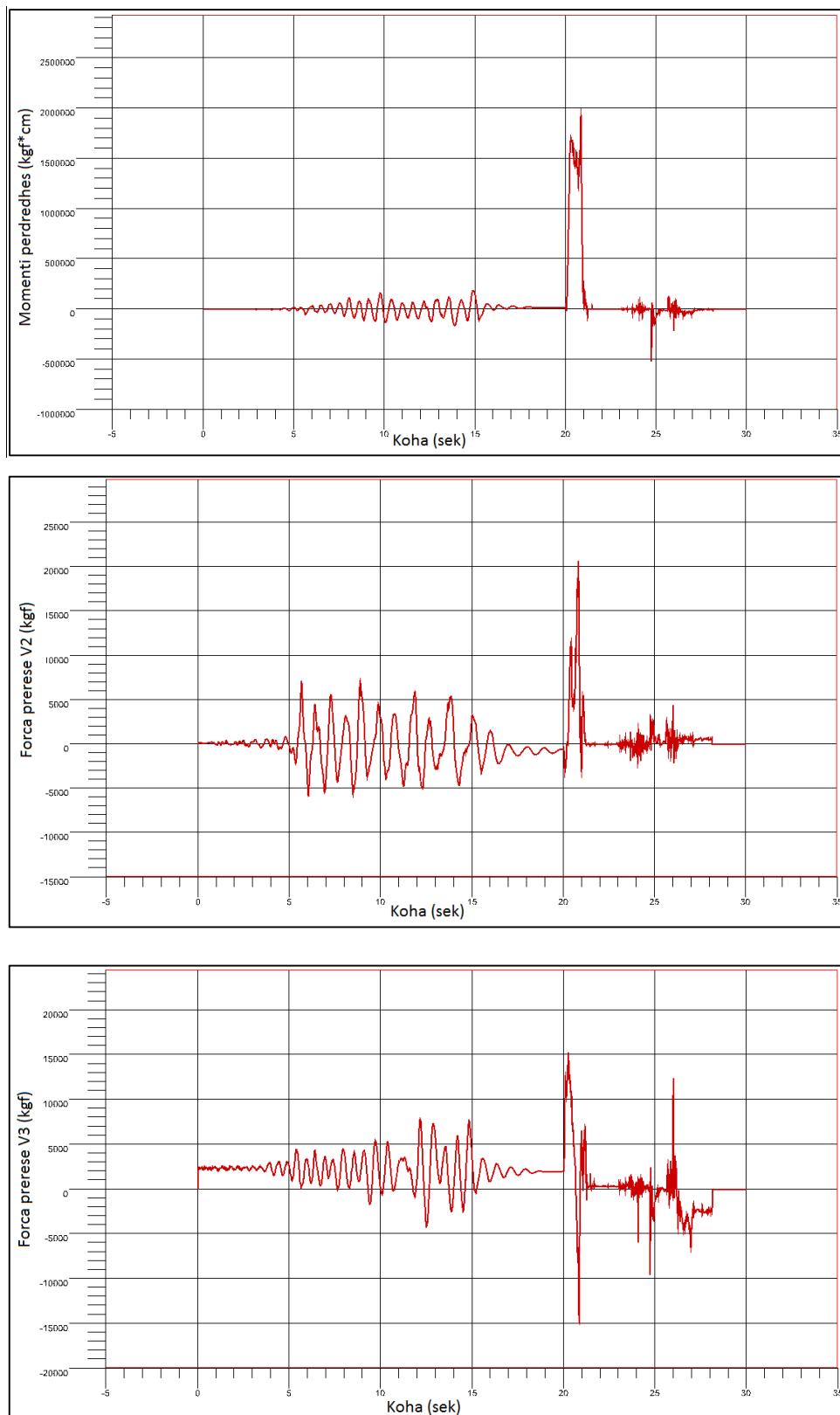
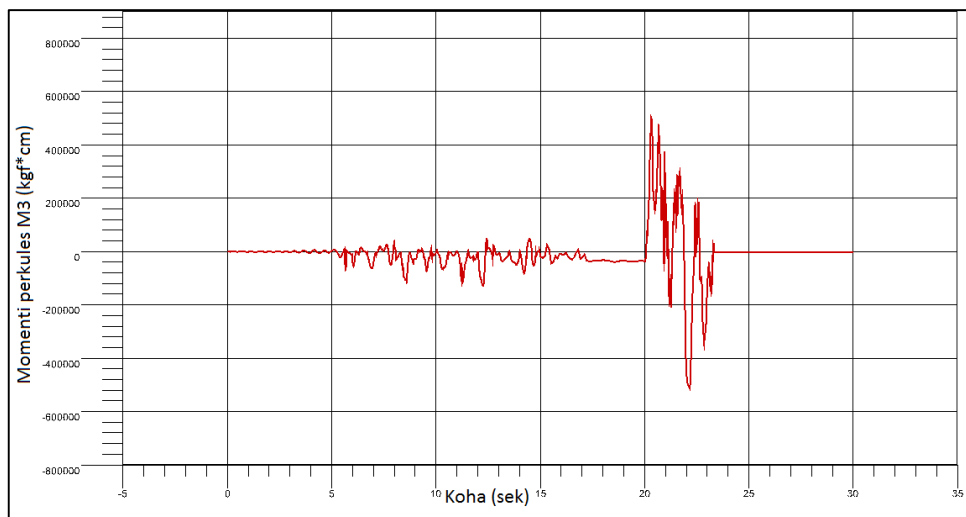
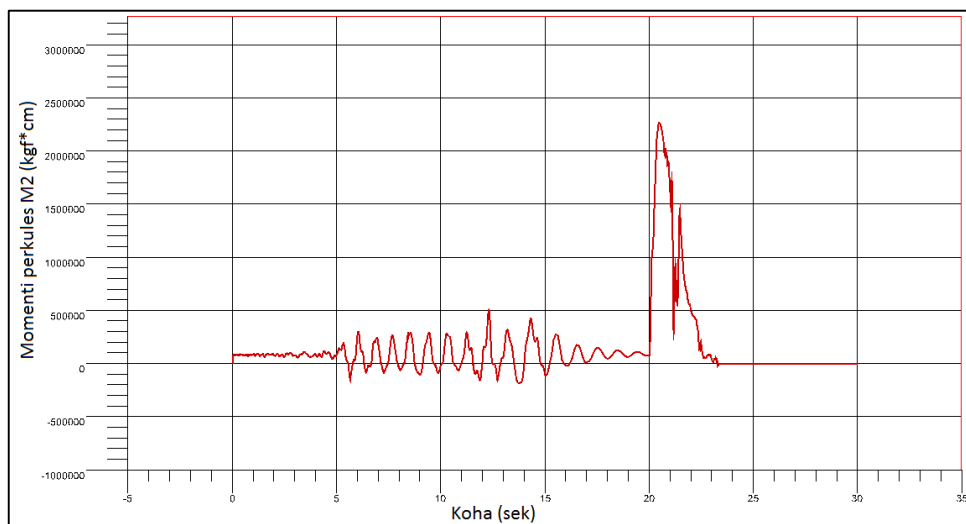
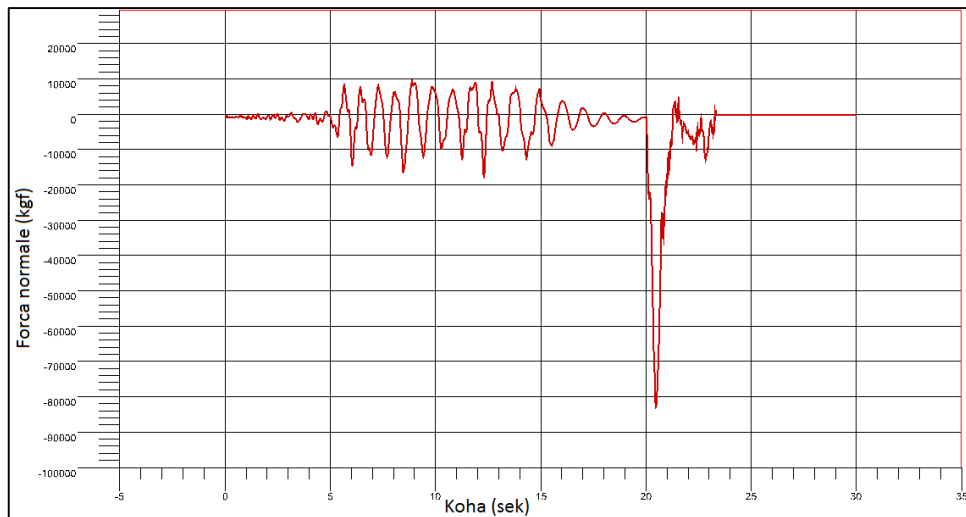


Figura 6.42- Forcat e brendshme në traun B8



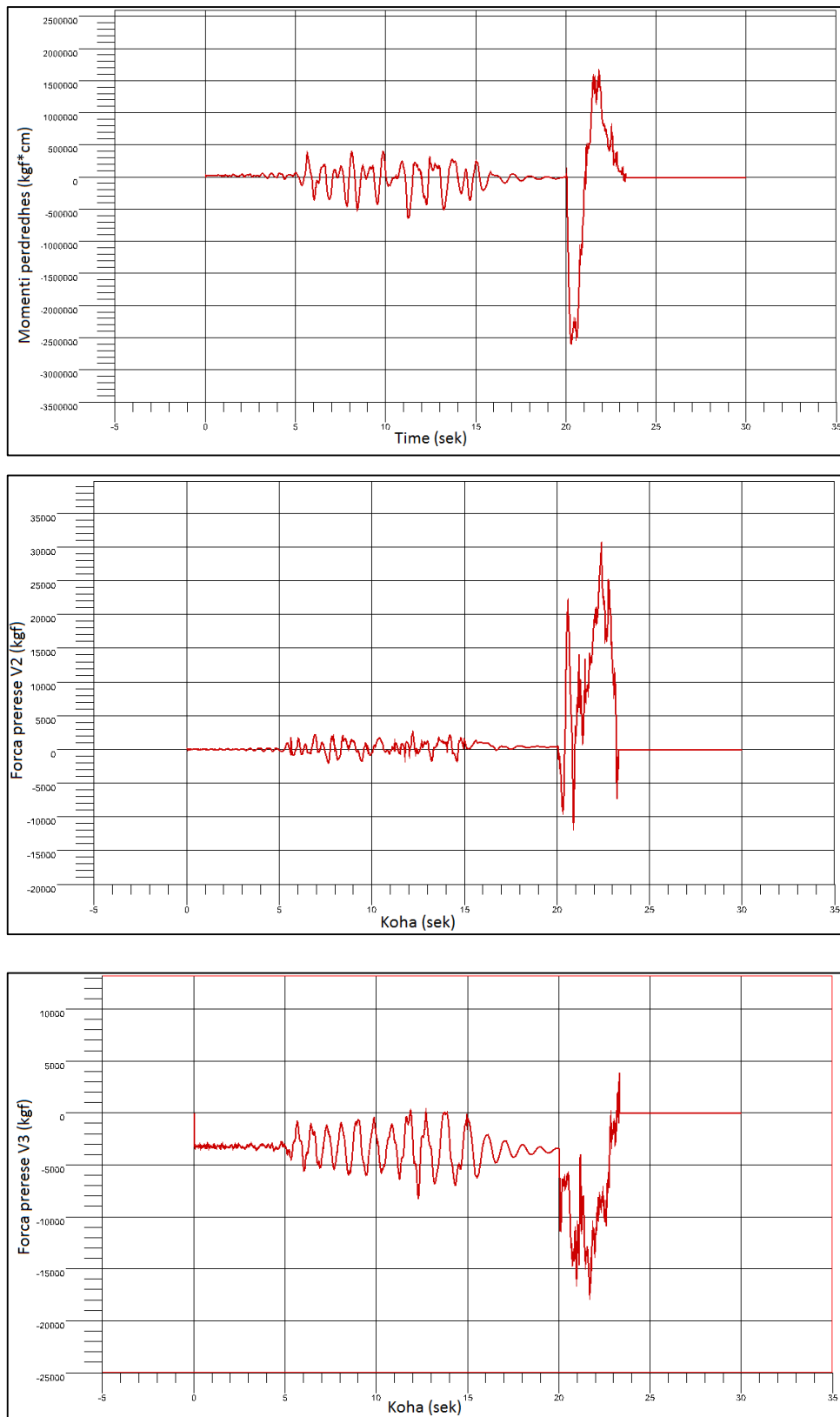
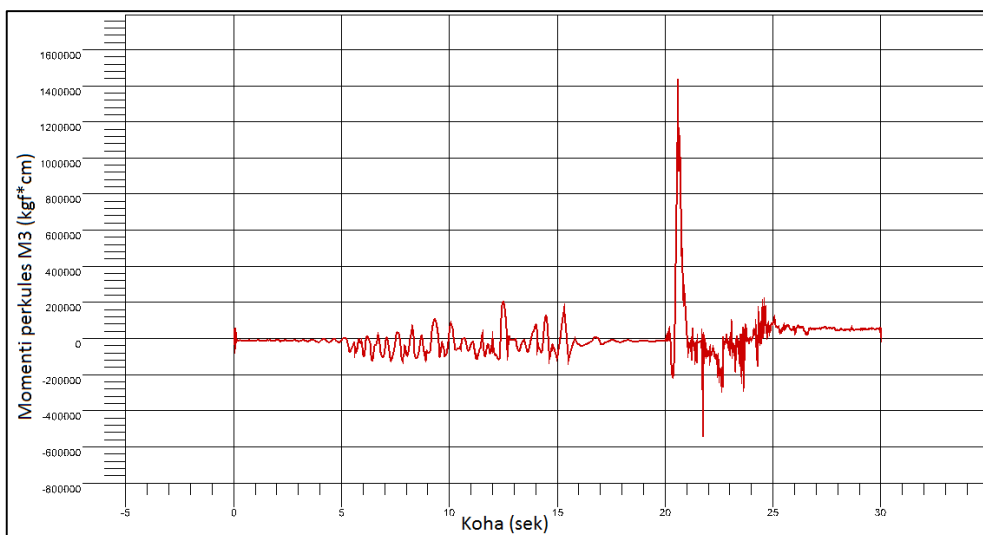
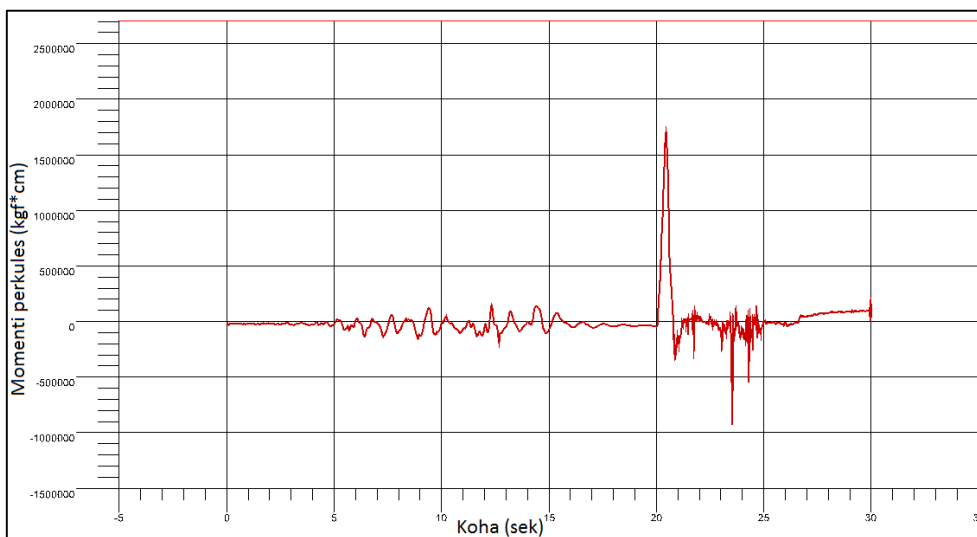
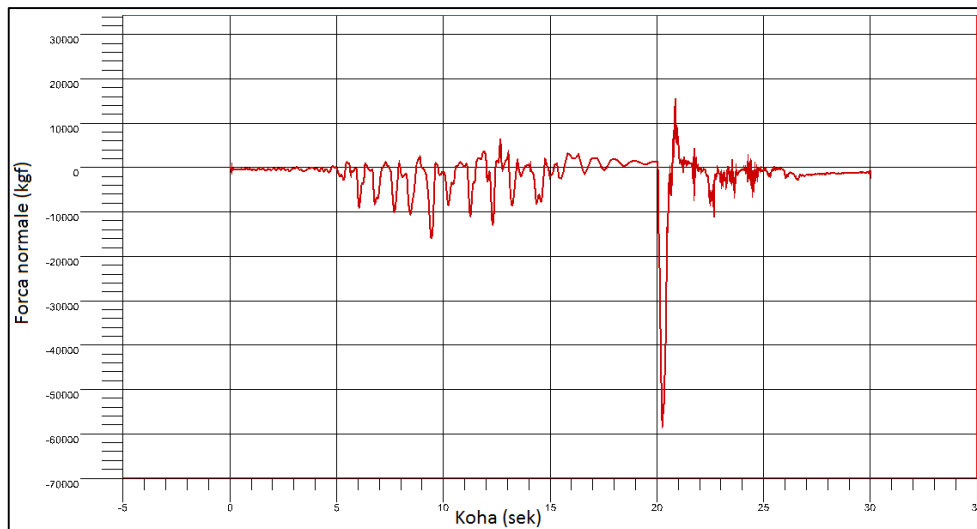


Figura 6.43- Forcat e brendshme në traun B19



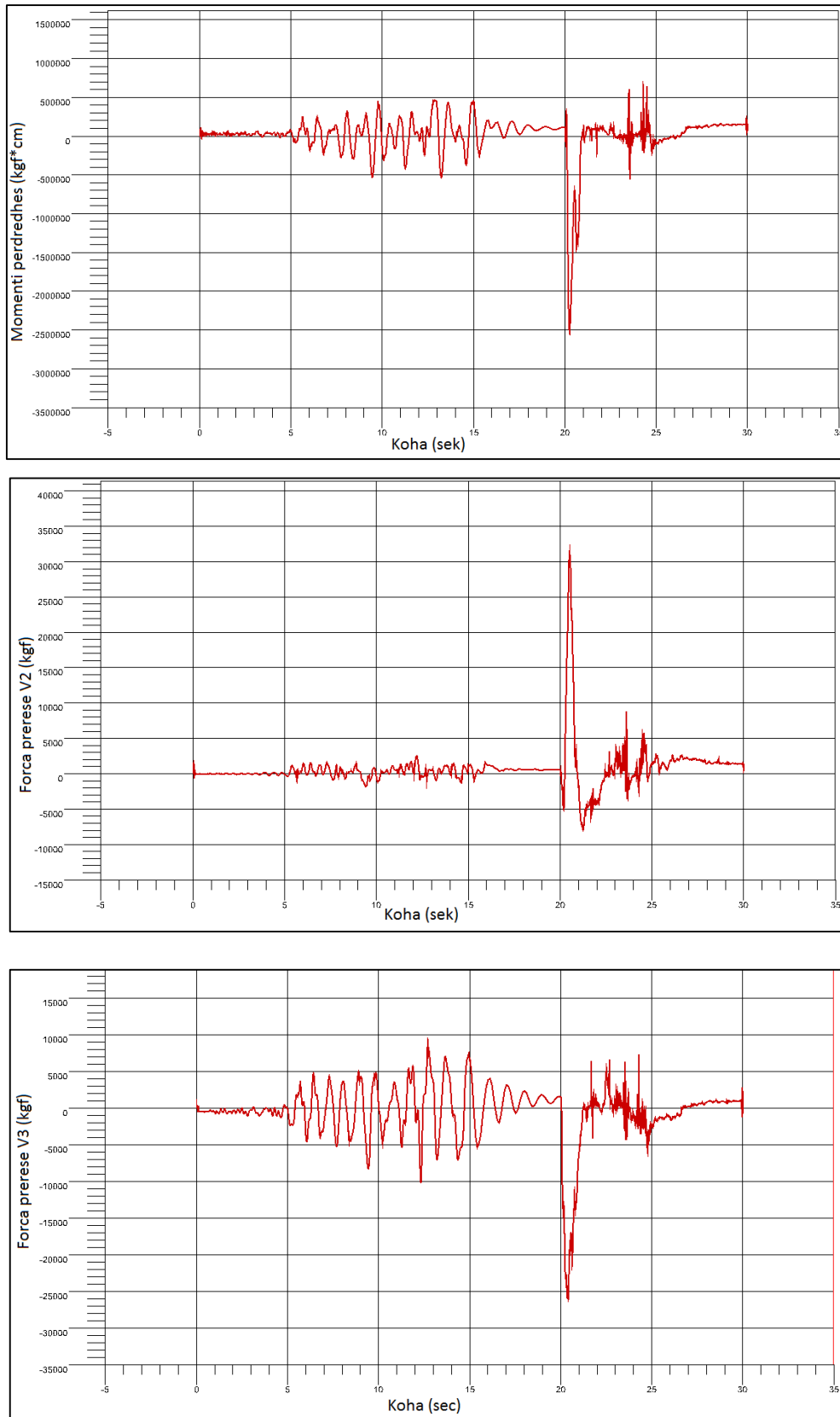


Figura 6.44- Forcat e brendshme në traun B22

6.2.5 Mekanizmi i shkatërrimit dhe rishpërndarjes së ngarkesës

Në figurën 6.45 është paraqitur grafikisht variacioni i ngarkesave aksiale dhe momenteve përkulës, për trarët e kolonat në dy katet e para, për etapën e ngarkimit sizmik dhe të demolimit.

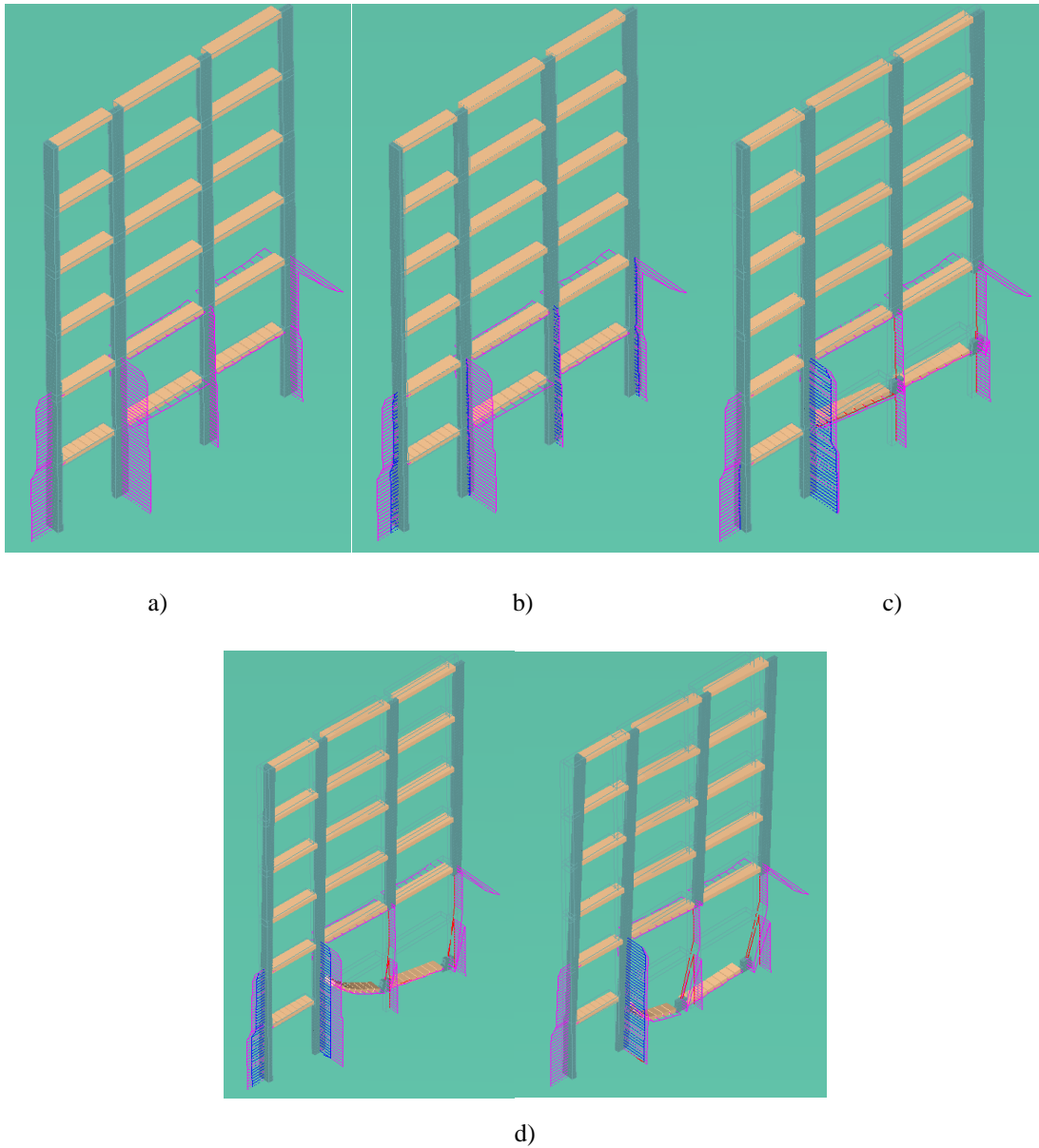


Figura 6.45- Mekanizmi i rishpërndarjes së ngarkesës aksiale për ngarkim a) peshë vetjake b) fundi i analizës sizmike c) fillimi i demolimit, d) zhvillimi i demolimit

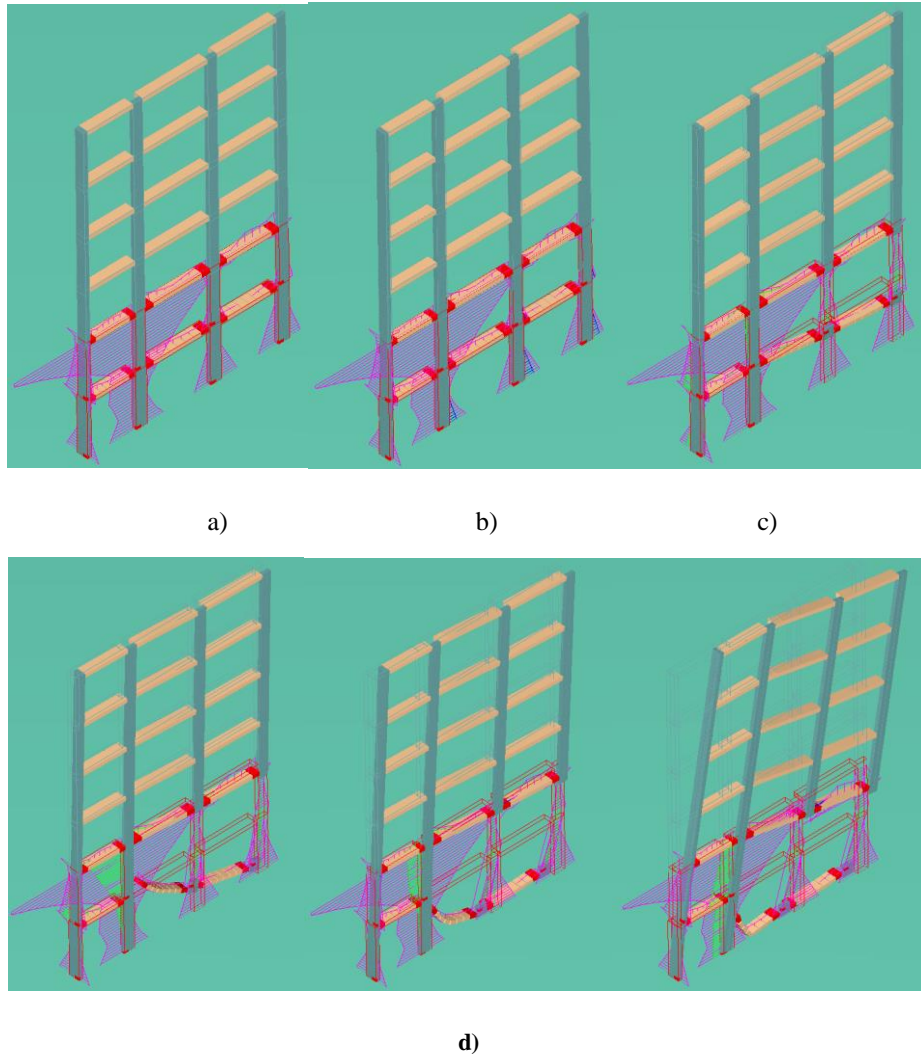


Figura 6.46- Mekanizmi i rishpërndarjes së momentit perkulës për ngarkim a) peshë vetjake b) fundi i analizës sizmike c) fillimi i demolimit, d) zhvillimi i demolimit

6.2.6 Zhvendosjet e strukturës në etapën sizmike

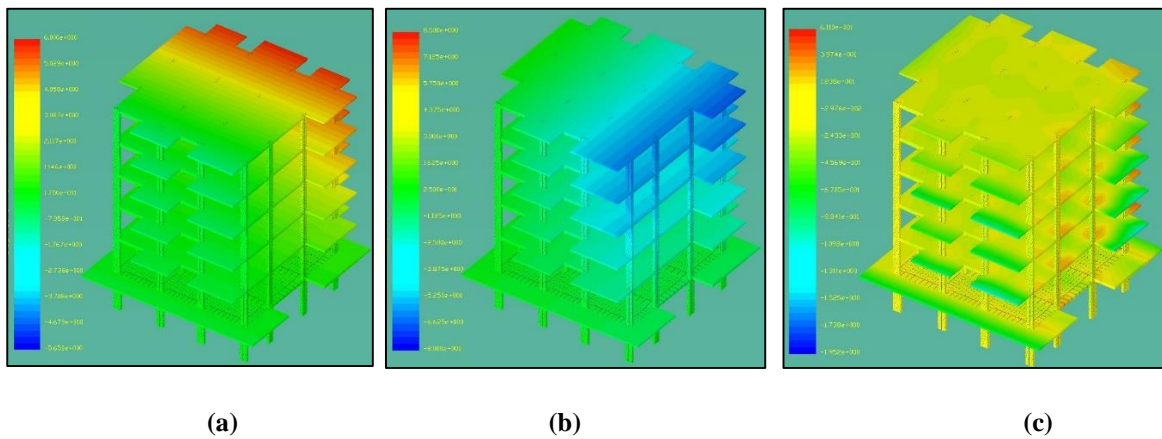


Figura 6.47- Zhvendosjet e strukturës në etapën sizmike sipas a) drejtimit X, b) drejtimit Y, c) drejtimit Z

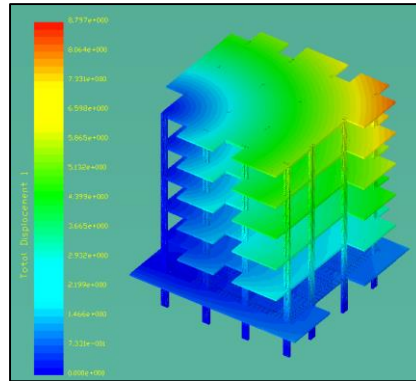
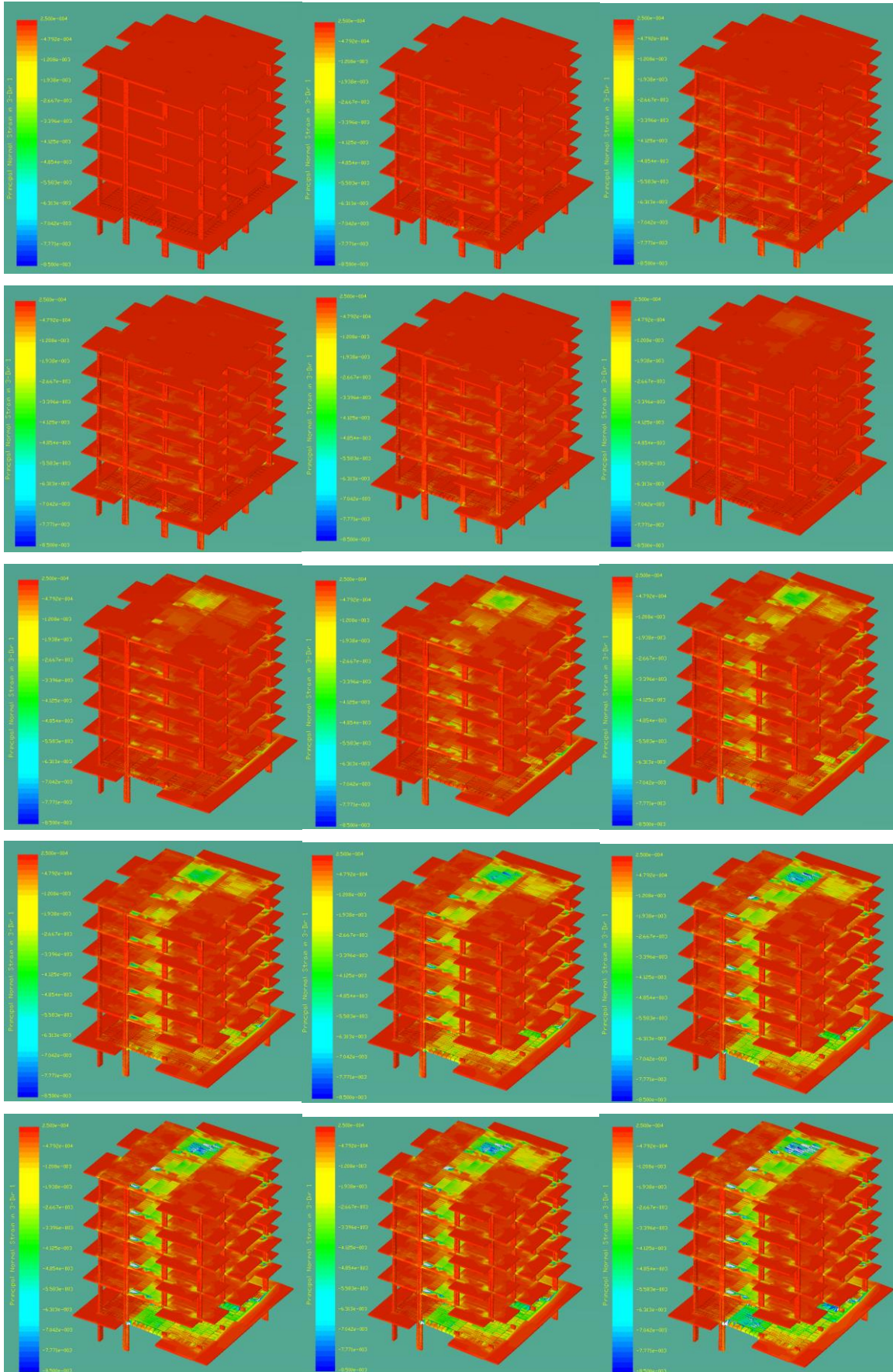


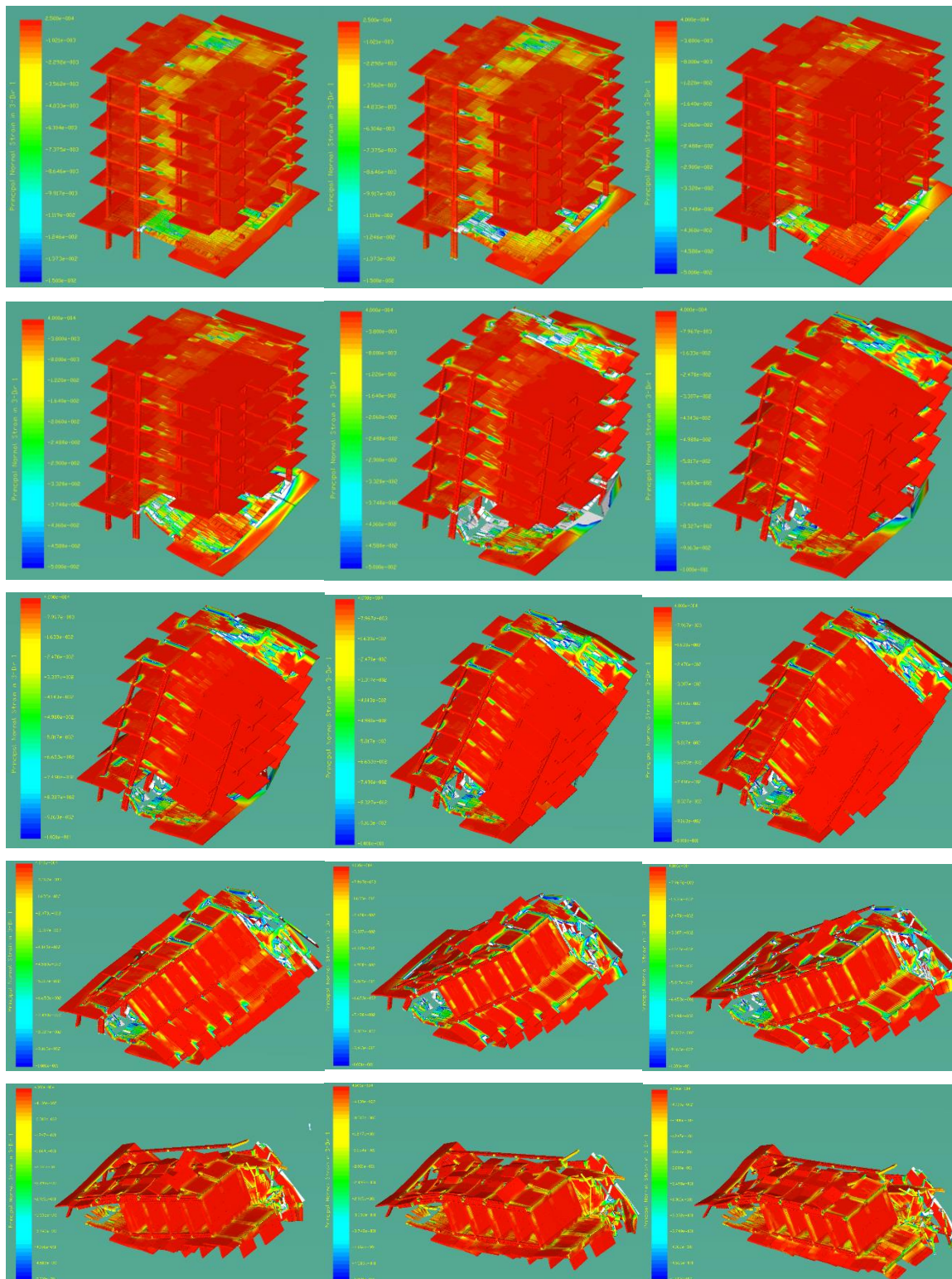
Figura 6.48 Zhvendosja totale e strukturës në etapën sizmike

6.2.7 Skema e plotë e shembjes së objektit

Metoda e Elementëve të Aplikuar është një nga metodat e cila mundëson realizimin e analizës të strukturës (etapën sizmike dhe të demolimit) deri në kolapsin e plotë të saj. Kjo analizë lejon monitorimin e detajuar të zhvillimit të kolapsit progresiv në çdo hap të tij, që nga shfaqja e zonave plastike të para deri në shembje totale. Më anë të kësaj metode, është e mundur të parashikohet fusha e shpërndarjes së materialeve (copëzat e shkatërruara nga shpërthimi), trajektoret e lëvizjes së elementëve gjatë shembjes, si dhe pozicionet e tyre finale. Kjo bën të mundur marrjen e masave paraprake për të rritur sigurinë gjatë shembjes së objekteve me shpërthim të kontrolluara, por edhe të skemës së dëshiruar të kësaj shembjeje. Kjo skemë mund të ndikojë drejtpërdrejtë në dëmtimin e objekteve në afërsi.

Ky proces është paraqitur në figurën e mëposhtme përgjatë gjithë vazhdimësisë së tij.





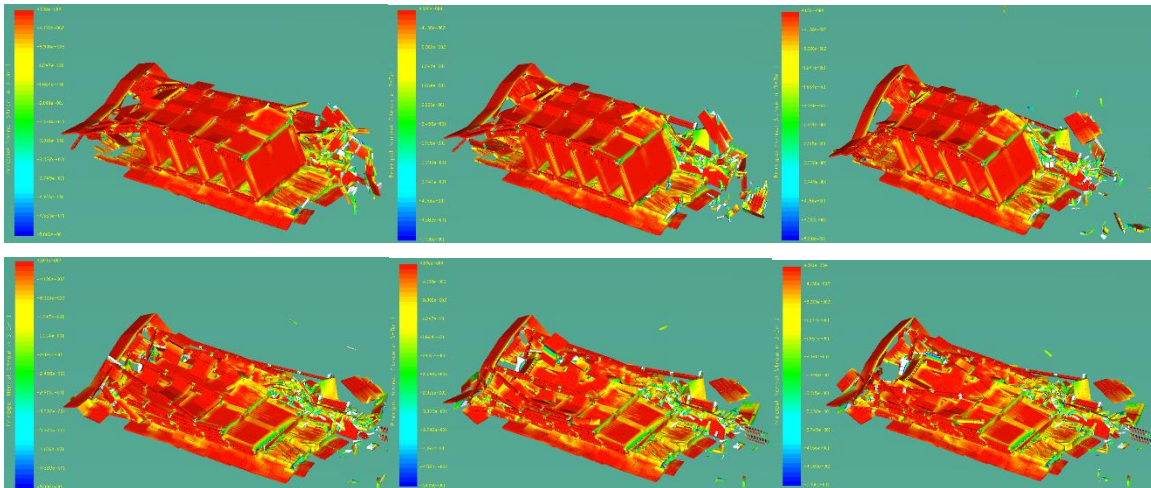
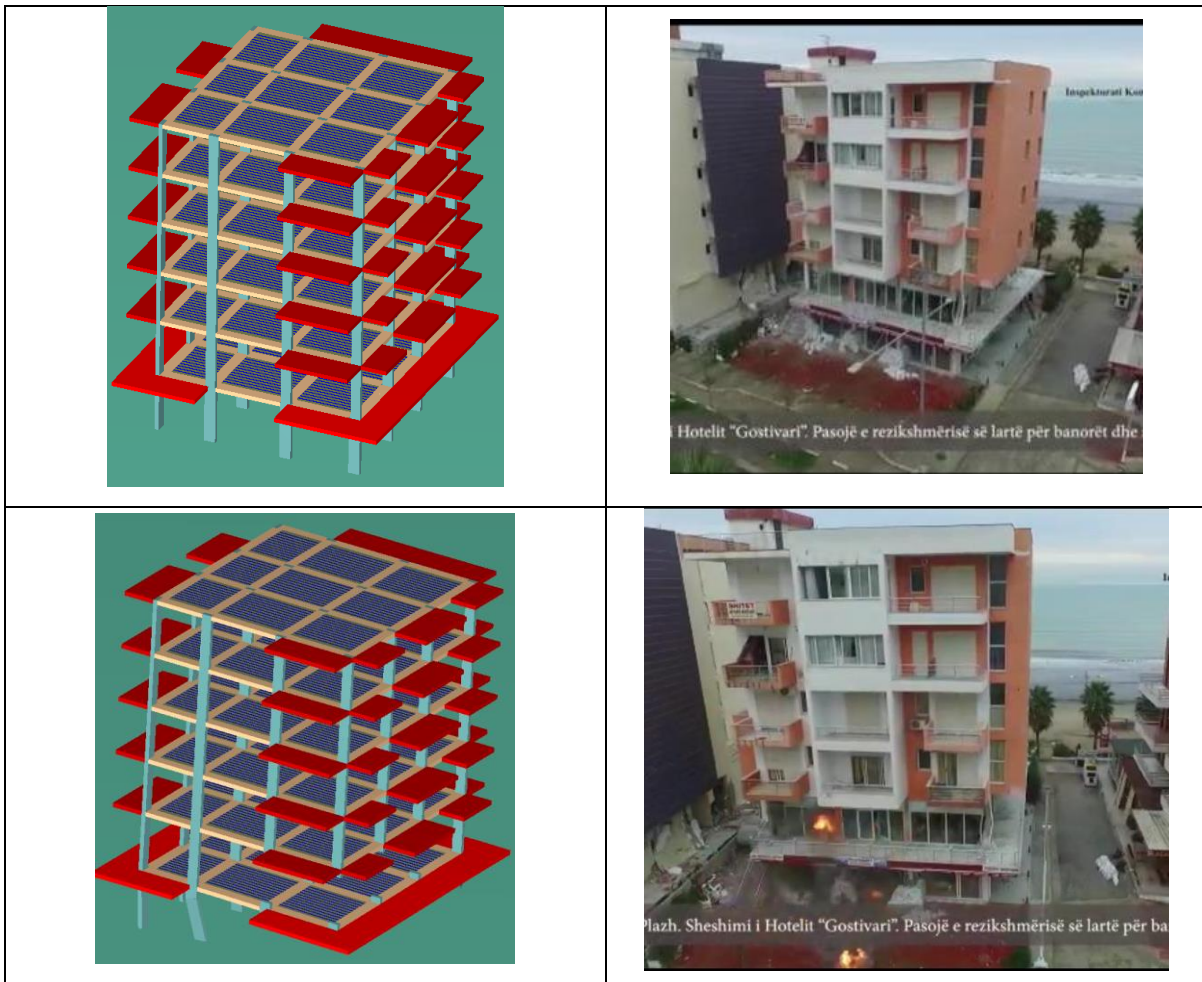


Figura 6.49- Deformimet relative të strukturës përgjatë kohëzgjatjes së demolimit



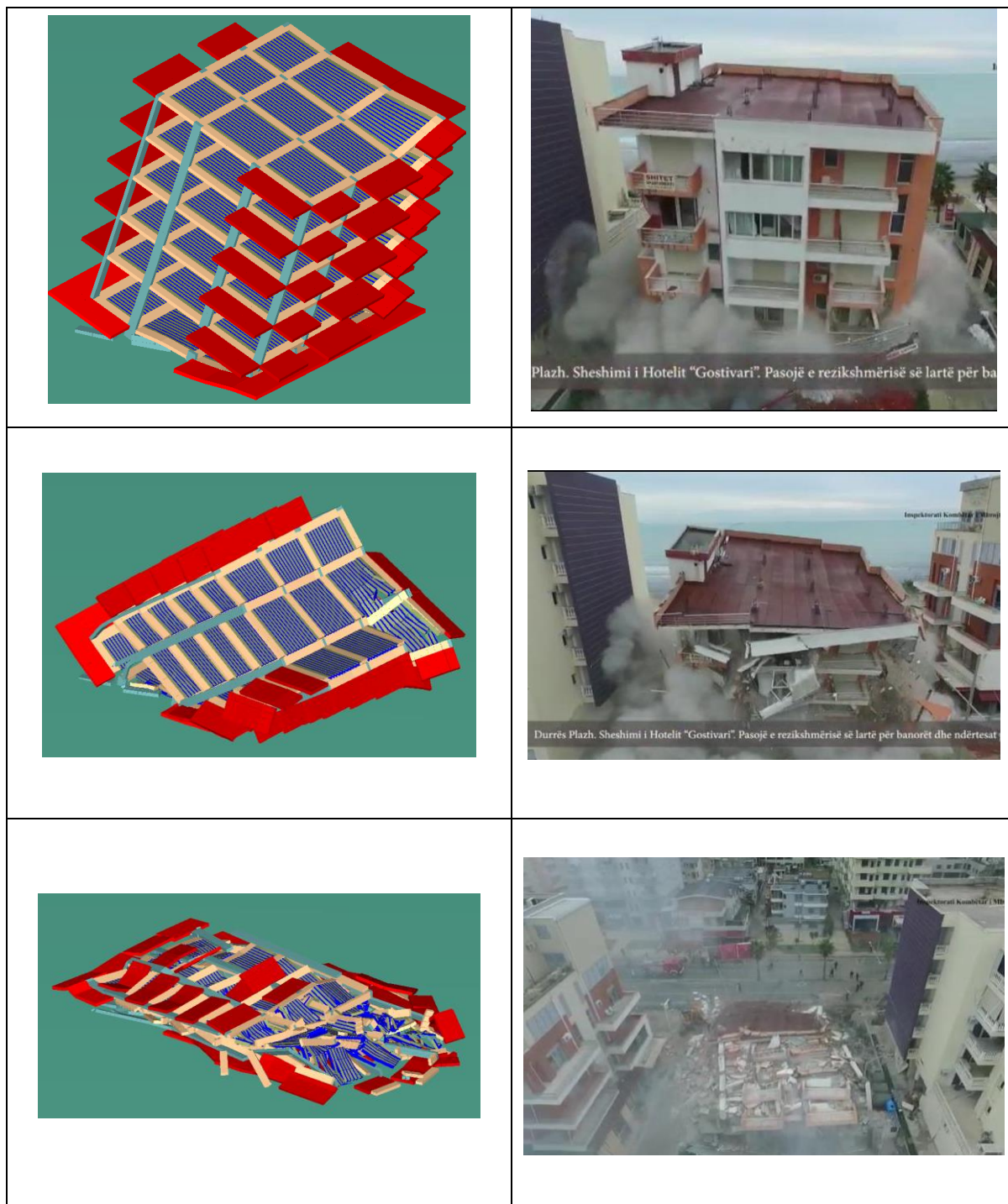


Figura 6.50- Paraqitja e mekanizmit të shembjes së objektit sipas modelit në ELS dhe sipas skemës reale

7. ANALIZË ME METODËN E ELEMENTËVE TË APLIKUAR E STRUKTURËS SË PROJEKTUAR SIPAS EUROCODE-VE

7.1 Hyrje

Në mbarë botën, veçanërisht dy dekadat e fundit, mund të thuhet se ngjarjet që shkaktojnë më shpesh kolapsin e strukturave, pas ngjarjeve sizmike, janë ngjarjet aksidentale me efekt mjaft të ndjeshëm, si rasti i akteve terroriste nëpërmjet përdorimit të eksplozivëve apo shpërthime të tjera aksidentale. Këto janë ndër ngjarjet më problematike për shkak të numrit të konsiderueshëm të viktimave, jo si pasojë e shpërthimit në vetvete, por e kolapsit të plotë të objektit. Qëllimi i shumë studimeve, madje edhe i hartimit të standarteve dhe manualeve, është pikërisht projektimi i strukturave të afta për të përballuar situatat e ngarkimit aksidental apo ekstrem, duke minimizuar dëmtimet. Ky minimizim duhet të jetë i tillë që, dëmtimi i lokalizuar i një apo disa elementëve strukturor të mos “përhapet” në elemente të tjerë duke shkaktuar kolaps të plotë të strukturës. Arritja e këtij qëllimi vazhdon të mbetet ende një fushë studimi dhe zhvillimi aktiv në mbarë botën, edhe pse disa standarte apo manuale amerikane, ku vlen të përmendet GSA dhe DoD (ref. Kapitullit 2) përditësohen vazhdimisht pikërisht për të përmirësuar dhe plotësuar mungesat në kriteret e projektimit të strukturave robuste dhe të qëndrueshme ndaj ngarkimit aksidental dhe ekstrem.

Në këtë kapitull është marrë në studim struktura 6 kate me ramë betonarme, e studiuar në kapitujt e mëparshëm, e cila është projektuar sipas kushteve të përcaktuara në Eurocode 2 dhe Eurocode 8 [43] [21], duke përdorur Metodën e Elementëve të Fundëm. Më pas, duke ruajtur parametrat e përcaktuara dhe të kontrolluara, struktura është simuluar nën efektin e shpërthimit duke zgjedhur metodën e heqje së kolonave, të vlerësuara si elemente kyç. Kjo e fundit realizohet nëpërmjet Metodës së Elementëve të Aplikuar.

Në këto kushte, natyrshëm lind pyetja: *Nëse struktura projektohet sipas kriterëve të përcaktuara në Eurocode, i cili është edhe standarti më i përdorshëm i projektimit në Shqipëri (në pritje për tu bërë edhe standart zyrtar), kjo strukturë a do të përballonte një ngjarje aksidentale apo një ngarkim ekstrem?*”.

Eurocode 1-1-7 “Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions” jep sugjerim mbi teknikat e nevojshme për të parandaluar kolapsin e strukturës, më tepër në kuptimin praktik se atë analitik. Për këtë arsye, për të simuluar strukturën nga ngarkimi aksidental është marrë në konsideratë manuali GSA [10], i cili është më i plotë në aspektin e modelimit të ngjarjeve aksidentale në strukturë.

7.2 Të dhënat e përdorura për projektimin me MEF

7.2.1 Përshkrimi i strukturës

Për projektimin e strukturës 6 kate, me ramë hapësinore b/a, është ruajtur forma gjeometrike sipas projektit të zbatimit (siç është përshkruar në kapitullin 4). Seksionet tërthore të elementëve strukturor janë zgjedhur referuar kërkesave të Eurocode 2 dhe Eurocode 8. Plani kolonave dhe plani i strukturave janë paraqitur në figurat e mëposhtme.

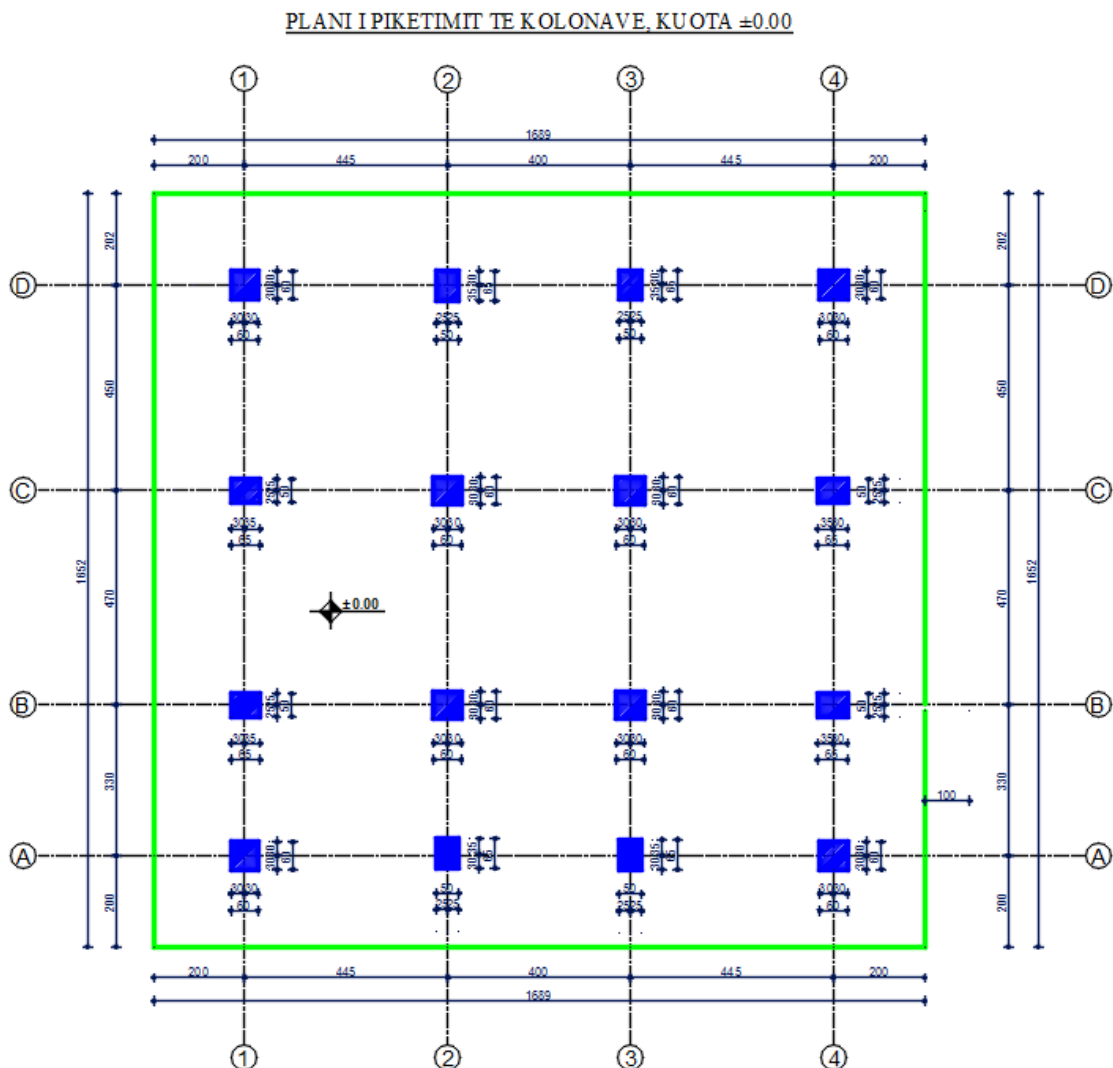


Figura 7.1- Plani i kolonave

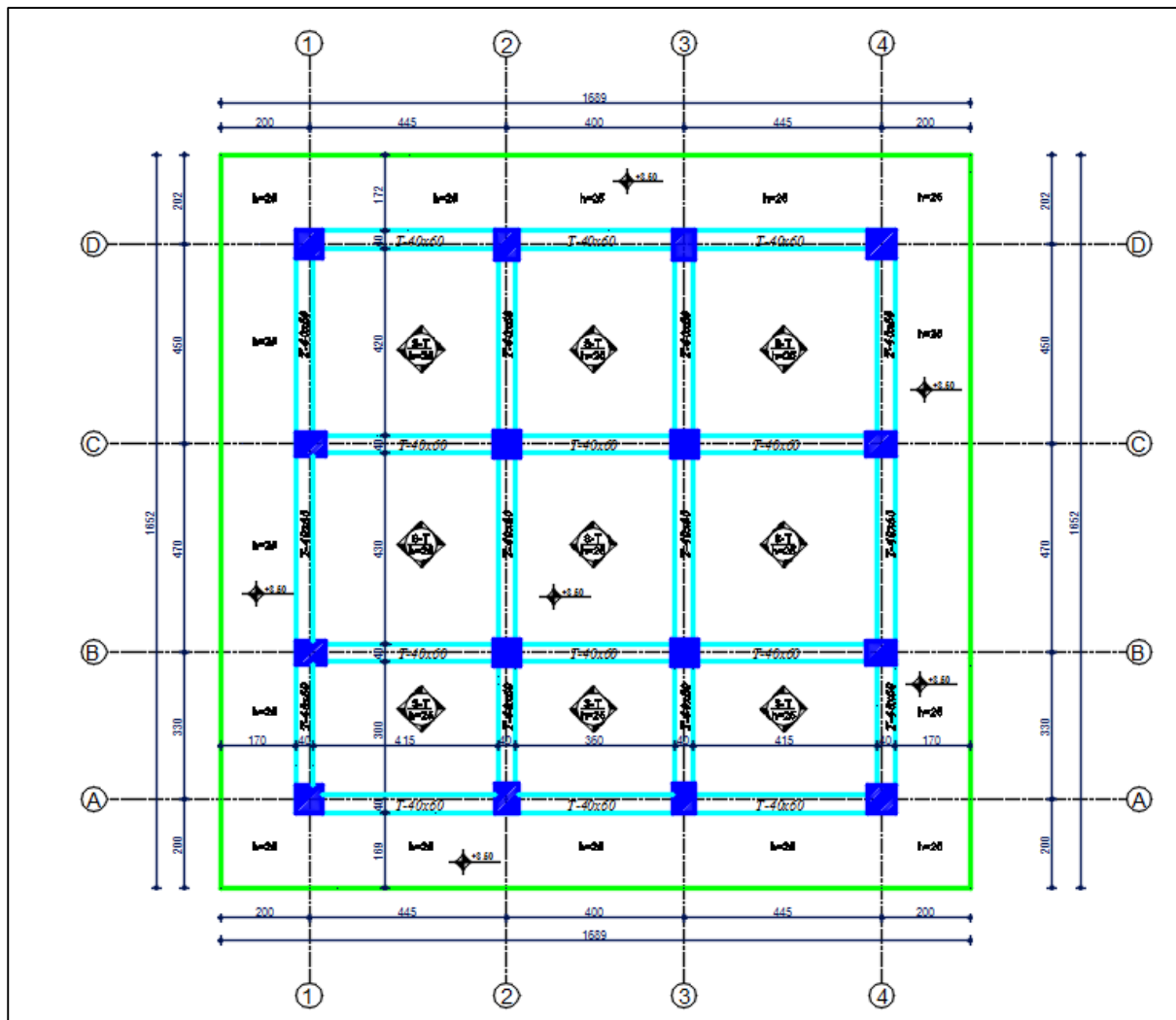


Figura 7.2- Plani i strukturave në kuotën +3.50

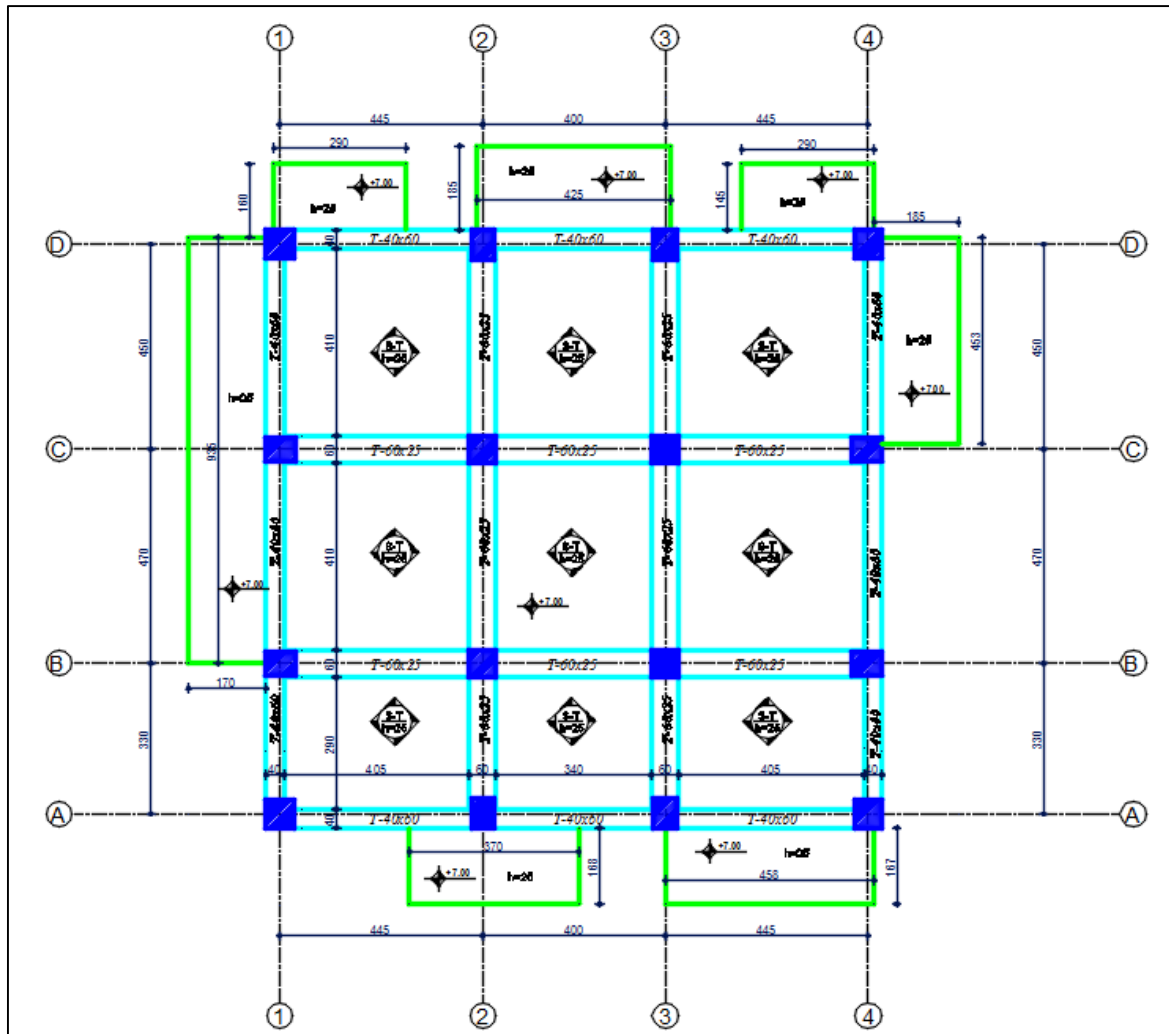


Figura 7.3- Plani i strukturave në katin tip

7.2.2 Karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve

Karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve të përdorura janë marrë në përputhje me kërkesat e Eurocode 2. Për elementët konstruktiv kryesor është përdorur beton C25/30 dhe çelik B500C, me karakteristika fiziko-mekanike si më poshtë:

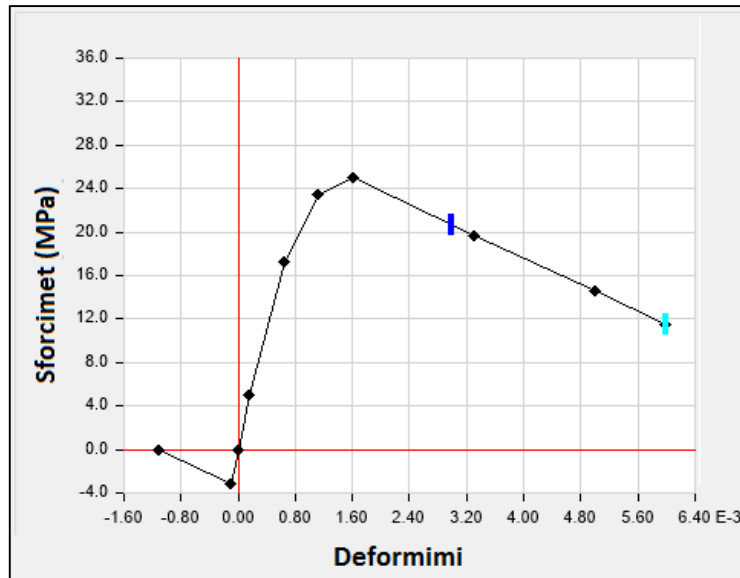


Figura 7.4- Marrëdhënia sforcim-deformim për beton C25/30

Tabela 7-1 Karakteristikat fiziko-mekanike të betonit

Klasa e rezistencës së betonit	C 25/30
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 30 \text{ MPa (} f_{ck, \text{cube}} \text{)}$
Rezistenca Mesatare në Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare në Tërheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike në Tërheqje	$f_{ctk(5\%)} = 1.8 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike në Tërheqje	$f_{ctk(95\%)} = 3.3 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit të Betonit	$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurisë Parciale të Betonit	$\gamma_c = 1,5 \quad \alpha = 1$
Koeficienti i Poissonit	$\nu = 0.20$

- Çelik B500C

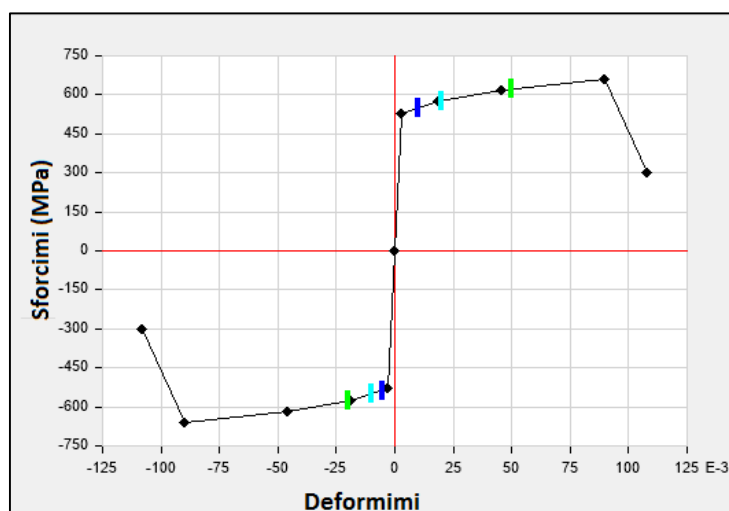


Figura 7.5- Marrëdhënia sforcim-deformim për çelik B500C

Tabela 7-2 Karakteristikat fiziko-mekanike të betonit

Klasa e çelikut	B500C
Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmërisë	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike e Shkatërrimit	$f_{tk} = 630 \text{ MPa}$
Moduli i Elasticitetit	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Koeficienti i Sigurisë Parciale të Çelikut	$\gamma_s = 1,15$
Rezistenca Llogaritëse e Çelikut	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritëse e Çelikut në Prerje	$F_{ywd} = 350 \text{ MPa}$
Koeficienti i Poissonit	$\nu = 0.30$

7.2.3 Ngarkimi i strukturës

Mbi strukturë janë aplikuar ngarkesa statike dhe dinamike sipas përcaktimeve të Eurocode 1. Është aplikuar ngarkesa e përhershme dhe e përkohshme, njëtrajtësisht e shpërndarë mbi soletë, përkatësisht:

- *Ngarkesa e përhershme* : pesha vetjake e elementëve e cila është llogaritur automatikisht nga programi (multiplier 1) dhe 3 kN/m^2 , për të marrë në konsideratë ngarkesën e tjera, si: muret ndarës, shtresat e dyshemesë dhe të tavanit.
- *Ngarkesa e përkohshme*: 2 kN/m^2 (multiplier 1.35)
- *Ngarkesa sizmike*: Kjo ngarkesë është llogaritur sipas metodës së spektrit të reagimit, me:
 - PGA 0.28g;
 - Kategori e truallit “C” (sipas studimeve gjeologjike të kryera në zonën në të cilën ndodhet objekti);
 - Faktori i shuarjes 5%;
 - Faktori i sjelljes $q=3.5$ (përcaktuar sipas EN 1998-1, 4.2.3) [21];

Kombinimi i ngarkesave është bërë sipas përcaktimeve të Eurocode 1, përkatësisht:

- Kombinimi i uljeve $G + P$
- Kombinimi kryesor $1.35 G + 1.5 P$
- Kombinimi sizmik $G + 0.3 P + E_x + 0.3 E_y$
 $G + 0.3 P + 0.3 E_x + E_y$

Jashtëqëndërsia aksidentale është marrë 5% në të dy drejtimet. Ndërkohë plasaritjet janë pranuar me 50% reduktim të shtangësisë.

7.3 Analiza dhe rezultatet e marra nga ETABS

Forcat e brendshme, zhvendosjet, seksionet tërthore të elementëve dhe sasia e armaturës janë përcaktuar duke përdorur në ETABS analizën statike lineare për ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme, dhe analizë e spektrit të reagimit për ngarkimin sizmik. Rezultatet e këtyre analizave janë paraqitur si më poshtë vijon.

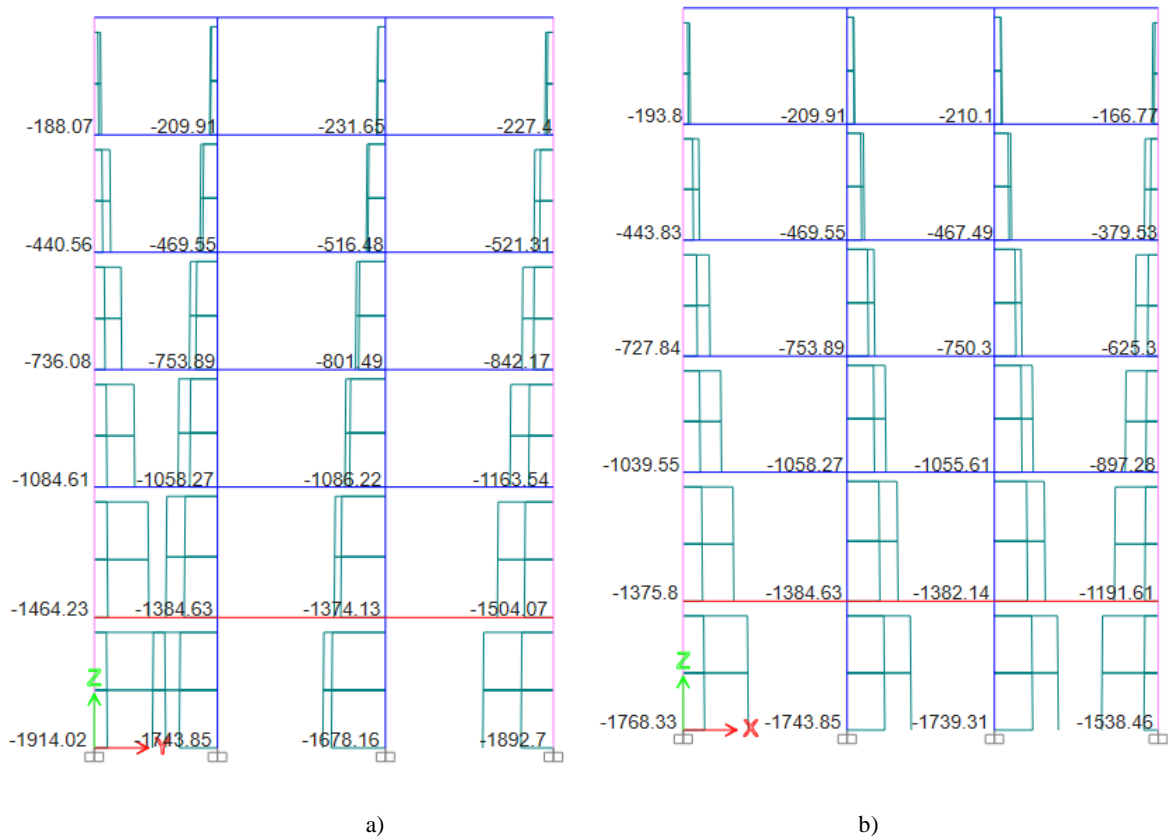


Figura 7.6- Forcat normale për ramën në a) aksin 2, b) aksin B

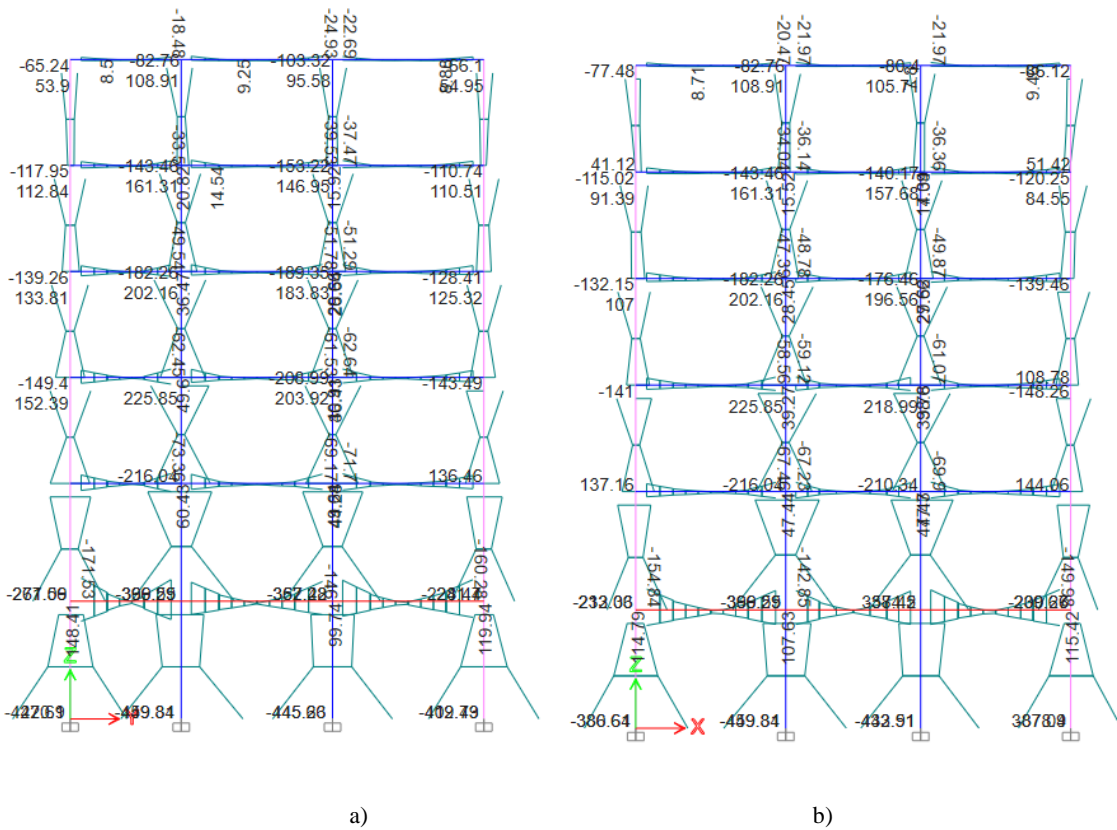


Figura 7.7- Momenti përkulës kryesor për ramën në a) aksin 2, b) aksin B

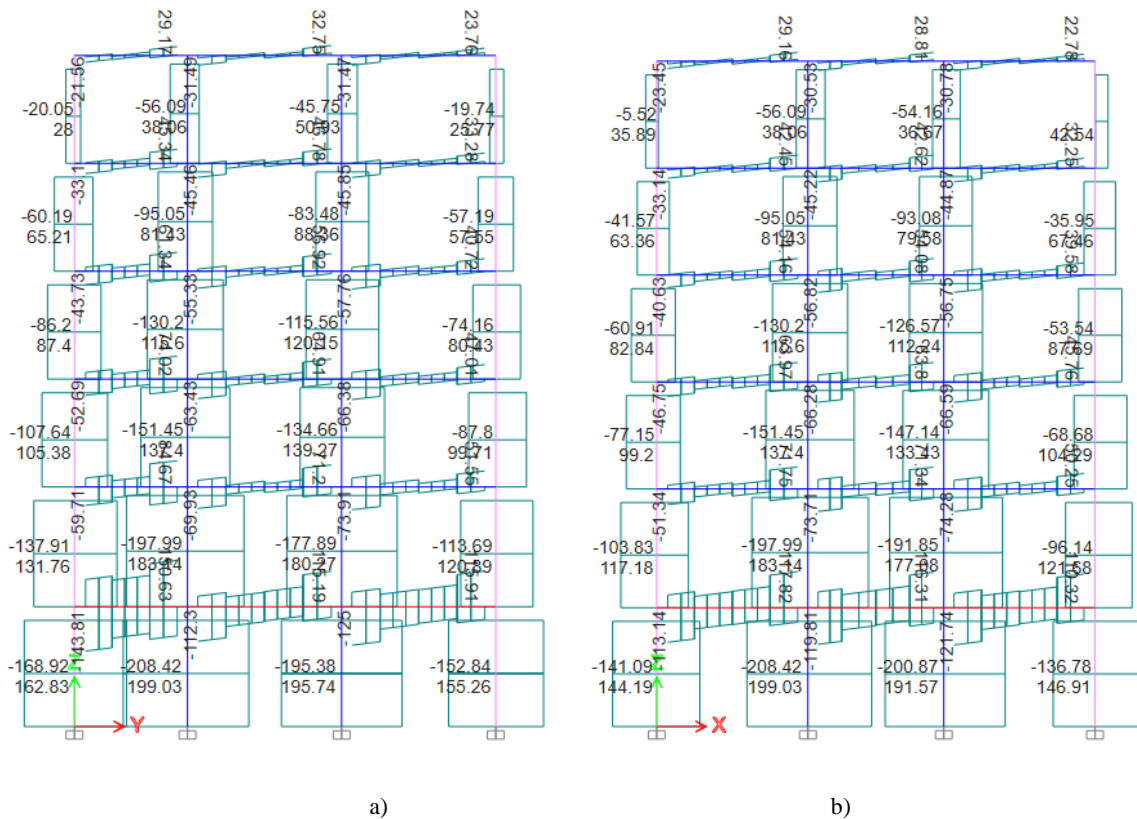


Figura 7.8- Forca prerëse kryesore për ramën në a) aksin 2, b) aksin B

Sasia e armaturës së vendosur më tej në programin ELS është përcaktuar nga rezultatet e mëposhtme të marra nga llogaritjet në programin ETABS.

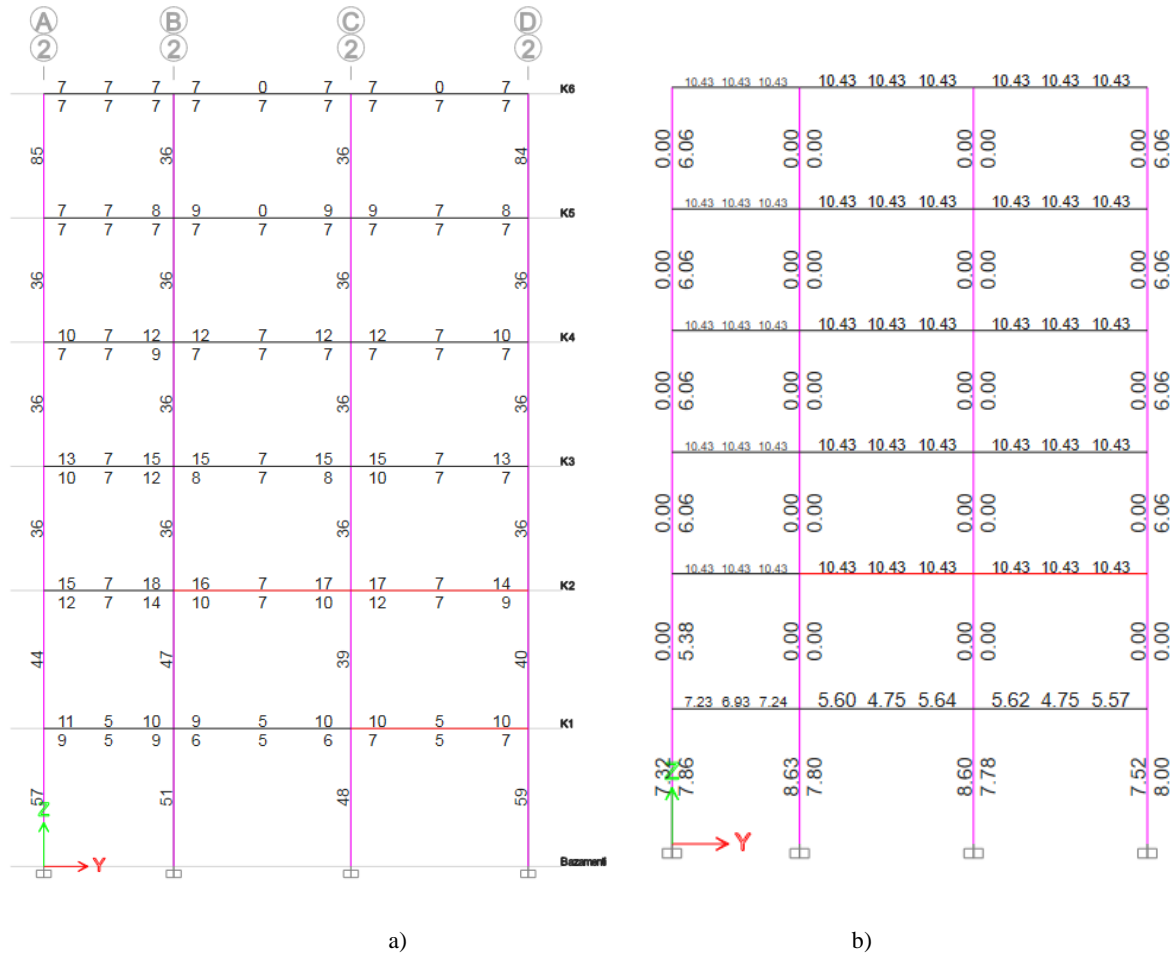


Figura 7.9- Sasia e armaturës së përcaktuar për aksin 2 sipas ETABS a) armatura gjatësore, b) armatura tërthore

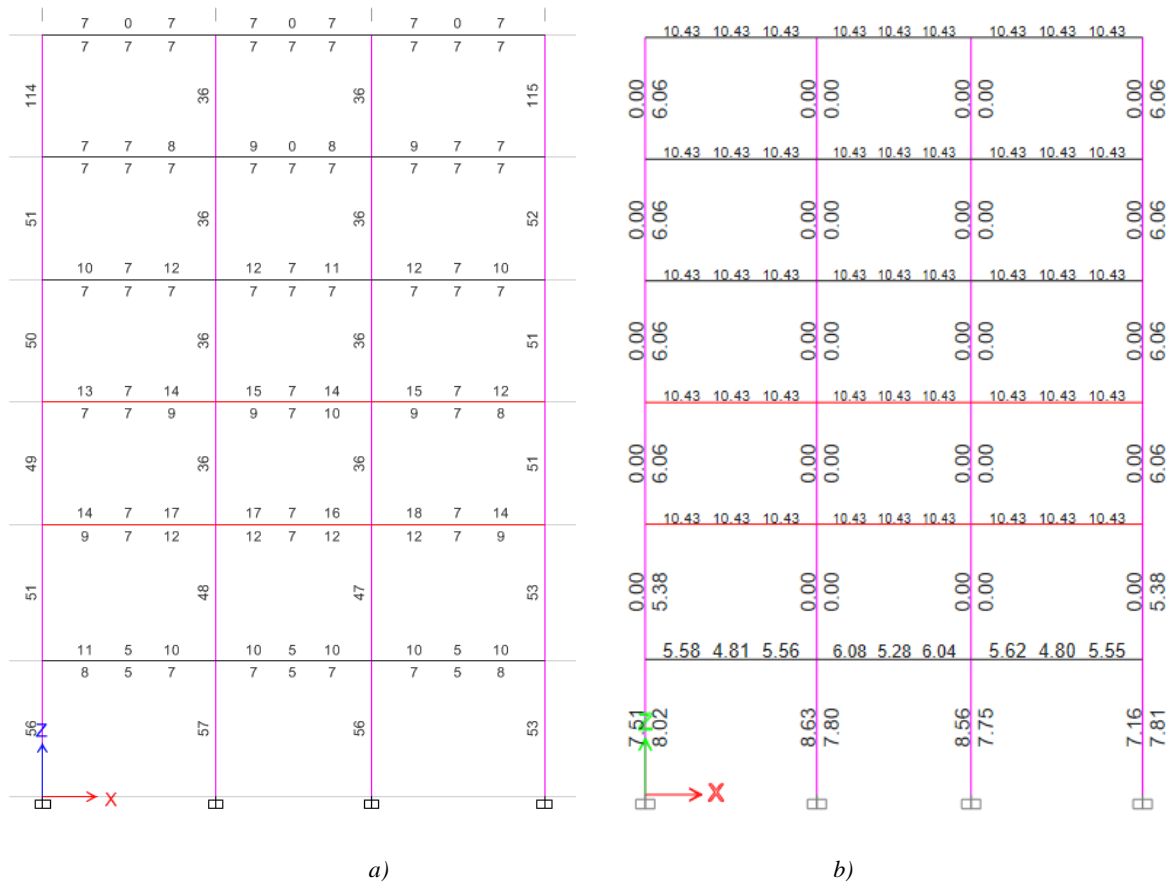


Figura 7.10- Sasia e armaturës së përcaktuar për aksin B sipas ETABS a) armatura gjatësore, b) armatura tërthore

Vlerat e zhvendosjeve relative maksimale të kateve përputhen me kërkesat e Eurocode 8, përkatësisht: sipas drejtimit X rezulton 0.0043 dhe sipas drejtimit Y rezulton 0.0044.

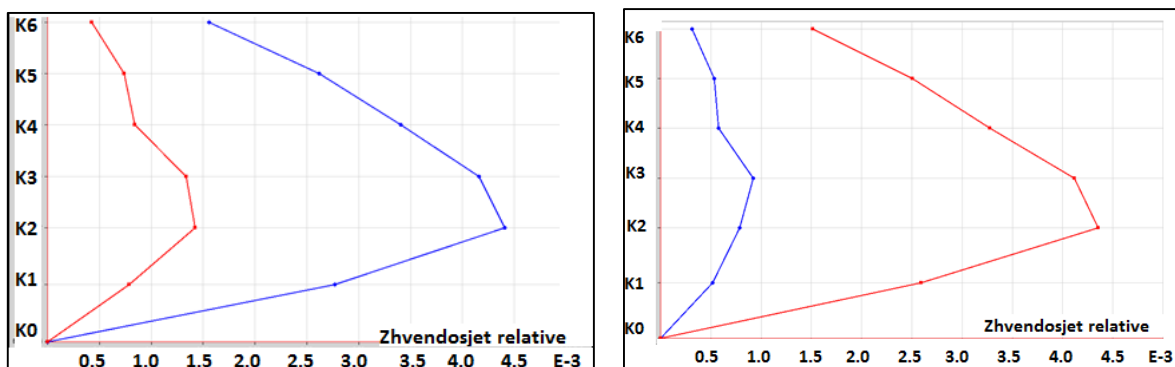


Figura 7.11- Zhvendosjet relative të kateve në ngarkimin sizmik sipas drejtimit X dhe Y

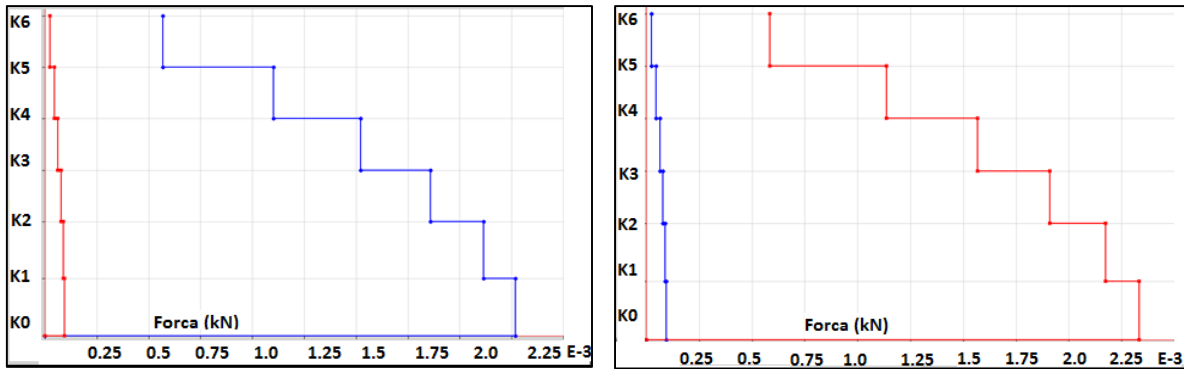


Figura 7.12- Forcat prerëse në bazë në ngarkimin sizmik sipas drejtimit X dhe Y

Tabela 7-3 Karakteristikat dinamike të strukturës

Modet	Perioda	Frekuenca	Frek. Rrethore
	sek	cik/sek	rad/sek
1	1.043	0.959	6.024
2	1.027	0.973	6.115
3	0.909	1.100	6.911
4	0.326	3.064	19.253
5	0.321	3.115	19.572
6	0.290	3.452	21.688
7	0.179	5.591	35.129
8	0.176	5.692	35.767
9	0.163	6.140	38.578
10	0.120	8.324	52.304
11	0.118	8.490	53.346
12	0.111	8.980	56.422

7.4 Ngarkimi aksidental i strukturës analizuar me MEA

Për të simuluar ngarkimin ekstrem/aksidental të strukturës, pas projektimit në ETABS me rezultatet e mësipërme, janë marrë në konsideratë direktivat e dhëna sipas GSA [10]. Referuar këtij manuali (kapitulli 2.3.3.), sipas të cilit përcaktohet pozicioni i elementëve vertikal mbajtës që duhen hequr për të simuluar situatën aksidentale. Kështu, janë zgjedhur të hiqen përkatësisht: kolona e qoshes D1, kolona perimetrale D2 dhe kolona e brendshme C2.

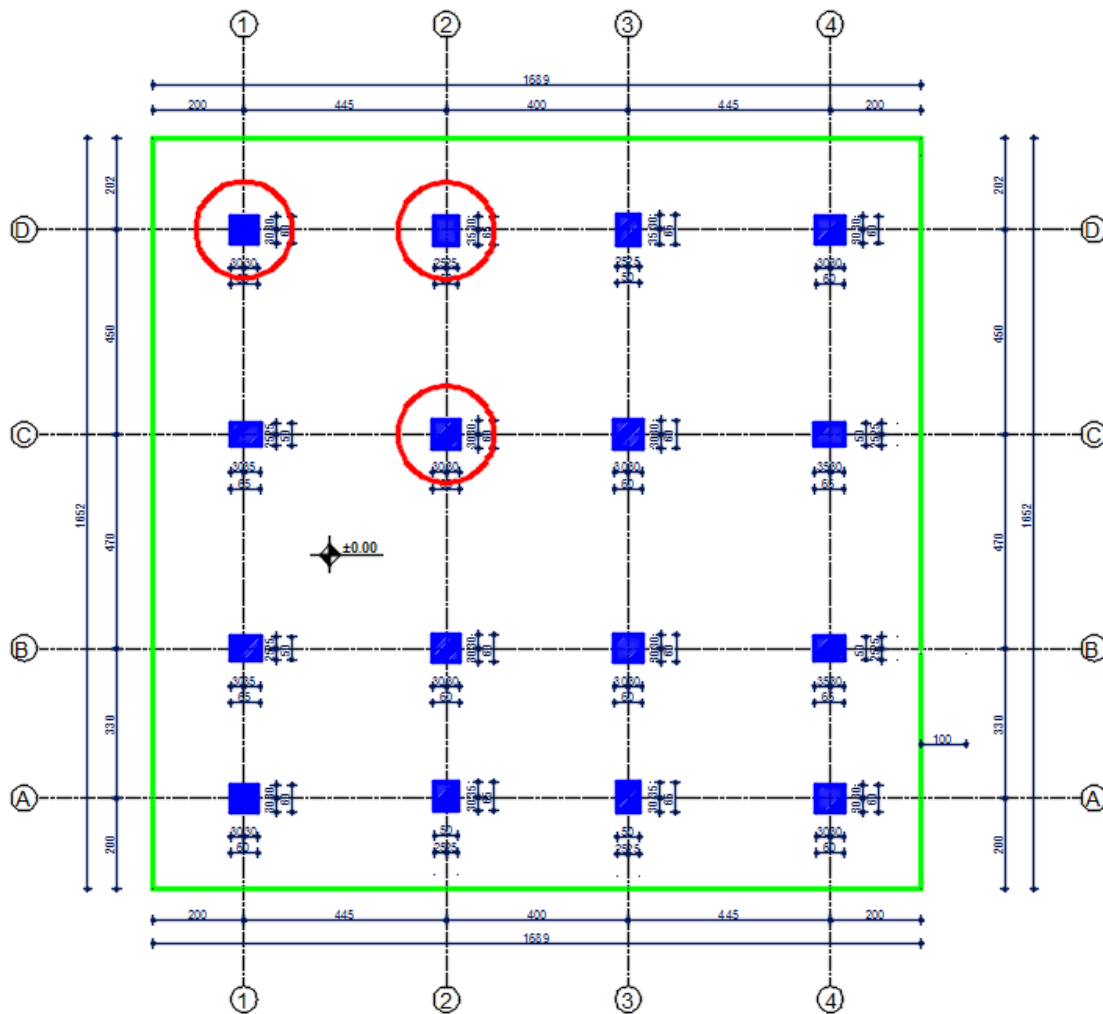


Figura 7.13- Kolonat e hequra në të tre rastet e studiuara

7.5 Analiza dhe rezultatet e marra nga ELS

Mbi strukturën është kryer simulimi i situatës aksidentale nëpërmjet një analize dinamike jo-lineare, e cila ka zgjatur 10 sek në total, me një hap kohor 0.1 sek, me 20 iteracione për hap. Ky simulim është kryer nëpërmjet heqjes së elementëve vertikal duke përdorur opsionin “demolition scenario”. Ky opsion lejon heqjen totale të elementit të aplikuar të kolonave gjatë kohës së kryerjes së analizës, bashkë me sustat lidhëse të tyre.

7.5.1 Rasti I – Heqja e kolonës së cepit D1

Në figurën e mëposhtme janë paraqitur deformimet e strukturës pas heqjes së kolonës D1. Pas analizimit të rezultateve vihet re se, struktura jo vetëm që nuk kalon në fazë kolapsi, por zhvendosjet që linden janë relativisht të vogla në fazën e zhvillimit të mekanizimit katenar.

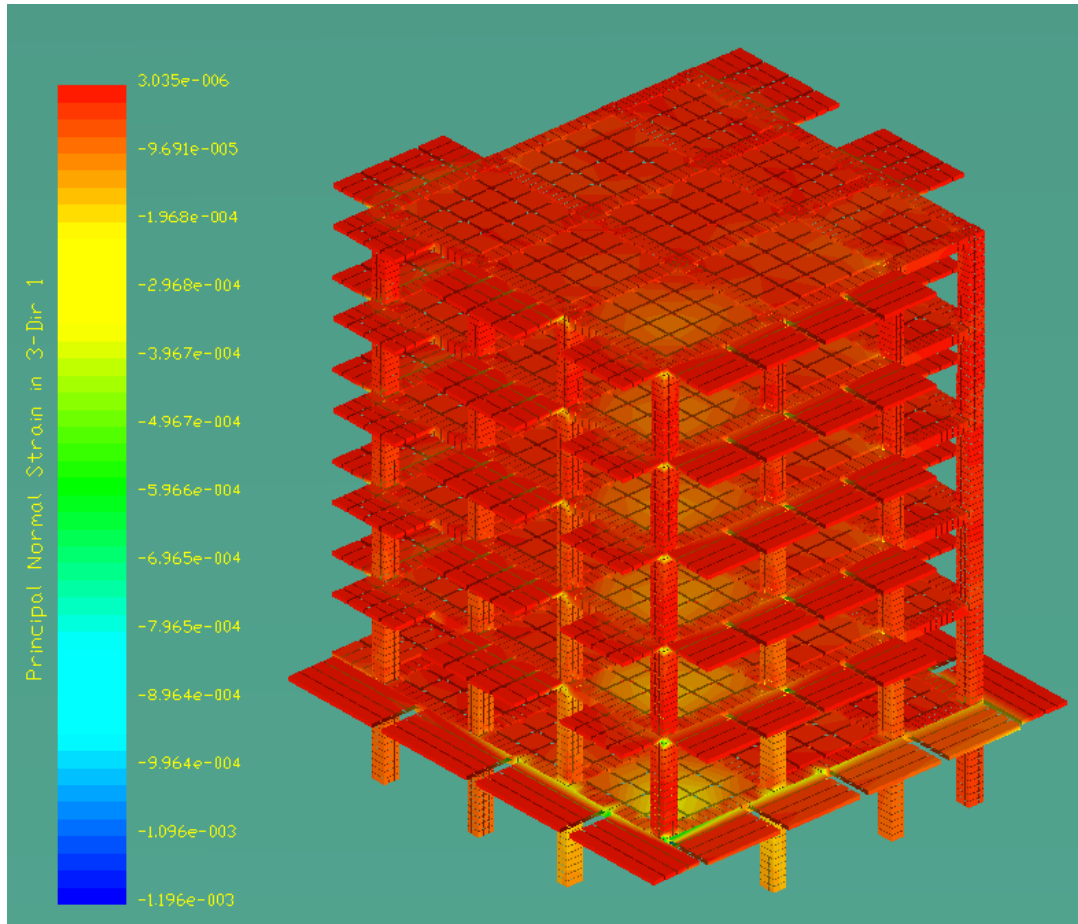


Figura 7.14- Deformimet e strukturës pas heqjes së kolonës së cepit D1

Susta e çelikut në fazën katenare pëson një rritje të deformimeve relative nga 0.02% në 0.036%, por pa kaluar në fazë plastike, siç jepet në grafikun e mëposhtëm. Në intervalin kohor 5-8 sekonda ka një luhajtje të deformimeve të çelikut, si pasojë e uljes së menjëhershme të kolonës e ndodhur mbi kolonën e hequr. Kjo ulje e menjëhershme shoqërohet me një ngarkim inercial ciklik të trarëve.

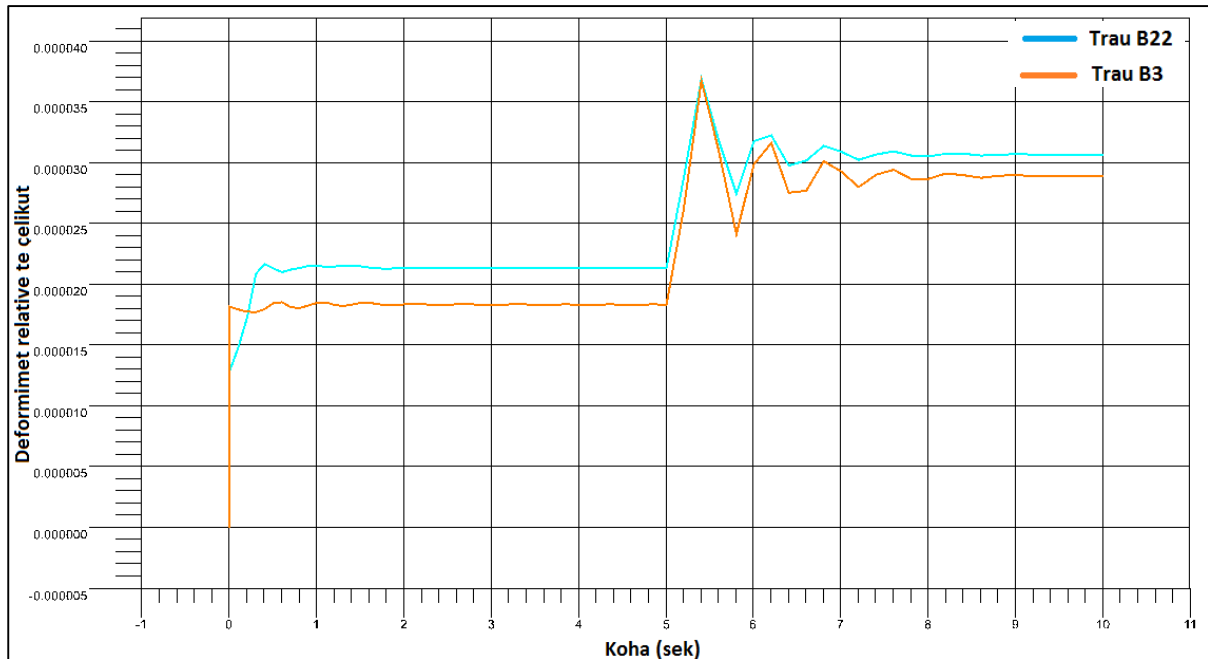


Figura 7.15- Deformimet relative të çelikut në trarët e katit përdhe

7.5.2 Rasti II – Heqja e kolonës perimetrale D2

Për heqjen e kolonës D2 e ndodhur në perimetër të katit përdhe, mekanizmi katenar formohet nga dy trarët e anësor, duke kombinuar hapësirën dritë në një tra të vetëm, dhe një tra i brendshëm i cili kthehet në tra konsol.

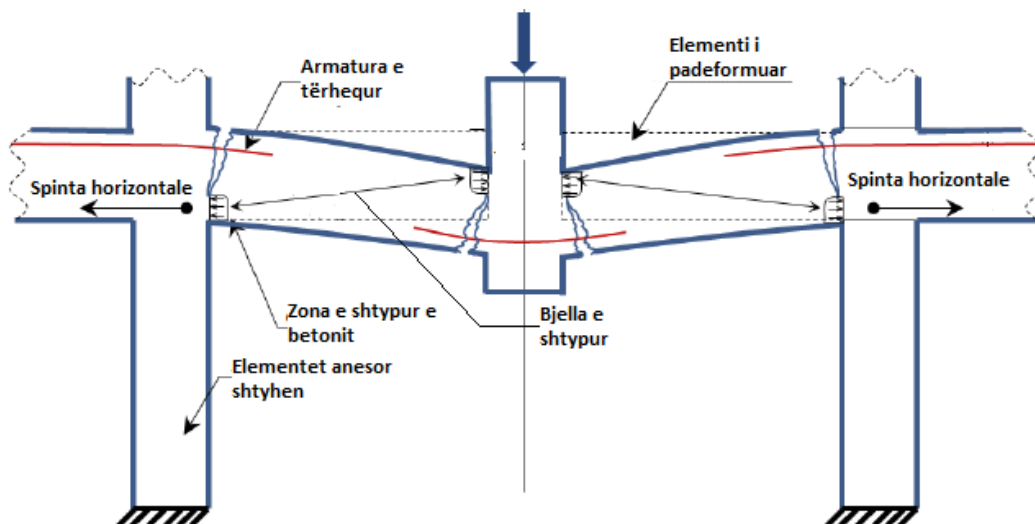


Figura 7.16-- Mekanizmi formohet nga struktura anësore dhe dy trarë në shtypje [44]

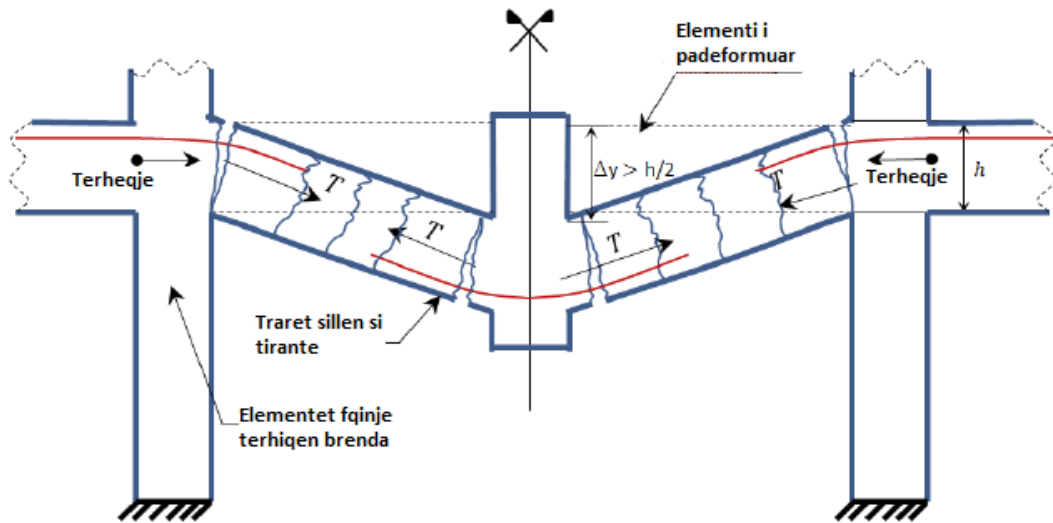


Figura 7.17- Mekanizmi formohet nga struktura anësore dhe dy trarë në tërheqje [44]

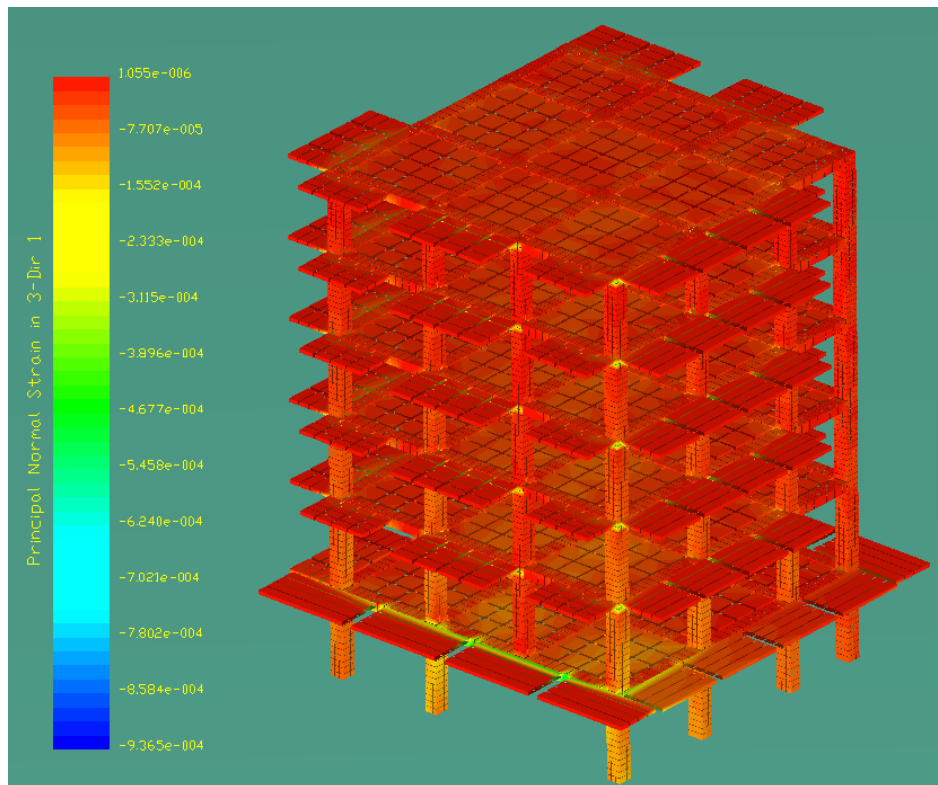


Figura 7.18- Deformimet e strukturës pas heqjes së kolonës perimetrale D2

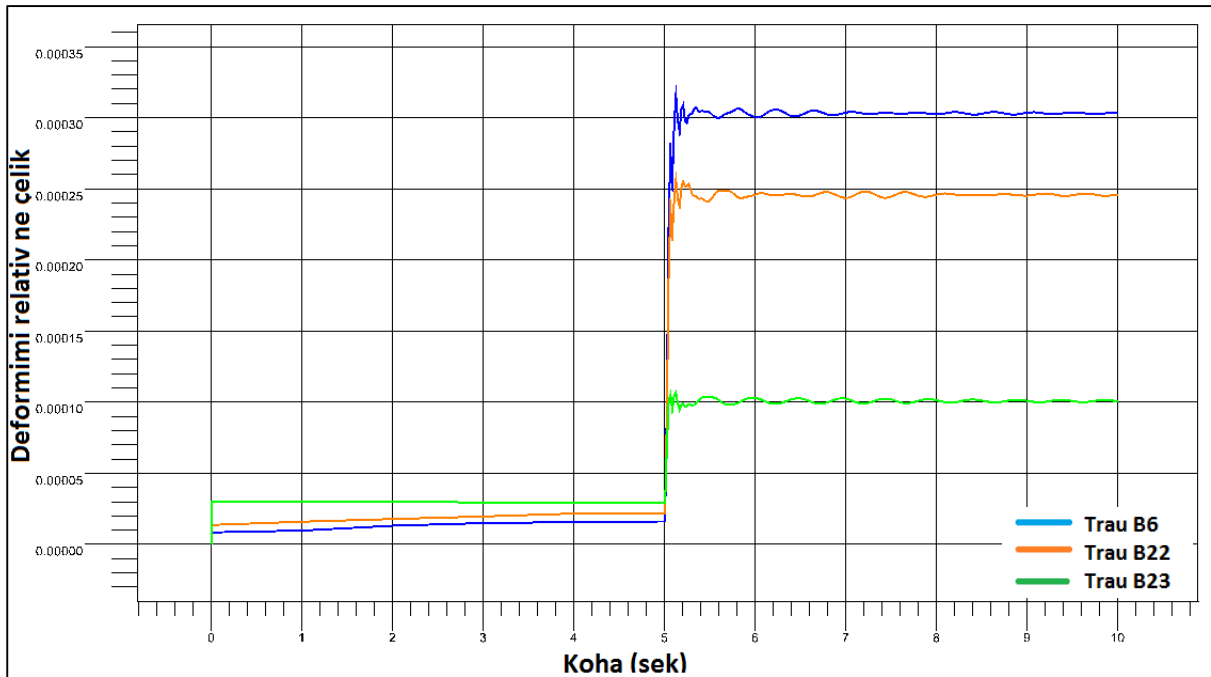


Figura 7.19- Deformimet relative të çelikut në trarët e katit përdhe

7.5.3 Rasti III – Heqja e kolonës C2

Në rastin e tretë është hequr kolona C2 e ndodhur në brendësi të strukturës. Në këtë rast vihet re krijimi i mekanizmit katenar në dy trarë të kryqëzuar, siç tregohet në figurën 7.21.

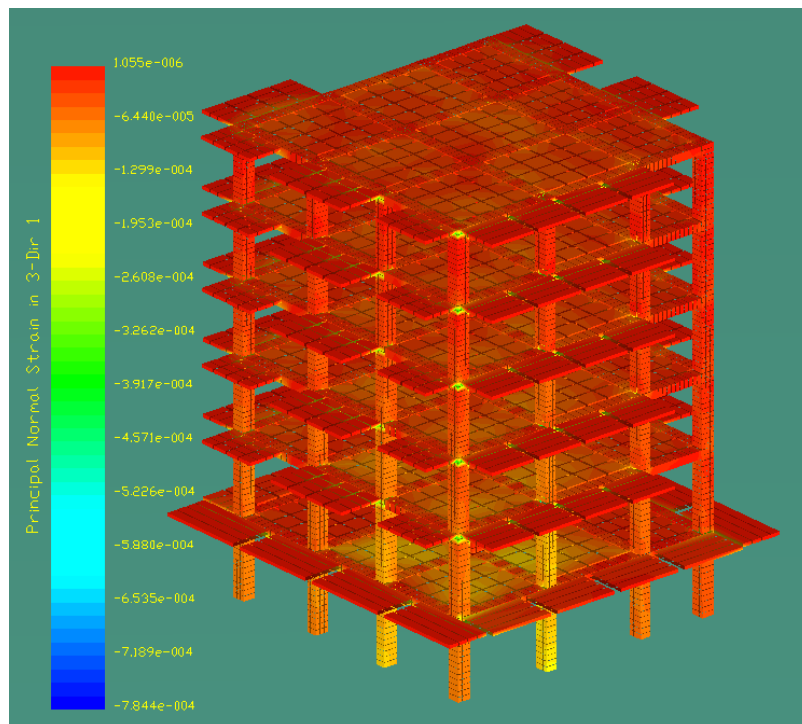


Figura 7.20- Deformimet e strukturës pas heqjes së kolonës C2

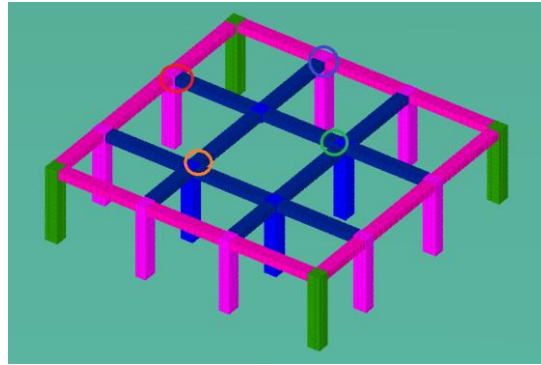


Figura 7.21- Paraqitja grafike e trarëve të mekanizmit katenar

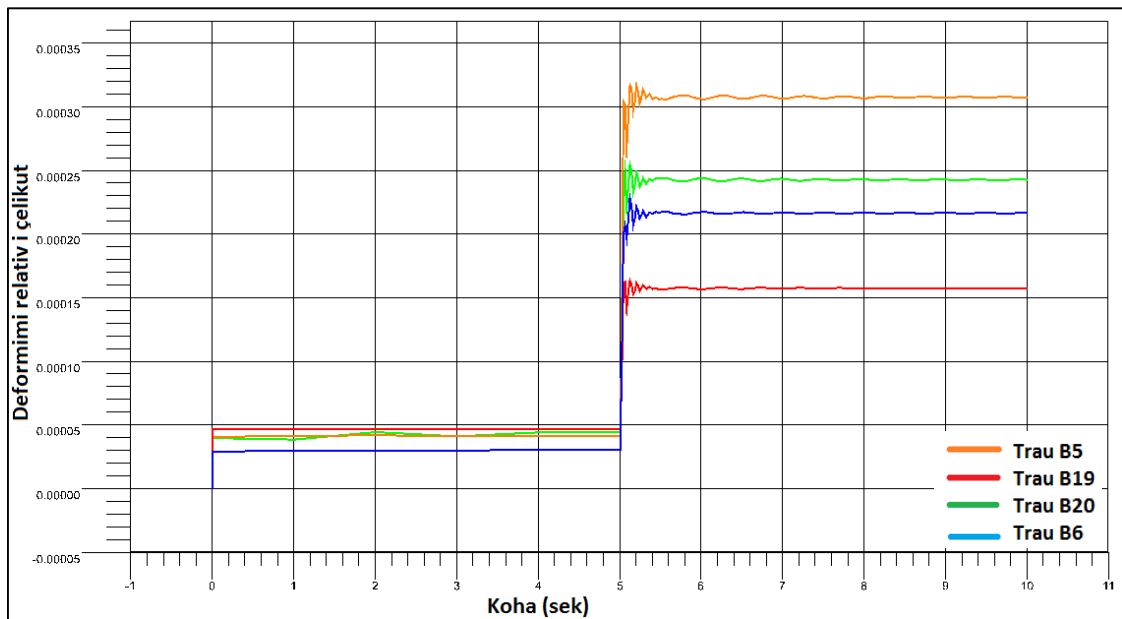


Figura 7.22- Deformimet e çelikut në trarët e katit përdhe

Si konkluzion mund të thuhet se, në të tre rastet struktura e projektuar sipas kriterëve të Eurocode-ve nuk kalon në kolaps, duke e përballuar ngjarjen aksidentale nëpërmjet rishpërndarjes së ngarkesës dhe mekanizmit katenar të zhvilluar.

Rasti më i disfavorshëm paraqitet ai i heqjes së kolonës D1, e cila është kolona e qoshes. Kjo ndodh për faktin se në këtë rast mekanizmi katenar formohet nga dy konsola pingul (trarët) (figura 7.23).

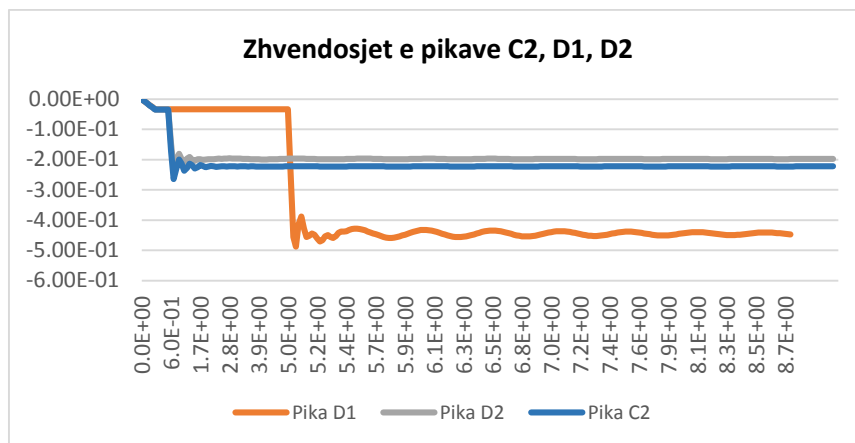


Figura 7.23- Zhvendosjet e pikave D1, D2, C2 (emërtimi i kolonave sipas akseve) në funksion të kohës

8. PËRFUNDIME TË STUDIMIT

8.1 Hyrje

Me një densitet energjie shumë të madhe të çliruar në një kohë shumë të shkurtër, shpërthimet, si një nga rastet më të zakonshme të ngarkimit ekstrem të strukturave, shpesh sjellin pasoja katastrofe në dëme materiale dhe jetë njerëzish. Këto pasoja janë rrjedhojë e shembjes totale të vetë strukturës, por edhe objekteve të tjera fqinje apo “shpërthimit” të materialeve inerte të në zona të populluara.

Sot më shumë se kurrë, projektimi ndaj këtyre ngarkesave aksidentale ekstreme (por në veçanti edhe kontrolli i objekteve ekzistuese), përbën një domosdoshmëri e cila në mënyrë konstante po fillon të zbatohet edhe në kode dhe standarte.

Parashikimi i mekanizmit të kolapsit të strukturës në mënyrë të detajuar hap pas hapi, i skemës së përgjithshme të shembjes së objektit, apo i trajektoreve të materialeve inerte, të cilat janë një efekt i pa evitueshëm i shpërthimit të kontrolluar, përbejnë një nga disiplinat më të vështira të inxhinierisë strukturore. Për këtë arsye, në këtë tezë është studiuar zhvillimi i një metode numerike për parashikimin e ngarkimeve të tilla ekstreme, duke përdorur programe të avancuara kompjuterike, Duke qenë se struktura studiohet deri në kolaps total, kryerja e analizave jo-lineare dhe veçanërisht e atyre dinamike është mjaft e rëndësishme në vlerësimin e reagimit të saj ndaj shpërthimeve të kontrolluara ose aksidentale.

8.2 Përfundime

Objekti i marrë në studim, strukturë e tipit ramë hapësinore betonarme, u modelua dhe analizua duke përdorur dy metoda numerike, përkatësisht, MEF (Metoda e Elementeve të Fendëm - Finite Element Method) dhe MEA (Metoda e Elementeve të Aplikuar - Applied Element Method).

- Pas vlerësimit të detajuar të rezultateve të marra nga analiza dinamike jo-lineare (“Time History Analysis”) në programin ETABS Ultimate 19.0.1 edhe në ELS 8.0 u vu re se, këto rezultate janë relativisht të ngjashme në magnitudë dhe në tipologji zhvillimi. Ndryshimi qëndron në faktin se, nëpërmjet aplikimit të MEF është i mundur studimi i mekanizmit të shkatërrimit vetëm në fazat e para të zhvillimit të tij, ndërsa në MEA ky mekanizëm studiohet i detajuar deri në shuarjen totale të energjisë së kolapsit.

- Në aspekt zhvendosjesh është vënë re se, në të dyja metodat drejtimet e zhvendosjeve dhe rrjedhimisht edhe drejtimi i rënies së objektit janë të njëjta. Ndryshime vihen re në vlera numerike të cilat në dy drejtimet horizontale ndryshojnë mesatarisht me 15-20%, ndërsa ato vertikale janë pothuajse të barabarta ose ndryshojnë në vlera të vogla 1-3%. Për të pasur një vlerësim të plotë të zhvendosjeve të strukturës mund të ndiqet avancimi i tyre nëpërmjet programit ELS deri në shkatërrim të plotë të saj, element ky i cili nuk është i mundur të realizohet në ETABS.
- Për sa i përket forcave të brendshme vihet re se, llogaritja e ngarkesave aksiale në elementët vertikal është në vlera të barabarta për të dyja metodat. Vlerat e momenteve përkulëse dhe forcave prerëse ndryshojnë nga njëra-tjetra mesatarisht 20 – 25%, ku në shumicën e rasteve nga ELS jepen vlerësime më konservative (vlerat më të mëdha).
- Një ndryshim kryesor që paraqitet midis MEF dhe MEA është efekti i forcave “dytësore” në llogaritjen e elementëve kryesorë mbajtës, siç janë trarët dhe soletat. Llogaritur me MEF, veçanërisht në trarë, vlerat e forcës aksiale, momenteve përkulëse dhe forcave prerëse jashtë planare (rrotullim rreth z dhe forcë prerëse në drejtim x ose y global) kanë vlera shumë të vogla dhe në këtë rast të papërfillshme. Në kontrast me MEF, në llogaritjen me MEA këto forca kanë vlera të konsiderueshme, të krahasueshme me vlerat e forcave aksiale, momenteve përkulëse dhe forcave prerëse “kryesore” (momentet përkulëse rreth x ose y global, forca prerëse në drejtimin z).

Këto forca duhet me domosdo të merren në konsideratë, pasi në kushte të një ngarkimi konvencional të strukturës mund të kenë efekt të neglizhueshëm, por në kushte të një ngarkimi ekstrem japin një kontribut tepër të rëndësishëm në krijimin e mekanizmave katenarë. Për rastin e forcës aksiale në elementët katenarë ajo vepron fillimisht në formën e bjellës së shtypur dhe më pas, me avancimin e kolapsit, kthehet në forcë tërheqëse duke i kthyer elementët në tirante të përkohshme para se ato të kalojnë në shkatërrim të plotë.

Për të bërë një vlerësim të plotë dhe real të gjendjes së strukturës pas tërmetit të 29 nëntorit 2019 në Durrës, gjatë të cilit struktura pësoi dëmtime të konsiderueshme dhe më tej u realizua demolimi i saj, u përdorur programi ELS.

- Nga ky vlerësim u konstatua se, gjatë analizës në programin ELS, ruhen deformimet mbetëse të materialeve përbërëse të elementëve strukturorë (beton dhe çelik) duke i shtuar këtyre deformimeve dhe ato të prodhuara nga gjendja ekstreme e shpërthimit të kontrolluar, e cila rrjedhimisht çon në kolaps total. Nëpërmjet ELS (bazuar në MEA) është e mundur të

përcaktohen në mënyrë të drejtpërdrejtë, në çdo hap kohor, sforcimet dhe deformimet relative të sustave të çelikut dhe betonit, gjë e cila është shumë e vështirë dhe shpesh kryhet me metoda tërthore në ETABS (bazuar në MEF).

- Simulimi i shpërthimit të kontrolluar në ELS, nëpërmjet rezultateve të paraqitura në këtë studim, jep një përcaktim të saktë të zonës së prekur nga shembja e objektit, si edhe trajektorët e materialeve inerte të cilat krijohen si pasojë e shembjes së menjëhershme të strukturës dhe goditjeve mekanike të elementëve me njëri-tjetrin. Kjo ndihmon në vlerësimin e rrezikut të përplasjes së objekteve fqinje me objektin që demolohehet.

Në këtë studim gjithashtu, nëpërmjet Metodës së Elementëve të Aplikuar, është bërë kontrolli ndaj kolapsit progresiv nga një ngjarje aksidentale, i një strukture (gjeometrikisht e ngjashme me atë të marrë në studim), e cila është projektuar sipas kërkesave të Eurocode-ve. Përmasat e seksioneve, sasia e armimit dhe kontrollet e performancës janë në përputhje të plotë me normativat e projektimit dhe analizat e ngarkimit aksidental.

- Në këtë rast, heqja e kolonave duke përdorur “demolition scenario” në ELS tregon se, strukturat e projektuara duke respektuar kërkesat e Eurocode-ve kanë rezistencë të konsiderueshme ndaj shpërthimeve apo formave të tjera të dëmtimeve të elementëve mbajtës vertikal.
- Dëmtimet e strukturës janë të pritshme në të tilla situata, por duke përdorur Metodën e Elementëve të Aplikuar vlerësohen lehtësisht dhe në nivel të besueshëm masat që duhen ndërmarrë për të reduktuar në mënyrë të ndjeshme rrezikun e kolapsit pjesor ose të plotë të objektit, duke çuar drejtpërdrejtë në ruajtjen e jetës së njerëzve dhe uljen e dëmeve materiale.

8.3 Kërkime të mëtejshme

Ky studim prezanton një metodologji të plotë dhe të detajuar të llogaritjes së strukturave betonarme me Metodën e Elementëve të Aplikuar (MEA), në fazë projektimi deri në kolaps të plotë të objektit. Metoda e Elementëve të Aplikuar mundëson vlerësimin e nivelit të dëmtimit të strukturës në rastet e ngarkimit aksidental.

Kjo metodë numerike mund të aplikohet më tej në studimin e objekteve prej murature tulle ose lloje të tjera të konstruksioneve të shtangëta. Për këto objekte programi kompjuterik ELS gjen aplikim shumë të mirë në modelimin dhe analizimin e tyre, pasi mundëson shkëputjen e

elementëve nga njëri-tjetri, efekt i cili ka një rol të rëndësishëm në performancën e strukturave të muraturës. Një studim i tillë është i tepër i vlefshëm duke pasur parasysh se në Shqipëri shumë objekte janë të ndërtuara me konstruksion murature në periudha të ndryshme kohore.

Restaurimi dhe metoda e ndërhyrjes në monumentet e kulturës është një tjetër fushë delikate e cila mund të zhvillohet duke përdorur avantazhet e Metodës së Elementëve të Aplikuar. Në këto situata metodat konvencionale dhe MEF nuk mund të japin rezultate të sakta dhe shpesh vlerësimi mbetet në eksperiencën dhe intuitën e inxhinierëve.

Bibliografia

- [1] Mehrdad Sasani, Ali Kazemi-Moghaddam, “Experimental and Analytical Evaluation of Progressive Collapse Resistance of a Full-Scale Structure Following Sever Loss of Load Bearing Elements,” *Applied Mechanics and Materials*, vëll. i 82, pp. 326-331, 2011.
- [2] Mehrdad Sasani, Serkan Sagiroglu, “Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego,” *Journal of Structural Engineering*, vëll. i 134, nr. 3, 2008.
- [3] J. W. Griffin, "Experimental and Analytical Investigation of Progressive Collapse Through Demolition Scenarios and Computer Modeling", North Carolina: Msc. Thesis, 2008.
- [4] Council of Ministers Albania, European Union, The World Bank, “Albania Post-Disaster Needs Assessment Report”, Council of Ministers Albania, Tirana, 2020.
- [5] Anjeza Gjini, Hektor Cullufi, Enio Deneko, Princ Xhika, “Behavior of structure type 82/2 (RC frame), during the earthquake of 26 November 2019 in Durrës, Albania,” *Research on Engineering Structures & Materials*, Vol. 7 Iss. 4 (2021) 595-615
- [6] Fabio Freddi, Viviana Novelli, Roberto Gentile, Enes Veliu, Stoyan Andreev, Anton Andonov, Federica Greco & Emiljano Zhuleku , “Observations from the 26th November 2019 Albania earthquake: the earthquake engineering field investigation team (EEFIT) mission,” *Bulletin of Earthquake Engineering volume*, vëll. i 19, p. 2013–2044, 2021.
- [7] M. Lupoae, C. Baci, D. Constantin, “Theoretical and experimental research on progressive collapse,” *Urbanism. Arhitectură. Construcții*, vëll. i 4, nr. 3, pp. 71-87, 2013.
- [8] M. Byfield, W. Mudalige, C. Morison, E. Stoddart, “A review of progressive collapse research and regulations,” *ICE, Structures and Buildings*, vëll. i 167, nr. SB8, pp. 447-456, 2014.
- [9] European Commission , “Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines,” Publications Office of the European Union, 2012.
- [10] U.S. General Services Administration, "Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance.", Washington: GSA, 2013, Rev.2016.
- [11] American Society of Civil Engineers, "Minimum design loads for buildings and other structures.", Virginia: ASCE 7-05, 2005.
- [12] EN 1991-1-7, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7: General actions., CEN, 2006.
- [13] U. Starossek, "Progressive Collapse of Structures", London: Thomas Telford, 2009.

- [14] M. T. Ahmadi, A. A. Aghakouchak, R. Mirghaderi, S. Tahouni, S. Garivani, A. Shahmari & S. Epackachi , “Collapse of the 16-Story Plasco Building in Tehran due to Fire,” *Fire Technology*, vëll. i 56, nr. 2, p. 769–799, 2020.
- [15] Sivaraj Shyam-Sunder, Richard G. Gann, William L. Grosshandler, Hai S. Lew, Richard W. Bukowski, Fahim Sadek, Frank W. Gayle, John L. Gross, Therese P. McAllister, Jason D. Averill, James R. Lawson, Harold E. Nelson, Stephen A. Cauffman, “Final Report on the Collapse of World Trade Center Building 7, Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster (NIST NCSTAR 1A)”, NIST, Washington D.C., 2008.
- [16] EN 1990:2002, Eurocode - Basis of structural design, CEN, 2002.
- [17] EN 1996:2002, Eurocode 6 - Design of masonry structures, CEN, 2002.
- [18] U.S. Department of Defense, "Unified Facilities Criteria - Design Of Buildings To Resist Progressive Collapse", Washington DC: DoD, UFC 4-023-03, 2009, Rev.2016.
- [19] U.S. Department of Defense, "Unified Facilities Criteria - Structural Engineering, Washington" DC: DoD, UFC 3-301-01, 2019.
- [20] Michael Byfield, J2 Wjesundara Mudalige, Colin Morison, Euan Stoddart, “A review of progressive collapse research and regulations,” *Structures and Buildings*, vëll. i 167, nr. SB8, pp. 447-456, 2014.
- [21] EN 1998-1:2003, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, 2003.
- [22] N. Pojani, "Inxhinieria Sizmike", Tirane: Botimet Toena, 2003.
- [23] Shalva Marjanishvili, Elizabeth Agnew, "Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 20, no. 4, 2006.
- [24] Meguro K., Tagel-Din H., "Applied element method for structural analysis: theory and application for linear materials," *Journal of Structural Earthquake Engineering JSCE*, vol. 17, no. 1, pp. 21-35, 2000.
- [25] K. A.A., "Enhanced Modeling of Steel Structures for Progressive Collapse Analysis Using the Applied Element Method," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 26, no. 6, 2012.
- [26] A. 446.3R-97, “Finite Element Analysis of Fracture in Concrete Structures:,” *State-of-the-Art Reported by ACI Committee 446*, 1997.
- [27] Rots, J.G. and Blaauwendraad, J., “Crack Models for Concrete, Discrete or Smeared? Fixed, Multi-Directional or Rotating?,” *HERON*, vëll. i 34, nr. 1, pp. 1-59, 1989.

- [28] A. S. International, “Extreme Loading for Structures,” Applied Science International, LLC, 2004-2020.
- [29] Meguro K, Tagel-Din H., “3-Dimensional Applied Element Simulation of Failure Behavior of Structures,” *J-STAGE*, vëll. i 51, nr. 11, pp. 773-776, 1999.
- [30] B. K.J., "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", New Jersey: Prentice-Hall, 1982.
- [31] A. Chopra, "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", New Jersey: Prentice-Hall, 1995.
- [32] Meguro K., Tagel-Din H., "Applied element method used for large displacement structural analysis," *Journal of Natural Disaster Science*, vol. 24, no. 1, p. 25.34, 2002.
- [33] Hatem Tagel-Din, Kimiro Meguro, “Applied Element Simulation for Collapse Analysis of Structures,” *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center*, nr. 32, pp. 113-123, 1999.
- [34] H. Okamura, K. Maekawa, “Non-linear analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete,” në *Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, Austria, 1990.
- [35] Applied Science International, "Extreme Loading for Structures Theoretical Manual", Version 7, Durham, NC: ASI, 2020.
- [36] D. Ristic, Y. Yamada, H. Iemura, “Stress-strain based modeling of hysteretic structures under earthquake induced bending and varying axial loads,” School of Civil Engineering. Kyoto University., Kyoto, Japan, 1986.
- [37] K. Meguro, H. Tagel-Din, “Applied Element Method: A new efficient tool for design of structure considering its failure behavior,” në *5th U.S. National Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, 1999.
- [38] Hatem Tagel-Din, Kimiro Meguro, “Nonlinear Simulation of RC Structures using Applied Element Method,” *Journal of Structural, Mechanic and Earthquake Engineering JSCE*, vëll. i 17, nr. 2, pp. 137-148, 2000.
- [39] Hatem Tagel-Din, Nabil A. Rahman, "The Applied Element Method, the ultimate analysis of progressive collapse", Reedsburg, Wisconsin, 2006.
- [40] Earthquake Hazards Program, “<https://earthquake.usgs.gov/>,” [Në linjë]. [Qasja 30 November 2019].
- [41] “Institute of Geosciences, Energy, Water and Environment,” [Në linjë]. Available: <https://www.geo.edu.al/newweb/?fq=bota&gj=gj1&kid=20>.

- [42] Computers and Structures INC. , Structural and Earthquake Engineering Software-ETABS Ultimate 19, USA: Computers and Structures INC. , 2019.
- [43] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings, CEN, 2004.
- [44] George Bogdan NICA, Florin PAVEL, “NUMERICAL ANALYSIS ON THE COLLAPSE OF A RC FRAME,” *Mathematical Modelling in Civil Engineering*, Doi: 10.1515/mmce-2016-0015, vëll. i 12, nr. 4, pp. 22-35, 2016.
- [45] American Concrete Institute Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (Aci 318-02) and commentary (Aci 318R-02)., Farmington Hills, MI: ACI, 2002.