UNIVERSITETI I PRISHTINËS
UNIVERSITY OF PRISTINA
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY
Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e ''Fakulteteve Teknike'', 10000 Prishtinë, Kosovë
Tel: +383 38 554 899 URL: https://fin.uni-pr.edu e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. 766/2 Prishtinë 14/04/2025

Formulari F3

RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS MASTER

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	*1125/1*	Date	23.05.2024
Komisioni vlerësues sipas vendimit te këshillit	1. Prof. Ass.Dr. Florim Grajçevci			Kryetar
	2. Prof.Ass.Dr. Zijadin Guri			Mentor
	3. Prof.Ass.Dr. Milot Muhaxheri			Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	ANALIZA LINEARE DHE JOLINEARE DINAMIKE E STRUKTURAVE BETON-ARME			
Vlerësimi i dorëshkrimit	Pëllumb Axhami			

Në materialin e dorëzuar nga kandidati, në kuadër të përgatitjeve për realizimin e punimit të diplomës së nivelit Master, me titull: "**Analiza Lineare dhe Jo-lineare Dinamike e Strukturave Beton-Arme**", paraqitet një përmbajtje përmbledhëse që pasqyron ecurinë dhe drejtimin tematik të studimit. Kjo përmbajtje është e strukturuar në disa pika kryesore, të cilat shërbejnë si bazë për organizimin metodologjik dhe shkencor të punimit.
Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në pesë kapituj duke përfshirë edhe hyrjen dhe pjesët e veçanta të punimit. Si pjesë të veçanta janë të përfshira edhe konkluzionet dhe literatura.

Në Kapitullin I - Në kapitullin e parë të temës **"Konceptet Themelore të Sjelljes Dinamike të Strukturave"**, trajtohen dhe theksohen llojet e ngarkesave dinamike, dallimi thelbësor midis reagimit të sistemeve ndaj ngarkesave statike dhe atyre dinamike, shkallët dinamike të lirisë si dhe metodat për zgjidhjen e problemeve në dinamikën e strukturave. Gjithashtu, jepet një trajtim i detajuar mbi analizën dinamike të sistemeve me masa të përqendruara dhe parimin e zhvendosjeve të gjeneralizuara, duke përfshirë edhe analizën e sistemeve me parametra të shpërndarë.

Në Kapitullin II – Ekuacionet e Lëvizjes dhe Komponentët Themelorë të Sistemit Dinamik, trajtohet formulimi i ekuacioneve të lëvizjes për sistemet me një shkallë lirie, bazuar në parimin e D'Alember-it dhe parimin energjetik. Jepet një pasqyrë e qartë mbi karakteristikat dinamike themelore të sistemit, si: masa, ngurtësia dhe shuarja. Paraqitet formulimi i ekuacionit të lëvizjes për sistemet me një shkallë lirie nën ndikimin e forcës së gravitetit, si dhe në rastin e lëvizjes së truallit gjatë tërmetit.

Më tej, trajtohet formulimi i ekuacioneve të lëvizjes për sistemet me shumë shkallë lirie, përfshirë llogaritjen e matricave të sistemit – vetitë elastike përmes matricës së ngurtësisë dhe matricës së fleksibilitetit. Diskutohet përfaqësimi i masave të sistemit përmes matricës së masave të përqendruara dhe matricës së masave konsistente, si dhe ndërtimi i matricës së shuarjes bazuar në konceptin e shuarjes sipas Rayleigh-it. Gjithashtu, paraqitet reduktimi i shkallëve dinamike të lirisë përmes konceptit të kondensimit statik.

Në Kapitullin III – Hyrje në Analizën Sizmike të Strukturave, trajtohen konceptet teorike lidhur me natyrën dhe shkaqet e përhapjes së tërmeteve, duke përfshirë shkaktarët kryesorë si thyerjet tektonike, llojet dhe karakteristikat e përhapjes së valëve sizmike, si dhe regjistrimi i tyre. Gjithashtu, paraqiten nocionet bazë mbi intensitetin e tërmeteve dhe shkallët sizmike, si edhe magnituda dhe energjia e tërmeteve, bashkë me identifikimin e tipeve të truallit sipas Eurokodit 8.

Në këtë kapitull trajtohen edhe konceptet bazë mbi veprimin sizmik, përfshirë faktorin e rëndësisë, si dhe parametrat kryesorë të spektrit elastik dhe atij projektues. Analizohen aspektet e shuarjes së energjisë dhe duktilitetit, nëpërmjet krijimit të mekanizmave të përshtatshëm për shuarjen e energjisë, klasat e duktilitetit dhe faktori i sjelljes.

Po ashtu, trajtohet analiza multi-modale sipas spektrit të reagimit, si një metodë dinamike për analizën e strukturave nen veprimin e ngarkesave dinamike.

Në Kapitullin IV – Analiza Lineare dhe Jo-lineare Dinamike, janë trajtuar me theks të veçantë Analiza Lineare Dinamike në Fushën Kohore dhe Analiza Jo-lineare Dinamike në Fushën Kohore, duke shtjelluar në mënyrë të detajuar aspektet teorike dhe metodologjike të aplikimit të këtyre qasjeve.

Në kuadër të analizës modale, është paraqitur zbërthimi i përgjigjes dinamike përmes kombinimit të formave të lëkundjeve natyrore të strukturës, duke reduktuar sistemin e ekuacioneve të lëvizjes në një sërë ekuacionesh të pavarura për secilën formë dominuese të lëkundjes. Kjo qasje ndihmon në kuptimin më të thelluar të kontributit të secilës formë në sjelljen dinamike të përgjithshme të strukturës.

Për integrimin numerik direkt, është elaboruar përdorimi i metodave të integrimit hap-pas-hapi për zgjidhjen e ekuacioneve diferenciale të lëvizjes në fushën kohore, me fokus të veçantë në metodën e Newmark-ut, e cila ofron stabilitet të lartë numerik dhe saktësi të konsiderueshme në analizat e sistemeve dinamike, veçanërisht në rastet jo-lineare.

Rëndësi e veçantë i është kushtuar edhe implementimit të shuarjes në sistemin e ekuacioneve të lëvizjes, përmes modelimit të saj në bazë të konceptit të shuarjes sipas Rayleigh-it, në mënyrë që të përfaqësohet sa më realisht shuarja e energjisë brenda sistemit strukturor.

Në pjesën që i kushtohet analizës jo-lineare, janë trajtuar modelet jo-lineare të sjelljes së elementeve, përfshirë sjelljen histereze, e cila përshkruan përgjigjen e elementeve gjatë cikleve të ngarkim-shkarkimit dhe aftësinë e tyre për shuarjen e energjisë përmes deformimeve plastike. Është paraqitur gjithashtu procedura e analizës jo-lineare në fushën kohore, e realizuar përmes integrimit direkt me metodën e Newmark-ut, e cila aplikohet në mënyrë të përshtatshme për zgjidhjen e ekuacioneve diferenciale jo-lineare.

Po ashtu, janë analizuar aspektet teorike që lidhen me komponentët jo-linearë të elementeve strukturore, duke përfshirë llojet e jo-linearitetit (material dhe gjeometrik) dhe aplikimin e tyre praktik në modelimin dhe analizën e përgjithshme të sjelljes së strukturave nën veprime dinamike.

Në Kapitullin V – Rasti Studimor – Pjesa Numerike, është analizuar një objekt prej betoni të armuar me etazhitet P+5, me dy hapësira drite me gjatësi 7 m në drejtimin X dhe tri hapësira drite me gjatësi 7 m në drejtimin Y, me lartësi kati prej 3 metrash. Ky objekt është zgjedhur si rast konkret për zbatimin e metodave të analizës dinamike të trajtuara në kapitujt e mëparshëm.

Për strukturën e përzgjedhur është kryer analiza e strukturës nën veprimin e ngarkesave të përhershme, të përkohshme, si dhe ngarkesës sizmike, në përputhje me kombinimet përkatëse të ngarkesave. Më pas është realizuar dimensionimi i elementeve strukturore, bazuar në rezultatet e analizës statike dhe dinamike.

Pas përvetësimit të dimensioneve përfundimtare të elementeve dhe sasisë së nevojshme të armaturës, është kryer Analiza Lineare dhe Jo-lineare në Fushën Kohore. Të dy analizat janë realizuar me softuerin SAP2000, duke përdorur si ngarkesë sizmike akselerogramin e tërmetit El Centro, për tri nivele të ndryshme të shpejtimit maksimal të truallit: 0.2g, 0.25g dhe 0.3g.

Nder te tjera, me theks të veçantë janë analizuar dhe krahasuar zhvendosjet në pika të zgjedhura të strukturës, si dhe ndikimet e brendshme (momentet M, forcat prerëse T dhe forcat normale N) në disa nga elementet kryesore të objektit, për secilin nga tre rastet e analizës. Krahasimi është shoqëruar me një vështrim kritik mbi efektet e ndryshme të shpejtimit të truallit në sjelljen e strukturës.
Në vijim, janë paraqitur edhe sekuencat e krijimit të çernierave plastike, duke analizuar gjendjen e dëmtimeve në to për secilin nga rastet e shpejtimit, përmes pasqyrimit të sjelljes histereze aktuale të elementeve strukturore.

Ne fund të punimit janë dhënë Konkluzionet dhe Literatura e konsultuar.

Komisioni për vlerësimin e punimit master me titull "**ANALIZA LINEARE DHE JO-LINEARE DINAMIKE E STRUKTURAVE BETON-ARME**" të kandidatit Pëllumb Axhami, konstaton se punimi i dorëzuar i plotëson kushtet të cilat kërkohen me Ligjin për Arsimin e Lartë dhe Rregulloren për Studime Master të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimtimit, prandaj edhe i propozon Këshillit të Fakultetit të Ndërtimtarisë në Prishtinë që këtë raport ta aprovojë dhe të vazhdojë procedurën për mbrojtje publike të tij.

Data e hartimit/nënshkrimit të raportit 14 Prill 2025

Komisioni Vlerësues:

1.______________________
Prof.Ass.Dr. Florim Grajçevci – kryetar/

2.______________________
Prof.Ass.Dr. Zijadin Guri - mentor/

3.______________________
Prof.Ass.Dr. Milot Muhaxheri – anëtar/

ABSTRAKTI

Ky punim diplome trajton analizën lineare dhe jolineare dinamike të strukturave beton-arme, me fokus të veçantë në sjelljen e tyre ndaj ngarkesave dinamike dhe veprimit sizmik. Përmes një studimi të detajuar teorik dhe një rasti studimor specifik, synohet të kuptohet më mirë reagimi i strukturave ndaj tërmeteve dhe ndikimi i analizave lineare dhe jolineare në fushën kohore.

Në pjesën e parë të punimit, trajtohen konceptet themelore të analizës dinamike, duke përfshirë ekuacionet e lëvizjes, komponentët kryesorë të sistemeve dinamike, si dhe ndikimin e forcave inerciale dhe të gravitetit. Gjithashtu, eksplorohen metodat e diskretizimit të strukturave me një, dy dhe shumë shkallë lirie, duke mundësuar modelimin e sjelljes së ndërtesave nën ndikimin e forcave të ndryshueshme me kohën.

Pjesa e dytë fokusohet në analizën sizmike të strukturave, ku përshkruhet natyra dhe shkaqet e tërmeteve, valët sizmike, duktiliteti faktori i sjelljes, faktori i rëndwsis si dhe ndikimi i truallit sipas Eurocode 8. Gjithashtu, prezantohen metoda të ndryshme të analizës sizmike, si analiza multi-modale dhe metoda e spektrit të reagimit, duke mundësuar një vlerësim të detajuar të kapacitetit strukturor ndaj tërmeteve.

Më tej, fokusi zhvendoset te analiza lineare dhe jolineare dinamike në fushën kohore. Ku analiza lineare përllogarit sjelljen elastike të strukturës, duke përdorur metoda si integrimi i drejtpërdrejtë dhe metoda e Newmark-ut. Analiza jolineare, nga ana tjetër, merr parasysh sjelljen plastike dhe formimin e çernierave plastike, duke siguruar një vlerësim më realist të deformimeve dhe disipimit të energjisë sizmike.

Së fundmi realizohet një rast studimor mbi një strukturë shumëkatëshe beton-arme, ku krahasohen rezultatet e analizës lineare dhe jolineare për raste të ndryshme të përshpejtimit sizmik (ag = 0.20g, 0.25g, 0.30g). Rezultatet tregojnë se analiza jolineare ofron një pasqyrë më realiste të sjelljes së strukturës, duke evidentuar formimin e plastifikimeve dhe shpërndarjen e forcave gjatë tërmetit.

Në përfundim, ky punim kontribuon në përmirësimin e metodave të projektimit të ndërtesave rezistente ndaj tërmeteve, duke theksuar rëndësinë e përdorimit të analizave jolineare për një vlerësim më të saktë të sjelljes strukturore nën veprimin e ngarkesave dinamike.

Fjalë kyçe: tërmetet, analiza lineare në fushën kohore, analiza jolineare në fushën kohore, deformimet, çernierat plastike.

ABSTRACT

This thesis addresses the linear and nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete structures, with a particular focus on their behavior under dynamic loads and seismic action. Through a detailed theoretical study and a specific case study, the aim is to gain a better understanding of structural response to earthquakes and the impact of linear and nonlinear time-history analyses.

In the first part of the thesis, fundamental concepts of dynamic analysis are discussed, including equations of motion, key components of dynamic systems, as well as the influence of inertial and gravitational forces. Furthermore, methods for discretizing structures with single, two, and multiple degrees of freedom are explored, enabling the modeling of building behavior under time-dependent forces.

The second part focuses on the seismic analysis of structures, describing the nature and causes of earthquakes, seismic waves, ductility, the behavior factor, the importance factor, and the influence of soil according to Eurocode 8. Additionally, various seismic analysis methods are presented, such as multi-modal analysis and the response spectrum method, allowing for a detailed assessment of structural capacity against earthquakes.

Further, the focus shifts to linear and nonlinear dynamic analysis in the time domain. Linear analysis calculates the elastic behavior of the structure using methods such as direct integration and the Newmark method. On the other hand, nonlinear analysis considers plastic behavior and the formation of plastic hinges, providing a more realistic assessment of deformations and seismic energy dissipation.

Finally, a case study is conducted on a multi-story reinforced concrete structure, where the results of linear and nonlinear analysis are compared for different seismic acceleration scenarios (ag = 0.20g, 0.25g, 0.30g). The results show that nonlinear analysis offers a more accurate representation of structural behavior, highlighting the formation of plastic deformations and the distribution of forces during an earthquake.

In conclusion, this thesis contributes to the improvement of seismic-resistant building design methods, emphasizing the importance of nonlinear analysis for a more precise evaluation of structural behavior under dynamic loads.

Keywords: earthquakes, linear time-history analysis, nonlinear time-history analysis, deformations, plastic hinges.

UNIVERSITETI I PRISHTINËS “HASAN PRISHTINA”

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

PROGRAMI MASTER: KONSTRUKTIV

PUNIM DIPLOME

(Niveli Master)

Analiza lineare dhe jolineare dinamike e strukturave beton-arme

Mentori: Prof. Ass. Dr. Zijadin GURI

Kandidati: Bsc. Pëllumb AXHAMI

Prishtinë, 2025

Kjo faqe është e zbrazët qëllimisht

FALENDERIMET

Një falënderim i veçantë i dedikohet mentorit tim, Prof. Ass. Dr. Zijadin Guri për mbështetjen, këshillat dhe sugjerimet e tij gjatë gjithë realizimit të punimit të diplomës.

Gjithashtu, shpreh mirënjohjen time ndaj të gjithë profesorëve për përkushtimin, udhëzimet dhe përkrahjen e vazhdueshme gjatë viteve të studimeve master.

Falënderoj shoqërinë, kolegët, familjen e gjerë dhe të gjithë ata që kontribuan në çfarëdo mënyre në këtë rrugëtim timin.

Së fundi, por më e rëndësishmja, një falënderim i veçantë nga zemra i shkon familjes sime, prindërve dhe motrave të mia, të cilët kanë qenë frymëzim, motiv dhe shtylla kryesore për çdo sukses timin.

ABSTRAKTI

Ky punim diplome trajton analizën lineare dhe jolineare dinamike të strukturave beton-arme, me fokus të veçantë në sjelljen e tyre ndaj ngarkesave dinamike dhe veprimit sizmik. Përmes një studimi të detajuar teorik dhe një rasti studimor specifik, synohet të kuptohet më mirë reagimi i strukturave ndaj tërmeteve dhe ndikimi i analizave lineare dhe jolineare në fushën kohore.

Në pjesën e parë të punimit, trajtohen konceptet themelore të analizës dinamike, duke përfshirë ekuacionet e lëvizjes, komponentët kryesorë të sistemeve dinamike, si dhe ndikimin e forcave inerciale dhe të gravitetit. Gjithashtu, eksplorohen metodat e diskretizimit të strukturave me një, dy dhe shumë shkallë lirie, duke mundësuar modelimin e sjelljes së ndërtesave nën ndikimin e forcave të ndryshueshme me kohën.

Pjesa e dytë fokusohet në analizën sizmike të strukturave, ku përshkruhet natyra dhe shkaqet e tërmeteve, valët sizmike, duktiliteti faktori i sjelljes, faktori i rëndwsis si dhe ndikimi i truallit sipas Eurocode 8. Gjithashtu, prezantohen metoda të ndryshme të analizës sizmike, si analiza multi-modale dhe metoda e spektrit të reagimit, duke mundësuar një vlerësim të detajuar të kapacitetit strukturor ndaj tërmeteve.

Më tej, fokusi zhvendoset te analiza lineare dhe jolineare dinamike në fushën kohore. Ku analiza lineare përllogarit sjelljen elastike të strukturës, duke përdorur metoda si integrimi i drejtpërdrejtë dhe metoda e Newmark-ut. Analiza jolineare, nga ana tjetër, merr parasysh sjelljen plastike dhe formimin e çernierave plastike, duke siguruar një vlerësim më realist të deformimeve dhe disipimit të energjisë sizmike.

Së fundmi realizohet një rast studimor mbi një strukturë shumëkatëshe beton-arme, ku krahasohen rezultatet e analizës lineare dhe jolineare për raste të ndryshme të përshpejtimit sizmik (ag = 0.20g, 0.25g, 0.30g). Rezultatet tregojnë se analiza jolineare ofron një pasqyrë më realiste të sjelljes së strukturës, duke evidentuar formimin e plastifikimeve dhe shpërndarjen e forcave gjatë tërmetit.

Në përfundim, ky punim kontribuon në përmirësimin e metodave të projektimit të ndërtesave rezistente ndaj tërmeteve, duke theksuar rëndësinë e përdorimit të analizave jolineare për një vlerësim më të saktë të sjelljes strukturore nën veprimin e ngarkesave dinamike.

Fjalë kyçe: tërmetet, analiza lineare në fushën kohore, analiza jolineare në fushën kohore, deformimet, çernierat plastike.

ABSTRACT

This thesis addresses the linear and nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete structures, with a particular focus on their behavior under dynamic loads and seismic action. Through a detailed theoretical study and a specific case study, the aim is to gain a better understanding of structural response to earthquakes and the impact of linear and nonlinear time-history analyses.

In the first part of the thesis, fundamental concepts of dynamic analysis are discussed, including equations of motion, key components of dynamic systems, as well as the influence of inertial and gravitational forces. Furthermore, methods for discretizing structures with single, two, and multiple degrees of freedom are explored, enabling the modeling of building behavior under time-dependent forces.

The second part focuses on the seismic analysis of structures, describing the nature and causes of earthquakes, seismic waves, ductility, the behavior factor, the importance factor, and the influence of soil according to Eurocode 8. Additionally, various seismic analysis methods are presented, such as multi-modal analysis and the response spectrum method, allowing for a detailed assessment of structural capacity against earthquakes.

Further, the focus shifts to linear and nonlinear dynamic analysis in the time domain. Linear analysis calculates the elastic behavior of the structure using methods such as direct integration and the Newmark method. On the other hand, nonlinear analysis considers plastic behavior and the formation of plastic hinges, providing a more realistic assessment of deformations and seismic energy dissipation.

Finally, a case study is conducted on a multi-story reinforced concrete structure, where the results of linear and nonlinear analysis are compared for different seismic acceleration scenarios (ag = 0.20g, 0.25g, 0.30g). The results show that nonlinear analysis offers a more accurate representation of structural behavior, highlighting the formation of plastic deformations and the distribution of forces during an earthquake.

In conclusion, this thesis contributes to the improvement of seismic-resistant building design methods, emphasizing the importance of nonlinear analysis for a more precise evaluation of structural behavior under dynamic loads.

Keywords: earthquakes, linear time-history analysis, nonlinear time-history analysis, deformations, plastic hinges.

LISTA E FIGURAVE

LISTA E TABELAVE

LISTA E PËRMBAJTJES

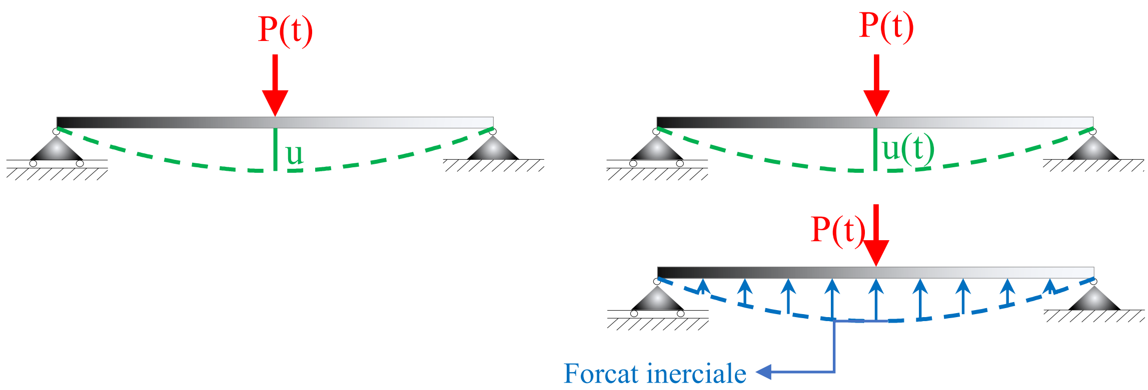
I. HYRJE

1.1. Konceptet Themelore Të Sjelljes Dinamike Të Strukturave

Përveç ngarkesave statike, strukturat inxhinierike mund t'i nënshtrohen ngarkesave dinamike, domethënë ngarkesave, madhësia e të cilave si dhe drejtimi i veprimit dhe/ose pozicioni i tyre ndryshojnë me kalimin e kohës. Analiza e sforcimeve dhe zhvendosjeve të zhvilluara në një strukturë të caktuar që i nënshtrohet ngarkesave dinamike është objektivi themelor i analizës dinamike të strukturave. Fjala dinamik nënkupton të gjitha fenomenet që ndryshojnë me kohen. Midis analizës statike dhe dinamike të strukturave, ekzistojnë dy dallime thelbësore:

1. Në analizën statike, ngarkesat supozohen të pandryshueshme në kohë, dhe përgjigja që rezulton është unike, të paktën në analizën lineare. Nga ana tjetër, në analizën dinamike ngarkesat ndryshojnë nga koha ku deformimet dhe sforcimet varen nga koha, pra në çdo moment reagimi i strukturës është i ndryshëm.

2. Në analizën dinamike, pikat materiale të strukturës ndryshojnë pozicionin me kalimin e kohës, prandaj kanë shpejtësi dhe nxitim. Për aq sa struktura ka një masë, forcat inerciale prodhohen për shkak të nxitimeve të pikave materiale. Këto forca inerciale përbëjnë një ngarkesë shtesë që nuk mund të injorohet.



(a) Ngarkesa statike *(b) Ngarkesa dinamike*

Fig. 1.1- Dallimi në mes ngarkesave statike dhe dinamike

Figura 1.1.b tregon traun që i nënshtrohet forcave dinamike të cilat shkaktojnë një nxitim të pikës materiale ku me c'rast lindin forcat inerciale. Këto forca u rezistojnë nxitimeve dhe ato duhet të jenë të balancuara mes tyre. Kjo është karakteristika më e rëndësishme e problemit dinamik. Natyrisht, madhësia e forcave inerciale varet nga madhësia e nxitimit. Kur nxitimet e shkaktuarave janë shumë të vogla, si në rastin e lëvizjes së ngadaltë, forcat inerciale janë gjithashtu shumë të vogla dhe ato mund të neglizhohen. Në këtë rast, koha shfaqet në ekuacion si parametër dhe përgjigja në çdo moment mund të merret nga analiza statike strukturore, edhe pse ngarkesa dhe reagimi ndryshojnë në kohë. Ky reagim është pseudodinamik dhe quhet kuazistatik. Forcat inerciale shfaqen në ekuacionin e lëvizjes së strukturës me derivatet e dyta të zhvendosjeve në lidhje me kohën. Prandaj, ekuacionet që duhet të zgjidhen në analizën dinamike për të vendosur deformimet dhe sforcimet në strukturë janë ekuacione diferenciale, në kundërshtim me analizën statike ku ekuacionet drejtuese janë algjebrike. Për këtë arsye, procedura e zgjidhjes në analizën dinamike është në thelb e ndryshme nga ajo e përdorur në analizën statike.

Egzistojnë dy grupe të mëdha analizash për vlersimin e reagimit strukturor ndaj ngarkesave dinamike: Analiza *deterministike* dhe analiza *jodeterministike* ose *e rastësishme*. Në grupin e parë bëjnë pjesë ngarkesat dinamike funksioni kohor i të cilave është plotësisht i përcaktuar, pavarësisht nga kompleksiteti i paraqitjes së tyre matematikore. Me analizën deterministike vijmë deri te historiati i zhvendosjeve kohore. Grupi i dytë përfshin ngarkesat, funksioni kohor i të cilave nuk dihet plotësisht, por mund të përcaktohet në kuptimin statistikor. *(J. Katsikadelis .2020).*

1.2. Llojet e Ngarkesave Dinamike

Siç është cekur më lartë, ngarkesat dinamike ndryshojnë në kohë, ngarkesa të tilla janë goditjet nga makinerit, lëvizjet e mjeteve mbi struktura, tërmetet, erërat, valet dhe shpërthimet. Nga pikëpamja analitike, ngarkesat dinamike ndahen në dy kategori themelore, ngarkesa *periodike* dhe *joperiodike*. Ngarkesat periodike janë ato ngarkesa, funksioni kohor i të cilave përsëritet vazhdimisht në intervale të rregullta kohore. Në ngarkesat periodike dallojme ngarkesat *harmonike (sinusoidale)* dhe *komplekse.* Një rast i zakonshëm i ngarkesës harmonike është veprimi i makinës rrotulluese në strukturë (Fig 1.2a), ndërsa ngarkesa periodike komplekse mund të spjegohet në rastin e presionit hidrodinamik të krijuar nga një helikë në skajin e një anijeje ose nga efektet inerciale në makineritë reciproke (Fig 1.2b).

Ngarkesat të cilat nuk paraqesin të njëjtin funksion kohor në mënyrë të njëpasnjëshme quhen ngarkesa joperiodike. Ato mund të jenë me kohëzgjatje të gjatë, siç janë ato që vijnë nga një tërmet pra ngarkesat *sizmike (Fig 1.2 d)*. Ngarkesat joperiodike me kohëzgjatje të shkurtër quhen ngarkesa *impulsive,* sic mund të jetë shpërthim i erës që godet një ndërtesë dhe presioni i një shpërthimi bombë në një strukturë (Fig 1.2 c).

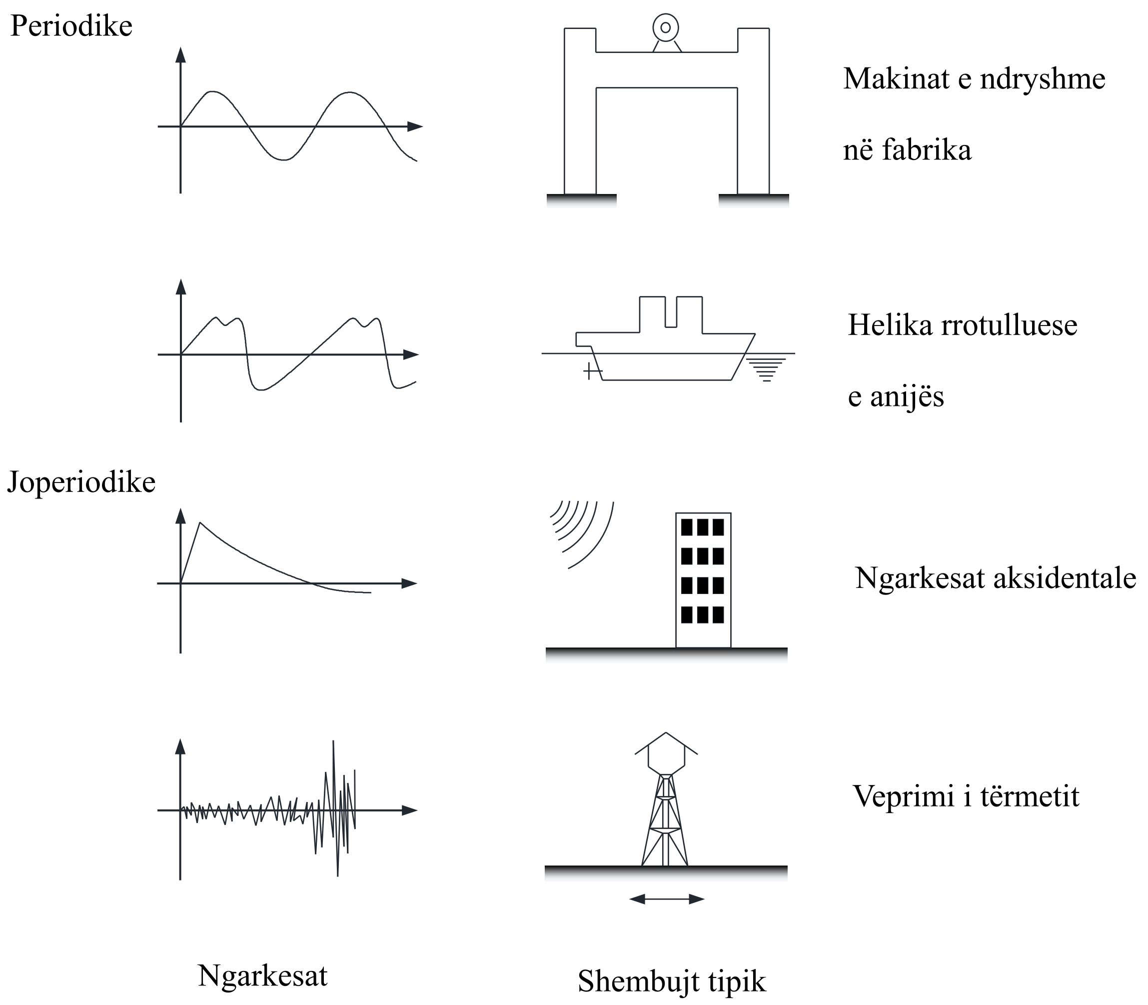
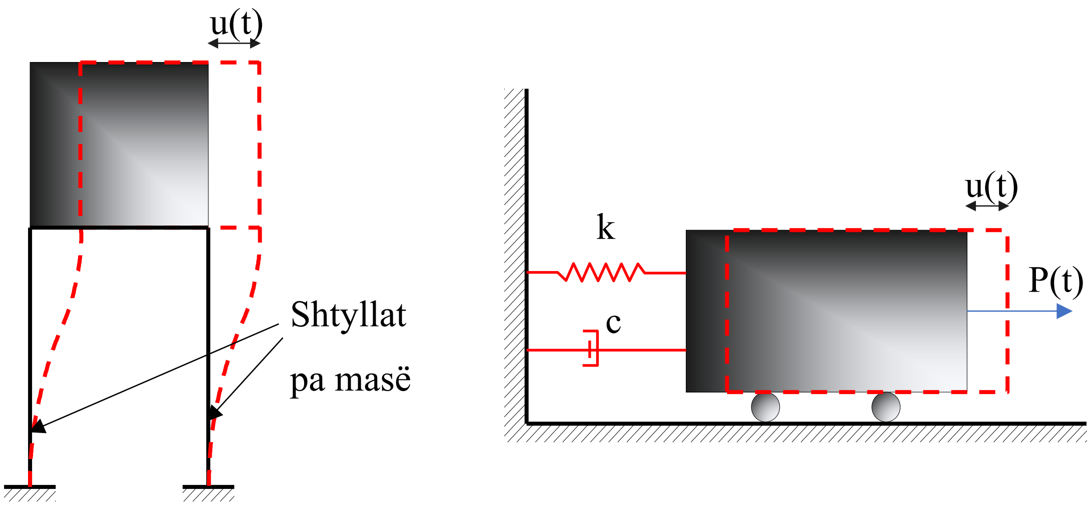


Fig. 1.2- Llojet e ngarkesave dinamike (R. Clough, J. Penzien .2003).

1.3. Shkallët Dinamike Të Lirisë

Metoda e zhvendosjes është metoda më e përshtatshme për analizën dinamike të strukturave. Në këtë metodë, të panjohurat janë zhvendosjet. Për strukturat me masë të shpërndarë, zhvendosjet janë funksione të koordinatave hapësinore dhe të kohës gjithashtu. Përgjigja e tyre dinamike përshkruhet nga ekuacione diferenciale të pjesshme të tipit hiperbolik, të cilat duhet të zgjidhen për të përcaktuar këto zhvendosje. Zgjidhjet e ekuacioneve të tilla i përkasin problemeve më të vështira të matematikës. Struktura aktuale përafrohet me modele diskrete në të cilat masa lokalizohet në një numër të kufizuar pikash (pika nodale). Këto modele janë adekuate për të përfaqësuar efektet e të gjitha forcave inerciale të rëndësishme të një strukture. Në çdo moment, konfigurimi i deformuar i strukturës përcaktohet nga zhvendosjet e pikave nodale, të cilat janë funksione vetëm të kohës. Përgjigja e strukturës së diskretizuar rregullohet nga ekuacione diferenciale të zakonshme, të cilat janë të lehta për t'u zgjidhur analitikisht ose të paktën numerikisht. Numri i zhvendosjeve të pavarura të nyjeve të nevojshme për të përcaktuar formën e deformuar të strukturës lëvizëse quhet numri i shkallëve të lirisë. Është e qartë se sistemet e vazhdueshme kanë një numër të pafund të shkallëve dinamike të lirisë. Strukturat me një shkallë lirie quhen sisteme me një shkallë lirie (SDOF). Prandaj, ne kemi sisteme me dy shkallë lirie (2 DOF), dhe në përgjithësi sisteme me shumë shkallë lirie (MDOF). Fig. 1.3.1a paraqet idealizimin e një silosi. Ai përbëhet nga dy shtylla pa masë dhe një pllakë katrore e ngurtë me masë *m*. Me supozimin se deformimi aksial i shtyllave është i papërfillshëm, zhvendosja horizontale *u(t)* është adekuate për të përcaktuar plotësisht lëvizjen e sistemit. Prandaj, sistemi ka vetëm një shkallë lirie. Fig. 1.3.1b paraqet modelin tipik të një sistemi SDOF.



(a) (b)

Fig. 1.3.1- Sistemet me një shkallë lirie (SDOF). (J. Katsikadelis .2020).

Fig. 1.3.2a paraqet modelin e ramit prerëse dykatësh. Për të përcaktuar lëvizjen e tij, është e nevojshme të vendosen dy zhvendosjet e pavarura horizontale $u_1(t)$ dhe $u_2(t)$. Fig. 1.3.2b paraqet një shtyllë konsol me një masë në majë. Ky mund të konsiderohet si idealizimi i një kulle uji. E gjithë masa është grumbulluar në krye ndërsa shtylla është pa masë. Gjatë lëvizjes, masa i nënshtrohet zhvendosjes horizontale *u(t)* dhe rrotullimit $\emptyset(t)$. Këto dy madhësi gjeometrike janë të pavarura. Prandaj, sistemi ka dy shkallë lirie dhe kështu dy ekuacione diferenciale të lëvizjes janë të nevojshme për të përcaktuar këto zhvendosje.

Megjithatë, nëse masa *m* e sistemit supozohet se është e përqendruar në një pikë, inercia e tij rrotulluese I është e barabartë me zero. Prandaj, momenti inercial $I\emptyset(t)$ është gjithashtu zero, dhe një nga ekuacionet e lëvizjes bëhet algjebrike. Kjo lejon eliminimin e zhvendosjes rrotulluese, duke çuar në vetëm një ekuacion të lëvizjes për *u(t)*. Rrjedhimisht, sistemi ka vetëm një shkallë dinamike lirie, edhe pse ka dy shkallë lirie statike. Sic shihet, numri i shkallëve statike të lirisë nuk është domosdoshmërisht i barabartë me numrin e shkallëve dinamike të lirisë. Si përfundim, mund të themi se në një sistem me shumë shkallë lirie, numri i shkallëve dinamike të lirisë është i barabartë me numrin e ekuacioneve diferenciale të pavarura të lëvizjes që duhet të formulohen për të vendosur përgjigjen dinamike të sistemit.

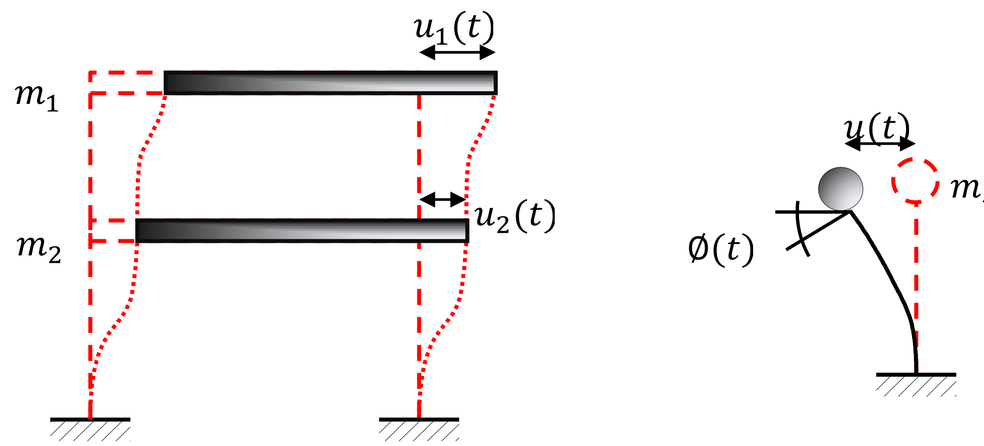


Fig. 1.3.2- Sistemet me dy shkallë lirie (2 DOF). (J. Katsikadelis .2020)

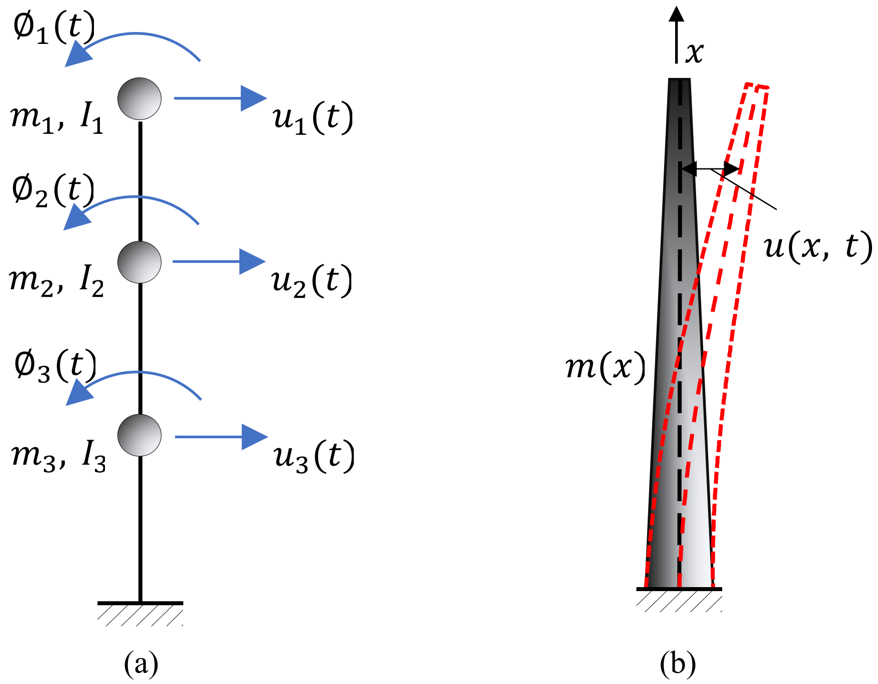


Fig. 1.3.3- (a)-Sistemi me shumë shkallë lirie (MDOF), (b)-sistemi me infinit shkallë të lirisë. (J. Katsikadelis .2020)

Fig. 1.3.3-(a) paraqet modelin diskret të një shtylle konsol, masa e së cilës është lokalizuar në tre pika. Duke neglizhuar deformimin boshtor të shtyllës dhe duke marrë parasysh lëvizjen në rrafsh, sistemi ka gjashtë shkallë lirie, tre zhvendosje $u_i(t)$ dhe tre rrotulluime, $\emptyset_i(t)$. Nëse masat janë plotësisht të përqendruara në mënyrë që inercia e tyre rrotulluese të mund të neglizhohet, momentet inerciale $I_i\ddot{\emptyset}_i$ janë zero dhe numri i shkallëve dinamike të lirisë zvogëlohet në tre. Natyrisht, numri i shkallëve të lirisë rritet me numrin e pikave nodale, ku masa e strukturës grumbullohet. Ndërsa numri i pikave bëhet pafundësisht i madh, struktura e diskretizuar i afrohet sistemit me pafundësisht shkallë të lirisë (Fig. 1.3.3-b). *(J. Katsikadelis .2020).*

II. EKUACIONET E LEVIZJES DHE KOMPONENTËT THEMELORE TË SISTEMIT DINAMIK

Në dinamikën e strukurave dallohen dy metoda bazë: kinetostatike dhe energjetike.

Metoda kinetostatike bazohet në faktin që ekuacionet e lëvizjes së një sistemi dinamik jepen nëpërmjet shprehjeve të ligjit të dytë të Njutonit i cili në mënyrë vektoriale ka formën:

$$\mathrm{p(t)} = \frac{d}{dt}\left(m\frac{dv}{dt}\right) \tag{2.1}$$

$p(t)$ – vektori i focës vepruese

$v(t)$ – vektori i zhvendosjeve të masës “m”, për m=const.

$$p(t) = m\frac{d^2v}{dt^2} = m\ddot{v}(t) \tag{2.2}$$

ose

$$p(t) - m\ddot{v}(t) = 0 \tag{2.3}$$

$m\ddot{v}(t)$ – shpreh forcat e inercisë të cilat i kundërvihen ncitimit të masës.

Koncepti që në një masë në lëvizje shfaqet një forcë inerciale proporcionale me nxitimin e tij dhe që i kundërvihet atij nxitimi njihet si parimi i Dalambertit. Përdorimi i këtij parimi qëndron në bazën e metodës kinetostatike. Sipas kësaj metode një strukturë në cdo moment kohe trajtohet në gjendje ekuilibri forcash, nën veprimin e ngarkesave dinamike dhe të forcave inerciale të shkaktuara prej tyre.

Metoda energjetike bazohet ose në shqyrtimin e energjisë së plotë potenciale të sistemit, duke përfshir edhe kontributin që japin aty forca inerciale, ose në shqyrtimin e energjis kinetike dhe asaj potenciale (elastike) gjatë lëvizjes së sistemit. Në rastin e vecantë kur nuk përfillen forcat e rezistences kundrejt lëvizjes, kjo metodë bazohet ne ligjin e ruajtjes së energjisë, shprehja e të cilit është:

$$E_k + E_p = const \tag{2.4}$$

E_k – energjia kinetike

E_p – energjia potenciale (elastike). *(N. Pojani, N. Lako .2002).*

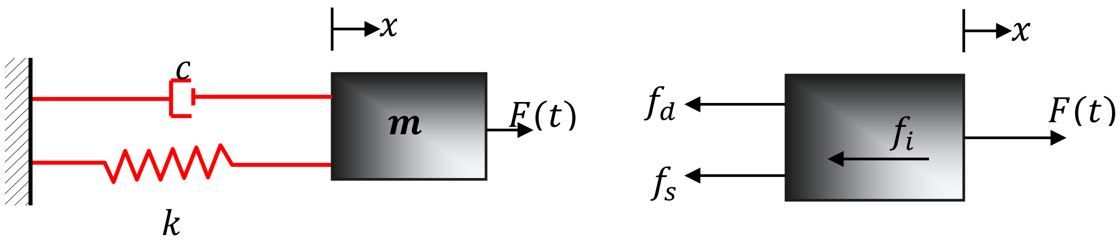
2.1. Komponentët Themelor të Një Sistemi me Një Shkallë Lirie

Karakteristikat kryesore fizike të cdo sistemi strukturor ose mekanik linear elastik që i nënshtrohet një ngarkese të jashtme ose ngarkese dinamike janë:

- masa,
- parametrat elastik (fleksibiliteti ose ngurtësia),
- mekanizmi i humbjes së energjisë gjatë lëvizjes apo shuarja.

Në modelin më të thjeshtë të një sistemi me një shkallë lire secila nga këto karakteristika supozohet të jetë e përqendruar në një element të vetem fizik. Një skicë e një sistemi të tillë është paraqitur në Figurën 2.1.1.

Në këtë model e gjithë masa *m* e këtij sistemi paraqitet nga një bllok i ngurtë, lëvizja e të cilit është e kufizuar të realizohet vetëm si lëvizje translative në drejtimin horizontal, kështu koordinata e vetme e zhvendosjes *v(t) përcakton* plotësisht pozicionin e sistemit. Rezistenca elastike ndaj zhvendosjes sigurohet nga susta pa peshë me ngurtësi *k*, ndërsa mekanizmi i humbjes së energjisë përfaqësohet nga amortizuesi (shuarësi) me koeficinet c. Ngarkesa e jashtme dinamike e cila e nxit reagimin e këtij sistemi është forca e ndryshueshme nga koha *p(t)*. *(R. Clough, J, Penzien .1995)*



(a) Sistemi i idealizuar me një shkall lirie (b) Ekuilibrimi i forcave

Fig. 2.1.1- Sistemi i idealizur shkallë lirie: (a)-Modeli fizik, (b)-ekuilibri dinamik i forcave. (R. Clough, J, Penzien .1995).

Ngurtësia *k* e elemetit elastik sustës definohet si forca e nevojshme për të shkaktuar, sipas drejtimit të lëvizjes, një zhvendosje njësi. Ngurtësia *k* mund të shprehet edhe përmes koeficientit të fleksibilitetit, i cili përkufizohet si zhvendosja që shkakton një forcë njësi e ushturar sipas drejtimit të asaj zhvendosjeje. Midis koeficientit të ngrutësis k dhe koeficientit të fleksibilitetit δ ekziston marrëdhënia e njohur si më poshtë:

$$k = 1/\delta \tag{2.5}$$

Koeficienti i shuarjes c karakterizon forcën e rezistencës kundrejt lëvizjes. Për thjeshtësi, nëpërmjet koeficientit c, kjo forcë supozohet proporcionale me shpejtësin e lëvizjes të sistemit lëkundës – vecori kjo karakterstike për një mekanizëm shuarjeje të tipit viskoz. *(N. Pojani, N. Lako .2002).*

2.2. Formulimi I Ekuacionit të Lëvizjes te Sistemet me Një Shkallë Lirie

Te sistemet me një shkallë lirie (SDOF) mënyra më e thjeshtë e formulimit të ekuacioneve të lëvizjes është përdorimi i parimit të d'Alembert-it. Sic shihet në Figurën 2.1.1b, forcat që veprojnë në drejtim të shkallës së lirisë të zhvendosjes janë forca e aplikuar *p(t)* dhe tre forcat rezistuese që rezultojnë nga lëvizja, domethënë, forca inerciale $f_I(t)$, forca e shuarjes $f_D(t)$, forca elastike $f_S(t)$. Ekuacioni i lëvizjes është thjesht një shprehje e ekuilibrit të drjetpërdrejt e këtyre forcave e shprehur si:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \tag{2.6}$$

Secili nga forcat e paraqitura në anën e majtë të këtij ekuacioni është në funksion të zhvendosjes *v(t)* ose një prej derivative të tij kohore.

Në përputhje me parimin e d'Alembert-it, forca inerciale është produkt i masës dhe nxitimit

$$f_I(t) = m\,\ddot{v}(t) \tag{2.7a}$$

Duke supozuar një mekanizëm viskoz shuarës, forca e shuarjes është produkt i konstantës së shuarjes c dhe shpjetësisë

$$f_D(t) = c\,\dot{v}(t) \qquad 2.7b)$$

Si përfundim, forca elastike është produkt i ngurtësis së sustës dhe zhvendosjes

$$f_S(t) = k\,v(t) \qquad 2.7c)$$

Nese ekuacionet (2.7) i zëvendësojmë në ekuacionin (3.6), ekuacioni i lëvizjes për sistemin me një shkallë lire konstatohet se është:

$$m\,\ddot{v}(t) + c\,\dot{v}(t) + k\,v(t) = p(t) \tag{2.8}$$

Për të prezantuar një procedurë alternative të formulimit, është udhëzuese të zhvillohet i njëjti ekuacion i lëvizjes me një qasje virtuale të punës. Nëse masës i jepet një zhvendosje virtuale δv në përputhje me kufizimet e sistemit, puna totale e bërë nga sistemi i ekuilibrit të forcave në Fig.2.1.1b duhet të jetë i barabartë me zero siç tregohet në ekuacionin e më poshtëm:

$$-f_I(t)\,\delta v - f_D(t)\,\delta v - f_S(t)\,\delta v + p(t)\,\delta v = 0 \tag{2.9}$$

në të cilin shenjat negative rezultojnë nga fakti se forcat e lidhura veprojnë në drejtim të kundërt nga zhvendosja virtuale. Me zënendësimin e ekuacioneve (2.7) në ekuacionin (2.9) fitojmë:

$$[-m\,\ddot{v}(t) - c\,\dot{v}(t) - k\,v(t) + p(t)]\,\delta v = 0 \tag{2.10}$$

ky ekuacion paraqet ekuacionin e lëvijes duke përdorur formulinin e zhvendosjeve virtuale

(R. Clough, J, Penzien .1995).

2.2.1. Ndikimi i Forcës së Gravitetit

Duke marrë në konsideratë systemin e treguar në Figurën.2.3.1a që paraqet sistemin e prezantuar në Figurën.2.1.1a të rrotulluar për 90° në mënyrë që forca e graviteti të veprojë në drejtim të zhvendosjes. Në këtë rast, sistemi i forcave që veprojnë në drejtim të shkallës se liris së zhvendosjes është grupi i forcave i paraqitur në Figruën.2.3.1b. Duke përdorur barazimet (2.6), ekuilibri i këtyre forcave shprehet përmes ekuacionit:

$$m\,\ddot{v}(t) + c\,\dot{v}(t) + k\,v(t) = p(t) + W \tag{2.11}$$

ku W është pesha e bllokut të ngurtë.

Megjithatë, nëse zhvendosja totale *v(t)* shprehet si shuma e zhvendosjes statike Δ_{st} të shkaktuar nga pesha W plus zhvendosja dinamike shtesë $\bar{v}(t)$ siç tregohet në Figurën.2.3.1c, d.m.th.

$$v(t) = \Delta_{st} + \bar{v}(t) \tag{2.12}$$

atëher forca elastike është:

$$f_S(t) = k\,v(t) = k\,\Delta_{st} + k\,\bar{v}(t) \tag{2.13}$$

Zëvendësimi i ekuacionit (2.13) në atë (2.11) jep:

$$m\,\ddot{v}(t) + c\,\dot{v}(t) + k\,\Delta_{st} + k\,\bar{v}(t) = p(t) + W \tag{2.14}$$

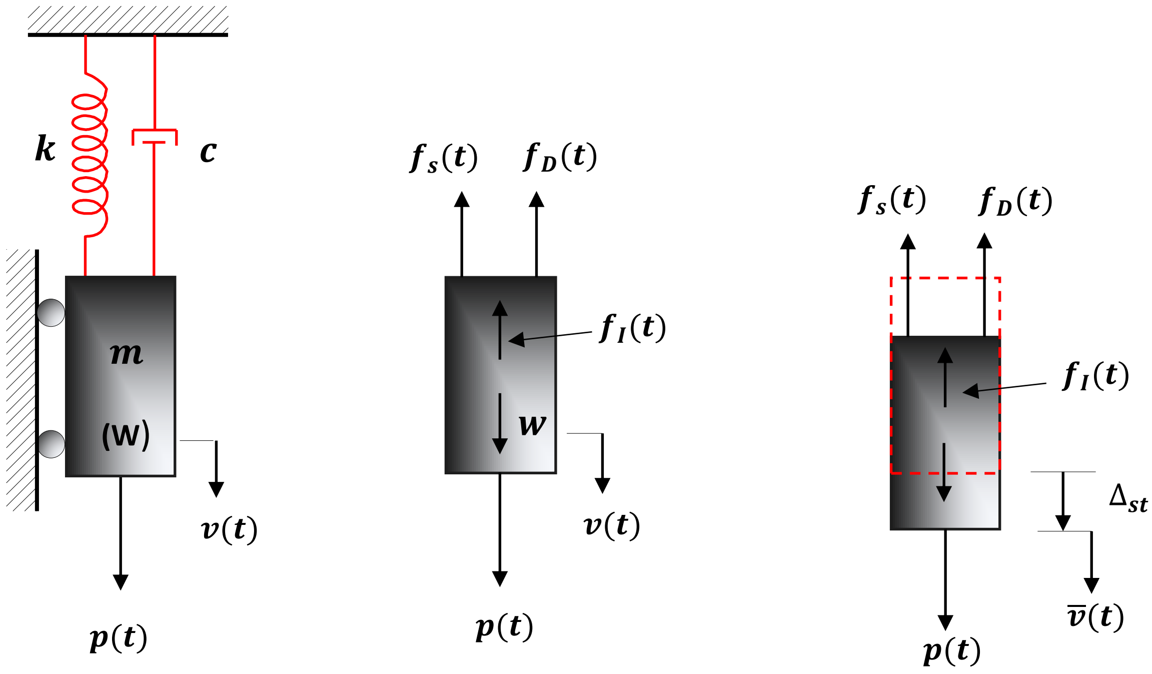


Fig. 3.2.1.1- Ndikimi i gravitetit në ekuilibrin e sistemit. (R. Clough, J, Penzien .1995)

dhe duke vërejtur që $k\,\Delta_{st} = W$ na shpie te ekuacioni:

$$m\,\ddot{v}(t) + c\,\dot{v}(t) + k\,\bar{v}(t) = p(t) \tag{2.15}$$

Tani duke diferencuar ekuacionin (2.12) dhe duke vërejtur se Δ_{st} nuk ndryshon me kohën, është e qartë se $\ddot{v}(t) = \ddot{\bar{v}}(t)$ dhe $\dot{v}(t) = \dot{\bar{v}}(t)$ kështu që ekuacionin (2.15) munë të shprehet si:

$$m\,\ddot{\bar{v}}(t) + c\,\dot{\bar{v}}(t) + k\,\bar{v}(t) = p(t) \tag{2.16}$$

ky barazim paraqet ekuacionin e lëvizjes së sistemit me një shkallë lirie nën ndikimin e forcës së graitetit *(R. Clough, J, Penzien .1995).*

2.2.2. Ndikimi I Mbështetësit Ekzistues

Sforcimet dhe zhvendosjet dinamike mund të shkaktohen në një strukturë jo vetëm nga ngarkesa e aplikuar që ndryshon me kohën, por edhe nga lëvizjet e pikave të tij mbështetëse. Shembuj të rëndësishëm të tillë janë lëvizjet e fundamentit të një strukture të shkaktuara nja një tërmet ose lëvizjet e mbështetjes së bazës së një pajisjeje për shkak të dridhjeve të ndërtesës në të cliën është vendosur. Një model i thjeshtuar i problemit të lëvizjes sizmike është paraqitur në Figurën.2.2.2.1, në të cilën lëvizja horizontale e tokës e shkaktuar nga tërmeti tregohet nga zhvendosja $v_g(t)$ e bazes së strukturës në lidhje me aksin referet.

Trau horizontal në këtë ramë supozohet të jetë i ngurtë (rigjid) dhe përmban të gjithë masën lëvizëse të strukturës. Shtyllat vertikale supozohen të jenë pa peshë dhe të zgjerueshme në drejtimin vertikal (boshtror), dhe rezistenca ndaj zhvendosjes së traut të siguruar nga çdo shtyllë përfaqsohet nga konstantja e sustës k/2. Kështu, masa ka një shkallë të vetme lirie, $v(t)$, e cila shoqërohet me përkuljen e shtyllës, shuarja c siguron një rezistencë proporcionale të shpejtësisë ndaj lëvizjes në këtë koordinatë.

Siç tregohet në Figurën.2.2.2.1b, ekuilibrimi i forcave për këtë sistem mund të shkruhet në këtë mënyrë:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = 0 \tag{2.17}$$

Forca inerciale në këtë rast shprehet:

$$f_I(t) = m\,\ddot{v}^t(t) \tag{2.18}$$

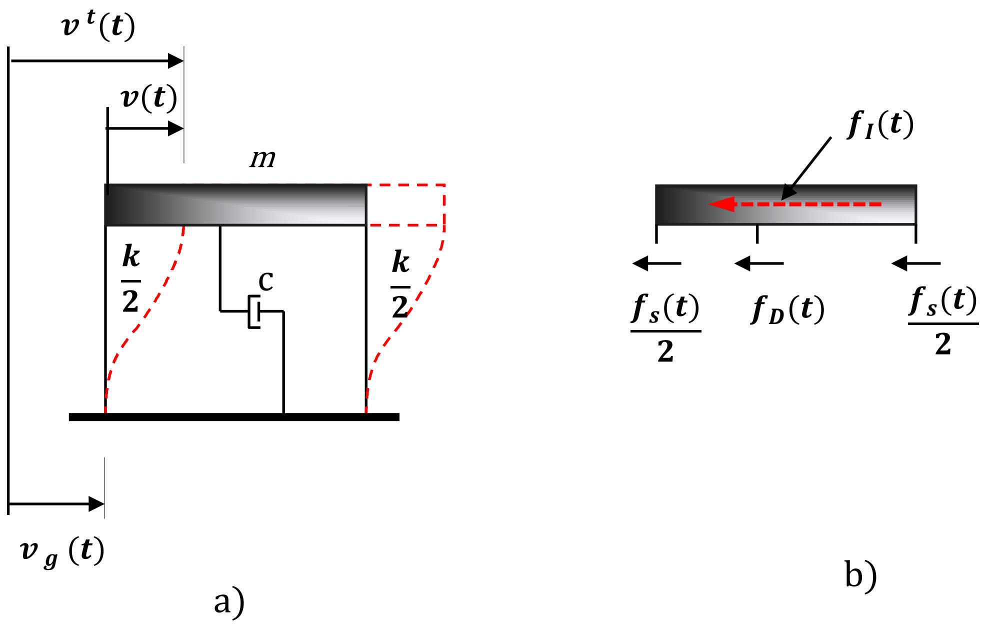


Fig. 2.2.2.1- Ndikimi i mbështetësit ekzistues në ekuilibrin e sistemit: (a)-lëvizja e sistemit, (b)-ekuilibri i forcave. (R. Clough, J, Penzien .1995).

ku $v^t(t)$ paraqet zhvendosjen totale të masës nga aksi referent. Zëvendësimi i forcave inerciale, shuarse dhe elastike në barazimin (2.17) jep:

$$m\;\ddot{v}^t(t) + c\,\dot{v}(t) + k\,v(t) = 0 \tag{2.19}$$

Përpara zgjidhjes së këtij ekuacioni, të gjitha forcat duhet të shprehen në terma të një ndryshoreje (variable) të vetme, e cila mund të realizohet dukë vënë në dukje se lëvizja totale e masës mund të shprehet si shumë e lëvizjes së tokës dhe kjo për shkak të shtrembërimit të shtyllës, d.m.th:

$$v^t(t) = v(t) + v_g(t) \tag{2.20}$$

Duke e shprehur forcën inerciale në terma të dy komponentëve të nxitimit të fituar nga diferencimi i dyfishtë i ekuacionit (3.20) dhe duke e zëvensësuar rezultatin në ekuacionin (2.19) fitohet:

$$m\,\ddot{v}\,(t) + m\,\ddot{v}_g(t) + c\,\dot{v}(t) + k\,v(t) = \,0 \tag{2.21}$$

ose, meqenëse nxitimi i tokës përfaqëson hyrjen dinamike të specifikuar në strukturë, i njëjti ekuacion i lëvizjes mund të shkruhet më lehtë:

$$m\,\ddot{v}\,(t) + c\,\dot{v}(t) + k\,v(t) = -m\,\ddot{v}_g(t) \equiv p_{eff}\,(t) \tag{2.22}$$

Në këtë ekuacion $p_{eff}\,(t)$ tregon ngarkesën efektive nga zhvendosja e mbështetësit; me fjalë të tjera, deformimet strukturore të shkaktuara nga nxitimi i tokës $\ddot{v}_g(t)$ janë saktësisht të njëjta me ato që do të shkaktoheshin nga një ngarkesë e jashtme $p\,(t)$ e barabart me $-m\,\ddot{v}_g(t)$, *(R. Clough, J, Penzien .1995).*

2.3. Formulimi i Euacioneve të Lëvizjes te Sistemet me Shumë Shkallë Lirie

Në përgjithësi, reagimi dinamik i një strukture reale nuk mund të përshkruhet në mënyrë adekuate nga një model me një shkallë lirie. Analizat dhe zgjedhjet bëhen më të sakta kur lëvizja e një modeli përfaqësohet nga shumë shkallë lirie. Kështu, pozita e sistemit me *n* shkallë lirie përcaktohet me *n* parametra në mes veti të pavarura e që gjatë deformimit të strukturës ndryshojnë në funksion të kohës.

Në figurën 2.3.1 është treguar një tra i thjeshtë me numër të caktuar pikash në të cilin vepron ngarkesa dinamikë *p(x,t).* Supozohet se lëvizja e traut përcaktohet nga zhvenodosja: $v_1(t), v_2(t), \ldots.. v_i(t), \ldots.. v_N(t)$, atëher mund të themi së kemi të bëjmë me një sistem me N shkallë lirie. Në këtë rast secilës pikë i është dhënë një komponenet i zhvendosjes vertikale. Këytre pikave mund t'i shtohen edhe rrotullimi dhe zhvendosja gjatësore, të cialt do ta rrisnin numrin e shkallëve të lirisë.

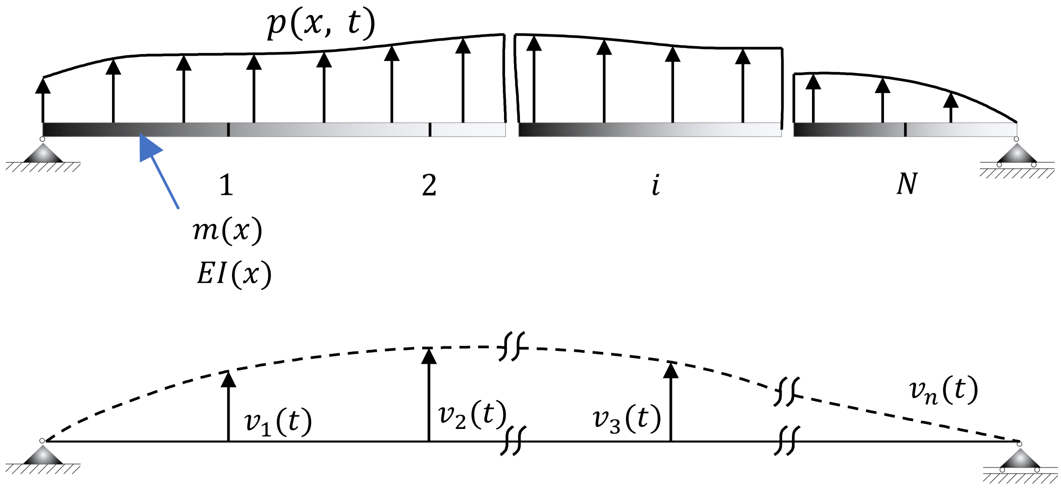


Fig. 2.3.1- Diskretizimi i traut. (R. Clough, J, Penzien .1995)

Ekuaiconi i lëvizjes së sistemit të treguar në Figurën 2.3.1 mund të formulohet duke shprehur ekuilibrin e forcave efektive të lidhur me secilën shkallë të lirisë. Në përgjithësi katër lloje forcash do të veprojnë në cdo pikë *i*: forca e aplikuar nga jashtë $p_i(t)$ dhe forcat që lindin nga lëvizja, që janë: forca inerciale f_{Ii}, forca e shuarjes f_{Di}, forca elastike f_{Si}. Kështu për secilën shkallë të lirisë, ekuilibri dinamik mund të shprehet si:

$$f_{I1} + f_{D1} + f_{S1} = p_1(t)$$

$$f_{I2} + f_{D2} + f_{S2} = p_2(t)$$

$$f_{I3} + f_{D3} + f_{S3} = p_3(t)$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \qquad (2.23)$$

ose në formë matricore:

$$\{f_{I1}\} + \{f_{D1}\} + \{f_{S1}\} = \{p_1(t)\} \qquad (2.24)$$

Secila nga forcat rezistuese shprehet më së miri me anë të një grupi të përshtatshëm koeficientësh ndikues. Për shembull: përbërsin e forcës elastike në pikën 1, ku varet nga komponentët e zhvendosjes së zhvilluar në të githa pikat e strukturës:

$$f_{S1} = k_{11}v_1 + k_{12}v_2 + k_{13}v_3 + \ldots k_{1N}v_N \qquad (2.25)$$

Në mënyrë të ngjashme, forca elastike që korrespondon më shkallën e lirisë v_2 është:

$$f_{S2} = k_{21}v_1 + k_{22}v_2 + k_{23}v_3 + \ldots k_{2N}v_N \tag{2.26}$$

dhe në përgjithësi:

$$f_{Si} = k_{i1}v_1 + k_{i2}v_2 + k_{i3}v_3 + \ldots k_{iN}v_N \tag{2.27}$$

Në këto shprehje është supozuar së sjellja strukturore është lineare, kështu që zbatohet parimi i supërponimit. Koeficienti k_{ij} quhet *koeficient ndikues i ngurtësis*, dhe definohet si vijon:

k_{ij} *= forca që i përgjigjet koordinatës "i" që lind nga zhvendosja njësi e koordinatës "j"*

Në formë matricore marrëdhënia në mes forcave elastike dhe zhvendosje mund të shkruhet:

$$\begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ \cdots \\ f_{Si} \\ \cdots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \cdots & k_{1i} & \cdots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \cdots & k_{2i} & \cdots & k_{2N} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ k_{i1} & k_{i2} & k_{i3} & \cdots & k_{ii} & \cdots & k_{iN} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \cdots \\ v_i \\ \cdots \end{Bmatrix} \tag{2.28}$$

ose, në mënyrë symbolike shkruhet:

$$\boldsymbol{f_S} = \boldsymbol{k} * \boldsymbol{v} \tag{2.29}$$

në të cilën matrica e koeficientëve të ngurtësis **k** quhet matrica e ngurtësisë së strukturës dhe **v** është vektori i zhvendosjes që përfaqëson formën e zhvendosur të strukturës.

Nëse supozohet që shuarja varet nga shpejtësia, domethënë nga lloji viskoz, forcat e shuarjes që korrespondojnë me shkallët e zgjedhura të lirisë mund të shprehen me anë të koeficientëve ndikues të shuarjes në mënyrë të ngjashme. Në analogji me barazimin (2.28), i gjithë grupi i forcave të shuarjes mund të shprehet si:

$$\begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \cdots \\ f_{Di} \\ \cdots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & \cdots & c_{1i} & \cdots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & \cdots & c_{2i} & \cdots & c_{2N} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ c_{i1} & c_{i2} & c_{i3} & \cdots & c_{ii} & \cdots & c_{iN} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \\ \cdots \\ \dot{v}_i \\ \cdots \end{Bmatrix} \tag{2.30}$$

në të cilën $\dot{v}_i$ paraqet normën kohore të ndryshimit (shpejtësin) të koordinatës së zhvendosjes id he koeficientët c_{ij} quhen *koeficientë ndikues të shuarjes.*

c_{ij} = forca që i korrespondon koordinatës *i* për shkak të shpejtësis njësi të koordinatës *j.*

ose, në mënyrë symbolike shkruhet:

$$\boldsymbol{f_D} = \boldsymbol{c} * \dot{\boldsymbol{v}} \tag{2.31}$$

në të cilën matrica e koeficientit të shuarjes **c** quhet matrica e shuarjes së strukturës (për shkallët specifike të lirisë) dhe $\dot{\boldsymbol{v}}$ është vektori i shpejtësisë.

Forcat inerciale mund të shprehen në mënyrë të ngjashme nga një grup koeficientësh ndikues të quajtur koeficientët ndikues të masës. Në analogji me barazimin (2.28), forcat inerciale mund të shprehen si:

$$\begin{Bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \cdots \\ f_{Ii} \\ \cdots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} & \cdots & m_{1i} & \cdots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} & \cdots & m_{2i} & \cdots & m_{2N} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ m_{i1} & m_{i2} & m_{i3} & \cdots & m_{ii} & \cdots & m_{iN} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \cdots \\ \ddot{v}_i \\ \cdots \end{Bmatrix} \tag{2.32}$$

ku $\ddot{v}_i$ është shpejtimi i koordinatës së zhvendosur i dhe koeficientët m_{ij} janë koeficientët e ndikues të masës, të definuar si më poshtë:

m_{ij} = forca që i korrespondon koordinatës *i* për shkak të shpejtimit njësi të koordinatës *j*.

ose, në mënyrë symbolike shkruhet:

$$\boldsymbol{f_I} = \boldsymbol{m} * \ddot{\boldsymbol{v}} \tag{2.33}$$

në të cilën matrica e koeficientëve të masës **m** quhet *matrica e masës* së strukturës dhe $\ddot{\mathbf{v}}$ është *vektori i shepjtimeve.*

Zëvendësimi i ekuacioneve (2.29), (2.31) dhe (2.33) në ekuacionin (2.24) jep ekuilibrin e plotë dinamik të strukturës, duke marrë parasysh të gjitha shkallët e lirisë:

$$\boldsymbol{m}\,\ddot{\boldsymbol{v}}(\boldsymbol{t}) + \boldsymbol{c}\,\dot{\boldsymbol{v}}(\boldsymbol{t}) + \boldsymbol{k}\,\boldsymbol{v}(\boldsymbol{t}) = \boldsymbol{p}(\boldsymbol{t}) \tag{2.34}$$

Ekuacioni (2.34) shpreh N ekuacionet e lëvizjes të cilat shërbejnë për të përcaktuar përgjigjien e sistemeve me shumë shkallë lire (MDOF), *(R. Clough, J, Penzien .1995)*.

2.4. Llogaritja e Matricave të Sistemit – Vetit Elastike

2.4.1. Fleksibiliteti

Para se të diskutohet matrica e ngurtësis do të definohet vetia inverse – fleksibiliteti dhe koeficientët ndikues të fleksibilitetit $\widetilde{f_{ij}}$.

$\widetilde{f_{ij}}$ = *zhvendosja e koordinatës "i" që lind nga ngarkesa njësi në vendin "i" e në drejtim të koordinatës "j"*

Në Figurën 2.4.1, është treguar kuptimi fizik i koeficienteve ndikues të fleksibilitetit.

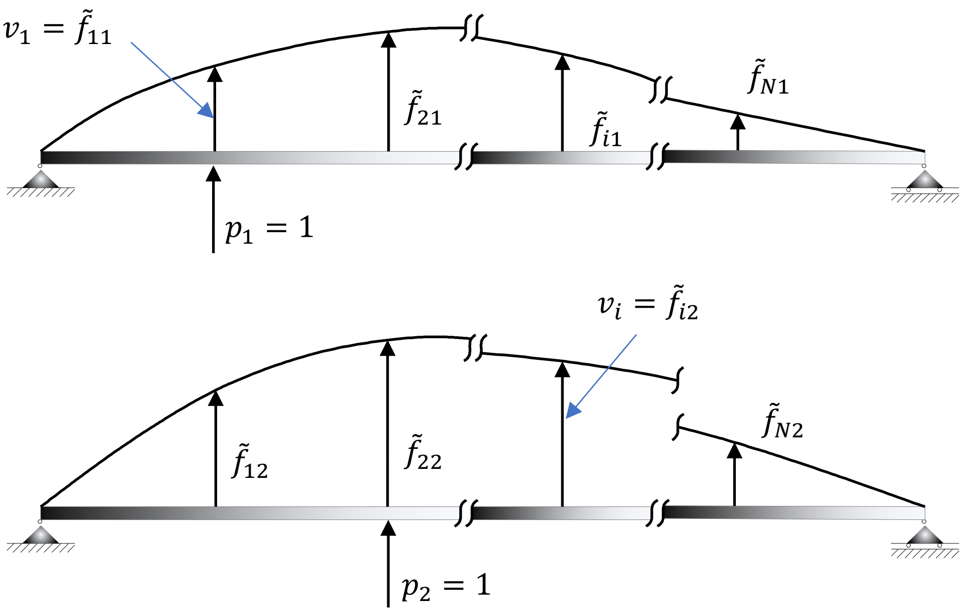


Fig 2.4.1 – Përkufizimi i koeficienteve ndikues të fleksibilitetit.

Për çfarëdo kombinimi të ngarkesave zhvendosja në pikën “1” do të jetë:

$$v_1 = \widetilde{f_{11}}\, p_1 + \widetilde{f_{12}}\, p_2 + \widetilde{f_{13}}\, p_3 + \ldots + \widetilde{f_{1N}}\, p_N \tag{2.35}$$

Shprehje të ngjashme mund të shkruhen për secilin komponentë të zhvendosjeve të sistemit “v_i”:

$$\begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \cdots \\ v_i \\ \ldots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} & \cdots & f_{1i} & \cdots & f_{1N} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} & \cdots & f_{2i} & \cdots & f_{2N} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ f_{i1} & f_{i2} & f_{i3} & \cdots & \tilde{f}_{ii} & \cdots & f_{iN} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \cdots \\ p_i \\ \ldots \end{Bmatrix} \tag{2.36}$$

ose në formë matricore:

$$\{v\} = \{\tilde{f}\} + \{p\} \tag{2.37}$$

ku $\{\tilde{f}\}$ – matrica e fleksibilitetit të strukturës, *(R. Clough, J, Penzien .1995)*.

2.4.2. Ngurtësia

Matrica e ngurtësis së një strukture definohet me koeficientin ndikues të ngurtësis k_{ij}. Koeficientet ndikues të ngurtësisë paraqesin ato forca që lajmërohen në strukturë kur njërës prej shkalleve të lirisë i jepet zhvendosja njësi ndërsa zhvendosjet në të gjitha shkallët tjera të lirisë pengohen, (Fig 2.4.2).

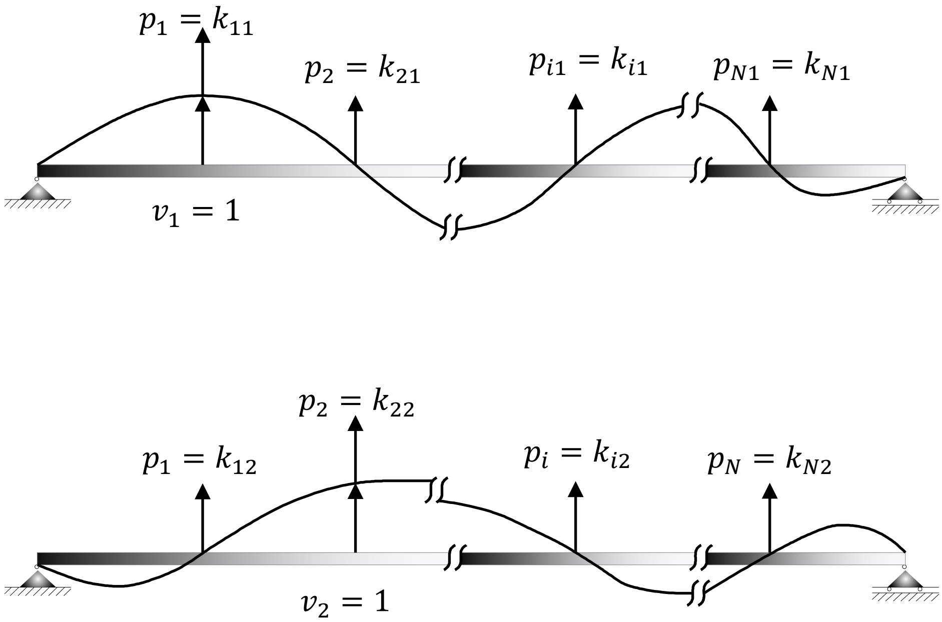


Fig 2.4.2 – Përkufizimi i koeficienteve ndikues të ngurtësisë.

Pra koeficientët k_{ij} janë të barabartë me forcat që nevojiten për ta mbajtur konfiguracionin e treguar të sistemit. Janë positive kur forca ka kahjen e zhvendosjes positive.

$$p_1 = k_{11}\, v_1 + k_{12}\, v_2 + k_{13}\, v_3 + \ldots + k_{1N}\, v_N \tag{2.38}$$

$$\begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \cdots \\ p_i \\ \ldots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \cdots & k_{1i} & \cdots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \cdots & k_{2i} & \cdots & k_{2N} \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \\ k_{i1} & k_{i2} & k_{i3} & \cdots & k_{ii} & \cdots & k_{iN} \\ \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \cdots \\ v_i \\ \ldots \end{Bmatrix} \tag{2.39}$$

ose në formë matricore:

$$\{p\} = [K]\,\{v\} \tag{2.40}$$

ku $[K]$ – matrica e ngurtësisë së strukturës, *(R. Clough, J, Penzien .1995)*.

2.4.3. Trajtimi I Masës Së Sistemit

2.4.3.1. Matrica E Masave Të Koncetruara

Mënyra më e thjeshte për trajtimin e masës së një strukture domethënë përfshirja e ndikimit të masës nëpërmjet forcave inerciale është mënyra e koncentrimit të masës në pikat në të cilat zhvendosjet translatore janë të përcaktuara.

Po të marrim një tra homogjen me masë vëllimore (ρ-konstante) dhe me sipërfaqe të prerjes tërthore A, atëherë masat do të jenë të koncentruara si në figurën e mëposhtme.

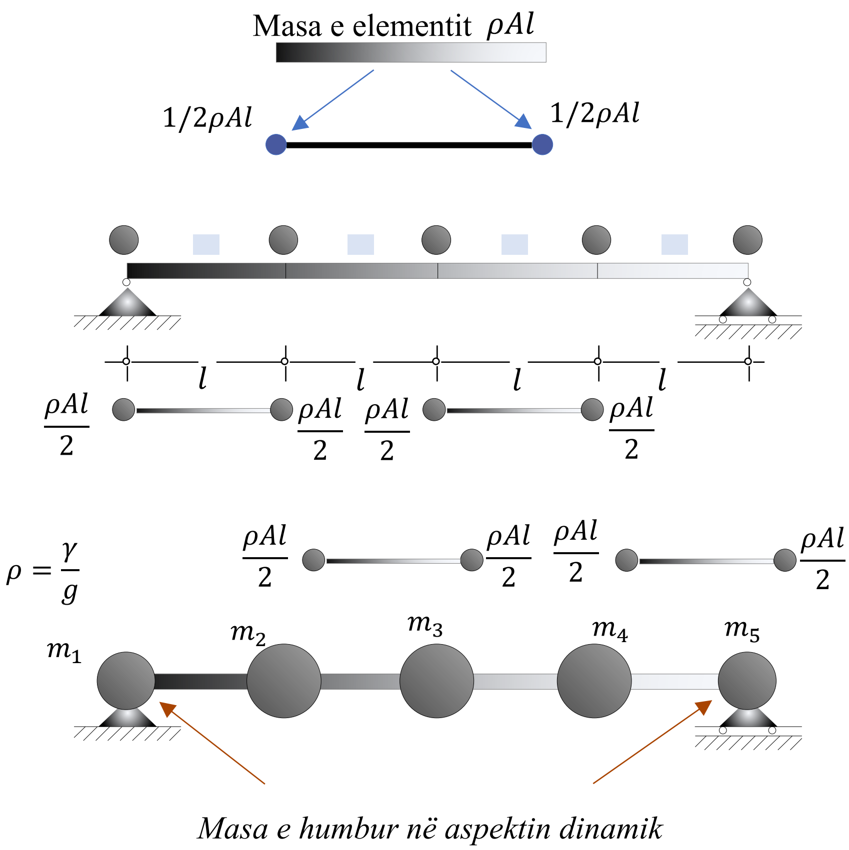


Fig 2.4.3.1 – Përqendrimi i masave në nyjet e një elementi.

Në këtë rast kemi përgjithësisht dy elemente që kanë ndikim në cdo nyje, psh.

$m_1 = m_{1a} + m_{1b}$.

Në rast se në ndonjë sistem shkallët e lirisë paraqiten vetëm me lëvizje translatore, atëherë matrica e masave të koncetruara është matricë diagonale. Fizikisht kjo shpjegohet me faktin se nxitimi në drejtim të cfarëdo shkalle lirie shkakton paraqitjen e forcës inerciale vetëm në drejtim të asaj shkalle lirie.

Koeficienti ndikues i masës $m_{ii} = m_i$, sepse për nxitimi njësi forca inerciale është e barabartë me masën m_i. Matrica e masave të koncetruara ka formën:

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & m_i & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \quad (2.41)$$

Kur si shkallë lirie në strukturë pranohen edhe zhvendosjet këndore të nyjeve atëherë për modelin me masa të koncetruara elementet në diagonalen kryesore të matricës së masave, që u korrespondojnë këtyre zhvendosjeve do të jenë gjithashtu të barabarta me zero. Kështu, matrica e masës së koncetruar është një matricë diagonal e cila do të përfshijë zero elemente diagonal për shkallët rrotulluese të lirisë, në përgjithësi, *(N. Pojani, N. Lako.2002).*

2.4.3.2. Matrica e Masave Kosistente

Duke përdorur konceptin e elementeve të fundëm, është e mundur të vlerësohen koeficientët ndikues të masës për cdo element të një strukture me një procedurë të ngjashme me analizën e koeficientëve ndikues të ngurtësisë. Konsideruar p.sh një tra jo uniform të treguar si në figurën e më poshtme i cila ka gjatësi *l,* sipërfaqe të prerjes tërthore *A* dhe densitet *p.*

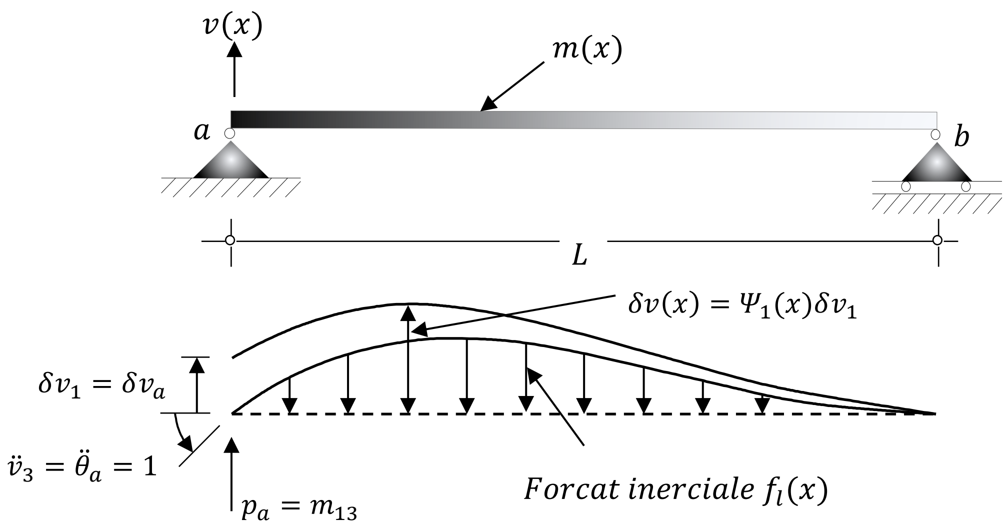


Fig 2.4.3.2.1 – Elementi tra jo uniform.

Në rast se nuk merren parasysh deformimet aksiale atëherë secila nyje e elementit do të ketë dy shkallë lirie, pra zhvendosjen transversal dhe rrotullimin. Format e deformimit të elementit rezultojnë duke aplikuar një zhvendosje njësi për cdo shkallë lirie të elementit dhe duke kufizuar tri shkallët tjera. Për funksione interpoluese do të përvetësohen polinomet kubike të Hermit-it.

Shprehja e përgjithshme e matricës konsistente të masave të elementit mund të fitohet drejtpërdrejtë nga shprehja: $M = \rho \int_v N^T N \, dV$; $m_{ij} = \rho \int_0^l N_i N_j d_x$.

Edhe matrica e masës është matricë simetrike dhe vlen $m_{ij} = m_{ji}$.

Për rënditjen e shkallëve lokale të lirisë si në figurën e më poshtme matrica e masës ka formën:

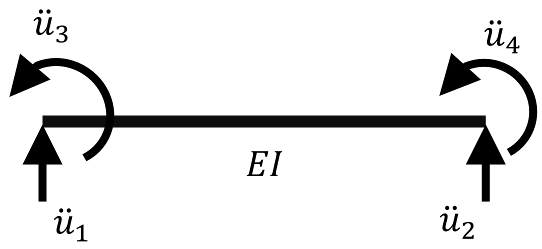


Fig 2.4.3.2.2 – Elementi tra me shkallët lokale të lirisë.

$$[m^e] = \frac{\rho A l}{420}\begin{bmatrix} 156 & 54 & 22l & -13l \\ 54 & 156 & 13l & -22l \\ 22l & 13l & 4l^2 & -3l^2 \\ -13l & -22l & -3l^2 & 4l^2 \end{bmatrix} \tag{2.42}$$

Forcat inerciale përkatëse janë:

$$\begin{bmatrix} f_{I_1} \\ f_{I_2} \\ f_{I_3} \\ f_{I_4} \end{bmatrix} = \frac{\rho A l}{420}\begin{bmatrix} 156 & 54 & 22l & -13l \\ 54 & 156 & 13l & -22l \\ 22l & 13l & 4l^2 & -3l^2 \\ -13l & -22l & -3l^2 & 4l^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \ddot{v}_3 \\ \ddot{v}_4 \end{Bmatrix} \tag{2.43}$$

Për vlerësimin, në tërësi, të cilësive inerciale të një strukture të dhënë përdoret matrica e përgjithshme konsistente e masës. Llogaritjen e matricës së masës për tërë strukturën e fitojmë në mënyrë analoge me llogaritjen e matricës së ngurtësisë, d.m.th. mblidhen kontributet e të gjitha elementeve që takohen në një nyje.

Në raste praktike, veç masave të shpërndara në gjatësi të elementeve të strukturës, mund të ketë edhe masa të përqendruara në nyje të caktuara. Me këto masa formohet matrica diagonale $[m_p]$, rendi i së cilës është i barabartë me numrin e zhvendosjeve nyjore (për nyje që nuk kanë masa të përqendruara, pozicionet përkatëse në matricë $[m_p]$ merren zero). Kështu matrica e strukturës [m] do të merrej duke shtuar në anëtarët e diagonales së matricës konsistente, vlerat e masave të përqendruara, *(R. Clough, J, Penzien .1995).*

2.4.4. Matrica e Shuarjes

Mbështetur në MEF, në analogji me matricën e masave, për matricën e shuarjes [C] të një strukture mund të shkruajmë:

$$[C] = \xi \int_V [N]^T [N]\, dV \tag{2.44}$$

ku ξ përfaqëson karakteristikat përkatëse të shuarjes.

Matrica e përgjithshme e shuarjes të strukturës përcaktohet në mënyrë të ngjashme me matricën e masës dhe ngurtësisë. Një vlerësim i dukshëm rezulton nëse shuarja supozohet të jetë nga kombinimi proporcional i matricës së masës dhe ngurtësisë siç jepet nga shuarja e Rayleigh:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \tag{2.45}$$

Sipas Rayleigh, koeficienti i shuarjes për cilëndo formë “n” është:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2 \cdot \omega_n} + \frac{a_1 \cdot \omega_n}{2} \tag{2.46}$$

ku,

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\,\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \tag{2.47}$$

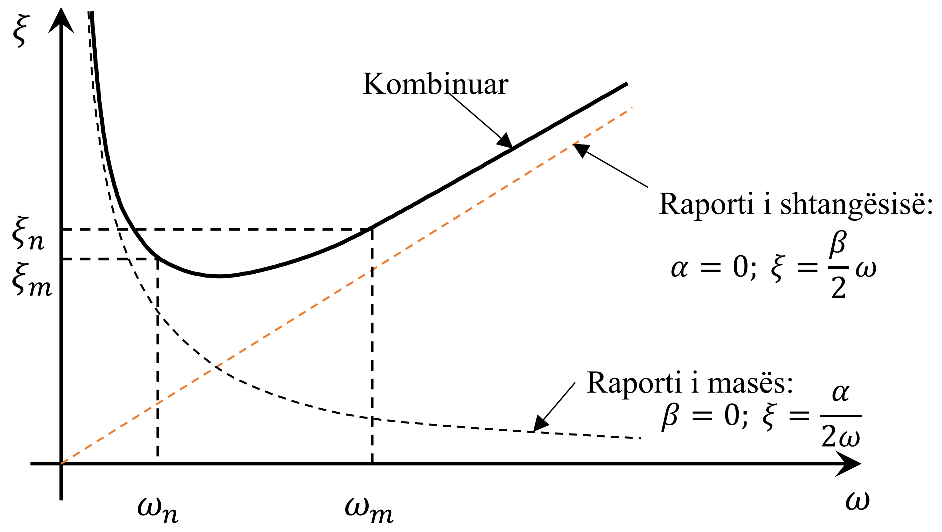


Fig 2.4.4 – Raporti i shuarjes kundrejt frekuencës natyrore për shuarjen e Rayleigh.

Në praktikë shuarja zakonisht shprehet me anë të raporteve të shuarjes η, që përcaktohen mbi bazën e matjeve eksperimentale, *(N. Pojani, N. Lako.2002).*

2.4.5. Matrica e Ngarkesave të Jashtme

Në qoftë se ngarkesat dinamike në një strukturë jepen si një seri forcash të përqëndruara, ku si drejtim korrespondojnë me shkallët e lirisë, atëher vektori {P(t)} i ngargkesave të jashtme mund të shkruhet në mënyrë të drejtpërdrejtë. Por, në përgjithësi ngarkesat dinamike veprojnë edhe në pikat tjera, veçmas atyre të zgjedhura si nyje. Gjithashtu, ka raste kur veprojnë edhe ngarkesa të shpërndara dinamike, keshtu vektori i forcave të jashtme shrehet me ndihmën e forcave të përgjithëusura nyjore që u përgjigjen shkallëve të lirisë së strukturës.

Mënyra më e thjeshtë e caktimit të forcave të përgjithësuara nyjore është caktimi si forca të koncertruara që nga aspekti statik janë ekuivalente me ngarkesën e shpërndarë. Sipas kësaj mënyre forcat e përgjithësuara do t'u përgjigjen vetëm shkallëve të lirisë të zhvendosjeve translator. Pra forca të përgjithësuara që u korrespondojnë shkallëve të zhvendosjeve këndore (rrotullimit) nuk do të ketë.

Një mënyrë tjeter më e saktë që mund të përdoret për vlerësimin e forcave të përgjithësuara nyjore mbështetet në konceptin e metodës së elementeve të fundme. Sipas kësaj mënyre, në fillim caktohen forcat e përgjithësuara që quhen forcat konsistente nyjore për elemente të veçanta. Duke përdorur principin e zhvendosjeve virtuale fitojmë në mëyrë analoge sikurse te matrica e masës konsistente, forcat konsistente nyjore. Për konkretizim, le të konsiderojmë elementin tra mbi të cilin ushtrohet ngarkesa e jashtme e shpërndarë dinamike *p(x,t), (N. Pojani, N. Lako.2002).*

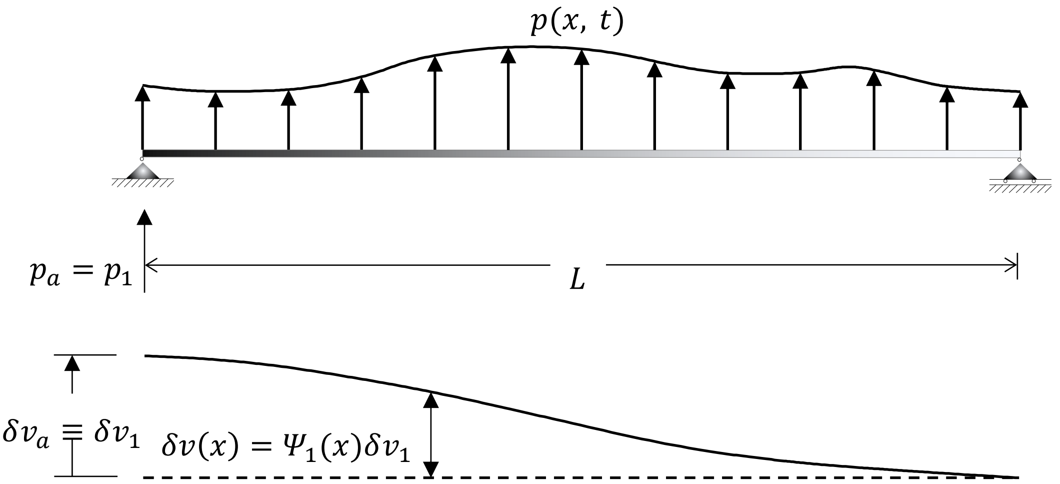


Fig 2.4.5 – Zhvendosja e mundshme nyjore e një trau i ngarkuar me ngarkesë dinamike të shpërndarë.

Për caktimin e forcës së përgjithësuar $p_1(t)$ që i korrespondon koordinatës v_1, nyjës A i jepet një zhvendosje virtuale $\delta v_a \equiv \delta v_1$. Me barazimin e punëve virtuale të kryera gjatë asaj zhvendosje nga forca $p_1(t)$ dhe focat e shpërndara fitohet shprehja e forcës së përgjithësuar:

$$p_1(t) = \int_0^L p(x,t)\, N_1(x)\, dx \tag{2.48}$$

Ndërsa në rastin e përgjithshëm:

$$p_i(t) = \int_0^L p(x,t)\, N_i(x)\, dx \tag{2.49}$$

ku, N_i – funksioni interpolues.

Kur të llogariten forcat efektive për secilin element atëherë me principin e superponimit caktohet vektori i forcave efektive të struturës.

Pas llogaritjes së matricës së masës, matricës së shuarjes, matricës së ngurtësisë dhe vektorit të ngarkesave të jashtme, nga ekuacioni dinamik i strukturës:

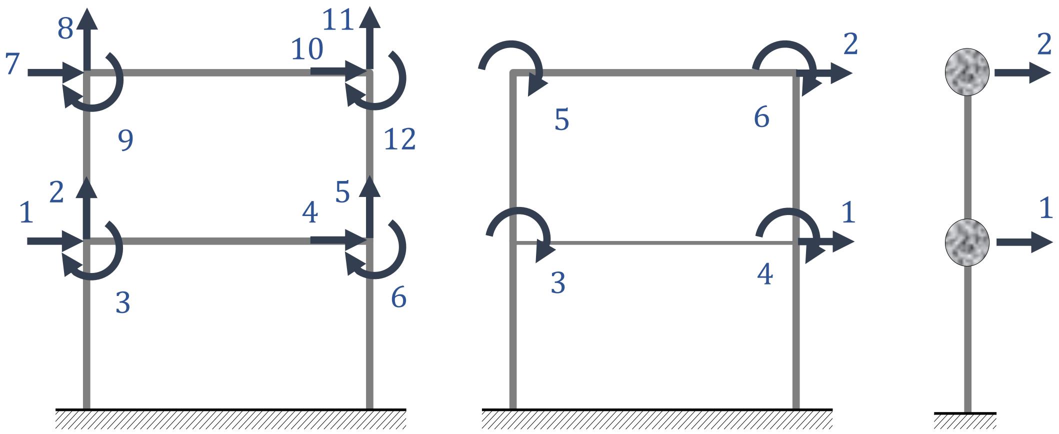
$$[\ m\ ]\ \{\ddot{v}\} + [\ C\ ]\ \ \dot{v} + [\ K\ ]\ v = \{\ p(t)\ \} \tag{2.50}$$

mund të caktohen zhvendosjet nyjore në funksion të kohës. Më funksione interpoluese mund të caktohen zhvendosjet e pikave të çfarëdoshme brenda elementeve të fundëm e pastaj prej tyre edhe komponentët tjera dinamike *(R. Clough, J, Penzien .1995).*

2.5. Kondenzimi Statik

Në zgjidhjen e problemeve dinamike, faza e parë dhe më e rëndësishme është përvetësimi i modelit llogaritës (Modeli me Elemente te Fundme). Për të simuluar reagimin dinamik të një strukture me saktësi të mjaftueshme modeli dinamik duhet të përmbaj të gjitha karakteristikat e rëndësishme të strukturës. Por, duhet pas parasysh që në analizë dinamike modeli të jetë i thjeshtë dhe të mundësoj zgjidhje reale. Përdorimi i modeleve të thjeshta justifikohet nga fakti se në reagimin dinamik ndikojnë vetëm disa forma të lëkundjeve. Praktikisht, kanë ndikim të rëndësishëm numër i vogël i shkalleve të lirisë. Duhet pasur gjithashtu parasysh se, zakonisht, karakteristikat inerciale dhe zhvendosjet e strukturës mund të parashtrohen me modele mjaftë të thjeshta në krahasim me modelet nga të cilat llogariten ngurtësia, forcat e brendshme dhe sforcimet. Ndërkaq, duke pasur parasysh se analiza dinamike kërkon vëllim të konsideruar të punës në krahasim me analizën statike, është optimale të përdorën dy modele llogaritëse. Kështu, matrica e ngurtësisë caktohet nga modeli i saktë llogaritës (koncepti i MEF) e pastaj kalohet në modelin e thjesht për analizë dinamike. Nga analiza dinamike caktohen zhvendosjet e sistemit. Me zhvendosje të caktuara kalohet në modelin e saktë ku llogaritën forcat e brendshme dhe sforcimet.

Kalimi nga modeli MEF (modeli i saktë) në model të thjesht llogaritës (modeli dinamik) arrihet me procedurën e kondensimit statik. Me këtë procedurë eliminohen ato shkallë lirie që janë të lidhura me forca të vogla inerciale (të parëndësishme). Për të sqaruar kalimin nga modeli real MEF në modelin dinamik analizohet struktura e dhënë:



Modeli – MEF
4x3=12 SH.L.

Pasi neglizhohen deformimet aksiale
6 SH.L.

Modeli i thjeshtësuar dinamik
2 SH.L.

Fig.2.5.1 - Reduktimi i shkallëve të lirisë

Për rastin e strukturës në figurën e mësipërme, në rastin e përgjithshëm përdoret modeli me 12 shkalle lirie. Pa ndonjë gabim mund të mos merret ndikimi i forcave normale ku ne këtë rast eliminohen zhvendosjet vertikale dhe barazohen zhvendosjet horizontale. Në analizë dinamike mund të përdoret njeri nga këto dy modele, por, rezultate mjaft të mira (për analizë lineare) mund të fitohen nga modeli i thjesht me dy shkallë lirie i cili përmban vetëm zhvendosjet horizontale te masave respektivisht forcat inerciale në drejtimin horizontal.

Kalimi nga sistemi me 12 shkallë lirie në modelin me 2 shkallë lirie nuk duhet të bëhet me eliminimin e thjesht të rrotullimeve (si rasti me deformimet aksiale). Rrotullimi ndikon dukshëm në zhvendosje horizontale, për këtë arsye eliminimi bëhet në mënyrë indirekte. Procedura e cila mundëson këtë eliminim quhet *kondenzimi i shkallëve të lirisë*. Praktikisht, eliminohen shkallet e lirisë jo të rëndësishme-rrotullimet (të lidhura me forca inerciale të vogla) dhe mbetën ato të rëndësishme-zhvendosjet translatore të rigeleve (të lidhura me forca inerciale të rëndësishme).

Ekuacionet e lëvizjes të një sistemi pa shuarje:

$$[\,M\,]\{\ddot{v}\} + [\,K\,]\{v\} = \{\,P\,\} \tag{2.51}$$

nëse i grupojmë në shkallë lirie si të rëndësishme (translatore) dhe të pa rëndësishme (rrotulluese) kemi:

$$\begin{bmatrix} m_{tt} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_t \\ \ddot{v}_\theta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{tt} & k_{t\theta} \\ k_{\theta t} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_t \\ v_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_t \\ p_\theta \end{Bmatrix} \tag{2.52}$$

ku, t = shkallët translatore, θ = shkallët rrotulluese

$$m_{tt}\, \ddot{v}_t + k_{tt}\, v_t + k_{t\theta} v_\theta = p_t \tag{2.53}$$

$$k_{\theta t}\, v_t + k_{\theta\theta} v_\theta = 0 \tag{2.54}$$

Nga ekuacioni (2.54) fitojme:

$$v_\theta = -k^{-1}{}_{\theta\theta} * \ k_{\theta t}\ v_t \tag{2.55}$$

Pas zëvendësimit të ekuacionit (2.48) në ekuacionin (2.46) fitojmë:

$$m_{tt}\, \ddot{v}_t + k_{tt}\, v_t + k_{t\theta}(-k^{-1}{}_{\theta\theta} * \ k_{\theta t}\ v_t) = p_t \tag{2.56}$$

$$m_{tt}\, \ddot{v}_t + k_{tt}\, v_t \ - \ k_{t\theta} * k^{-1}{}_{\theta\theta} * \ k_{\theta t}\ v_t = p_t \tag{2.57}$$

$$m_{tt}\, \ddot{v}_t + \ v_t * (k_{tt} \ - k_{t\theta} * k^{-1}{}_{\theta\theta} * \ k_{\theta t}) = p_t \tag{2.58}$$

Nese zëvendesojme:

$$k_k = k_{tt} \ - k_{t\theta} * k^{-1}{}_{\theta\theta} * \ k_{\theta t} \tag{2.59}$$

ku, k_k – *shtangësia translatore nga kondenzimi statik*,

atëher ekuacioni përfundimtarë do të jetë:

$$\boldsymbol{m_{tt}\, \ddot{v}_t + k_k\, v_t \ = p_t} \tag{2.60}$$

III. HYRJE NË ANALIZËN SIZMIKE TË STRUKTURAVE

3.1. Njohuri Mbi Natyrën dhe Shkaqet e Përhapjes së Tërmetit

Tërmetet janë dridhje ose lëkundje të sipërfaqes së tokës të shkaktuara nga një shqetësim kalimtar i ekuilibrit elastik ose gravitacional të shkëmbinjve në ose nën sipërfaqen e tokës. Tërmetet shkaktohen nga një sërë fenomenesh që mund të jenë natyrore ose si rezultat i aktiviteteve të ndryshme njerëzore. Në këto të fundit përfshihen shpërthimet bërthamore të nëndheshme, ngritja e rezervuareve të mëdhenj ujorë etj. Por, shumica dërrmuese e tërmeteve të fortë dhe dëmtues janë natyrore. Tërmetet natyrore klasifikohen si tektonike (lëvizja relative e pllakave), plutonike (ndryshimet e thella) ose vullkanike, në bazë të burimit të sforcimeve që shkaktojnë lëvizjen. *(Sh. Duggal, 2013).* Origjina apo vendndodhja e tyre është zakonisht në kufijtë e të ashtuquajturave pllaka tektonike dhe mikropllaka, në të cilat është e ndarë shtresa e sipërme e ngurtë (litosfera) e Tokës. Këta janë tërmetet tektonike. Shkaku i tërmeteve tektonike qëndron në lëvizjet e vazhdueshme të pllakave kundrejt njëra-tjetrës. Këto lëvizje kryhen sipas planeve të thyerjeve tektonike ("tectonic faults"), siç quhen kufijtë midis blloqeve të medhenj shkëmbore apo mikropllakave fqinje. Në fakt, në brendësi të Tokës lëvizjet e masave të saj bëjnë që në materialet shkëmbore që mbushin hapësirat e planeve të thyerjeve ("fugat sizmike") të ndodhin akumulime të vazhdueshme të deformimeve relative, të shoqëruara këto nga nderje korresponduese shumë të mëdha. Në një moment te dhënë, deformimet dhe nderjet në shkëmb arrijnë rezistencen ose kapacitetin kufitar rezistues. Ky është pikërisht momenti i ndodhjes së tërmetit, që shfaqet si një frakturë dhe lëvizje e fortë, e befasishme, rrëshqitese në kontaktin midis dy blloqeve apo mikropllakave fqinje. Tërmeti mund të konsiderohet kështu si proces i aktivizimit të një thyerje tektonike. Pasojat e tërmeteve të fortë shfaqen shpesh dukshëm deri në sipërfaqe të Tokës në formën e qarjeve të truallit, shembjeve apo shkëputjeve horizontale dhe vertikale, të rendit nga disa centimetra deri në disa metra. Pika apo më saktë zona e lokalizuar ku fillon procesi i frakturës së masave shkëmbore quhet hipoqender, fokus, burim apo vatër e tërmetit. Projeksioni i saj në siperfaqe, d.m.th. pika ose zona ne siperfaqe të Tokës direkt mbi vatër, quhet epiqendër. Në momentin e tërmetit, nga vatra e tij çlirohet në mënyrë të mënjehershme energjia e akumuluar e deformimit që transformohet kryesisht në energji kinetike. Ky transformim kryhet në formën e valëve goditëse sizmike. Këto valë përhapen në mjedisin për rreth në të gjitha drejtimet dhe me shpejtësi të madhe (Fig 3.1.1)

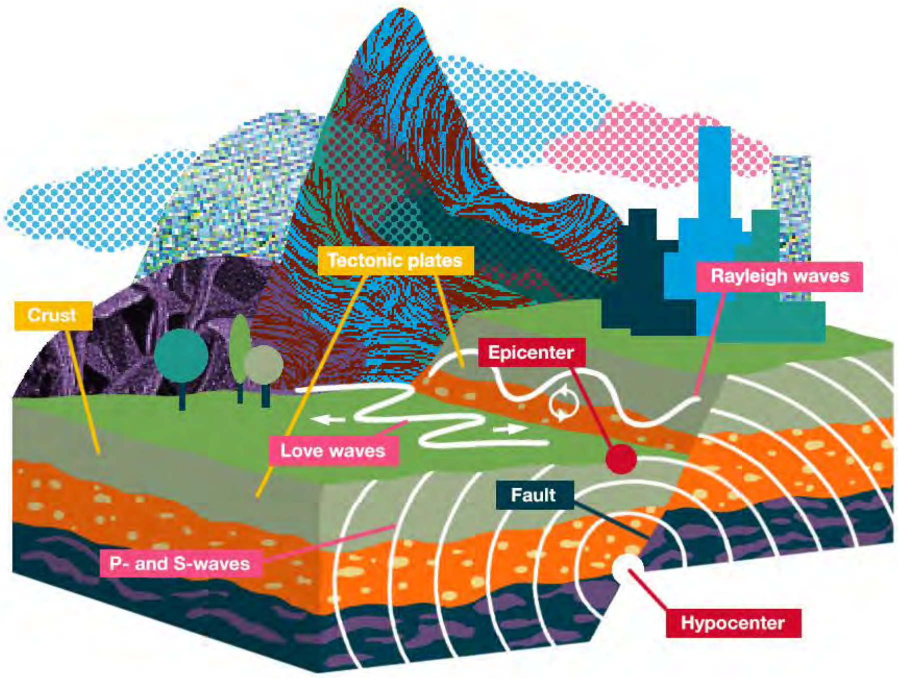


Fig.3.1.1 -Paraqitja skematike e tërmetit

Duke patur parasysh se tërmeti nuk ndodh në një moment të vetëm, fraktura fillestare pasohet nga përhapja e saj sipas planit të thyerjes tektonike deri sa në strukturat gjeologjike që përfshihen në këtë proces të rivendoset ekuilibri. Por, me këtë ekuilibër të ri fillon në fakt "përgatitja" e tërmetit pasardhës. Vërehet se në shumë raste, goditja kryesore e një tërmeti të fortë paraprihet nga të ashtuquajtura paragoditje ("forshocks") dhe gati gjithnjë shoqërohet me pasgoditje ("aftershocks"). Paragoditjet dhe sidomos pasgoditjet janë më pak të fuqishme sesa goditja kryesore. Por jo rrallë edhe ato, veçanërisht pasgoditjet, mund të shkaktojnë dëme të konsiderueshme. *(T. Paulay, M. Priestley, 1992).*

Thellësia e tërmeteve - Në përgjithësi, shumica e tërmeteve tektonike, reth 90% e tyre që ndodhin në Tokë kanë një thellësi vatre H_F që varion në diapazonin $0 \leq H_F \leq 70\ km.$ Këta tërmete quhen termete normale. Vatrat e shumicës së tëtmeteve qe ndodhin në brezat e kolizionit (buzët) të pllakave, në zonat e rifteve dhe në thyerjet transformuese kanë thellësi deri në 20 km, dhe quhen tërmete të cekëta. Përgjithësisht këtu hyjnë tërmetet që ndodhin në vendin tonë.

Tërmetet me thellësi vatre $70 \leq H_F \leq 300\ km$, quhen tërmete të ndërmjetëm ndërsa tërmetet me thellësi vatre $300 \leq H_F \leq 700\ km$, te cilat ndodhin shumë rrallë quhen tërmete të thella.

Sipas vlerësimeve sizmologjike tërmetet me thellësi mbi 700 km nuk mund të ndodhin, sepse në ato thellësi deformimet e vogla të materialeve nuk mundësojnë akumulime të konsiderueshme të energjisë potenciale *(S. Stein, M. Wysession, 2022).*

3.1.1. Teoria e Pllakave Tektonike

Studimet në lidhje me lëvizjet kontinentale, shpërthimet vullkanike dhe ngritjet në fundet e oqeanene kanë çuar në zhvillimin e teorisë së pllakave tektonike. Sipas kësaj, korja e tokës përbëhet nga një numër blloqesh të mëdha të ngurtë të quajtura pllaka korore (tektonike). Këto pllaka mbajnë ngarkesat e masave tokësore, trupat ujorë ose të dyja dhe janë në lëvizje të vazhdueshme në mantelin viskoz, duke u mbivendosur, duke u zhytur njëra nën tjetrën, duke u përplasur me njëra-tjetrën ose duke kaluar njëra-tjetrën. Megjithatë, disa segmente të pllakave ngjitur mbeten të palëvizshme dhe të mbyllura së bashku për vite me radhë, vetëm për t'u çliruar në rrëshqitje të mëdha (përçarje) dhe për të prodhuar dridhje sizmike përgjatë kufijve, duke shkaktuar shkatërrim. Tektonika e pllakave është përgjegjëse për veçori të tilla si zhvendosja kontinentale - në të cilën dy pllakat largohen nga njëra-tjetra, formimi malor - në të cilin pllaka e përparme është më e ngadaltë në mënyrë që pllaka e pasme të përplaset me të, shpërthimet vullkanike dhe tërmetet. Pllakat gjithashtu mund të lëvizin krah për krah përgjatë të njëjtit drejtim ose në drejtime të kundërta. Lëvizja relative e pllakave të kores krijon tre lloje të kufijve të pllakave ose zonave margjinale. Këto lloje përshkruhen si kufij të pllakave divergjente (diferencë konstruktive), konvergjente (diferencë shkatërruese) dhe transformuese (diferencë konservatore) ose paralele, siç tregohet në Fig. 3.1.1.1. *(Sh. Duggal, 2013).*

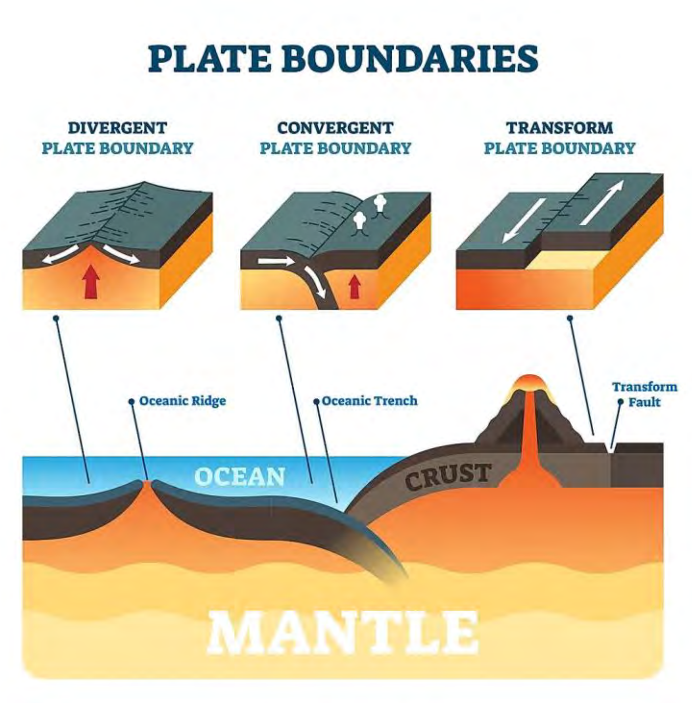


Fig.3.1.1.1 – Llojet e kufijve të pllakave

3.2. Valët Sizmike

Energjia e madhe që çlirohet gjatë një tërmeti përhapet në formën e valëve sizmike në të gjitha drejtimet (Fig. 3.2.1). Këto valë reflektohen nga sipërfaqja e Tokës dhe përjetojnë reflektime dhe përthyerje ndërsa kalojnë përmes brendësisë së saj (Fig. 3.2.2). Valët mund të klasifikohen në dy kategori: *valë trupore (vëllimore)*, të cilat lëvizin në brendësi të Tokës, duke përfshirë valët P - valët primare (gjatësore ose kompresionale) dhe valët S - valët sekondare (tërthore ose prerëse), dhe *valë sipërfaqësore*, që formohen nga ndërveprimi i valëve trupore me sipërfaqet e Tokës, duke përfshirë valët L (valët Love) dhe valët Rayleigh (Fig. 3.2.3). Valët vëllimore udhëtojnë nëpër një medium elastik, ndërsa valët sipërfaqësore janë të lidhura me sipërfaqet e lira, siç ilustrohet në Fig.4.2.1 *(Sh. Duggal, 2013).*

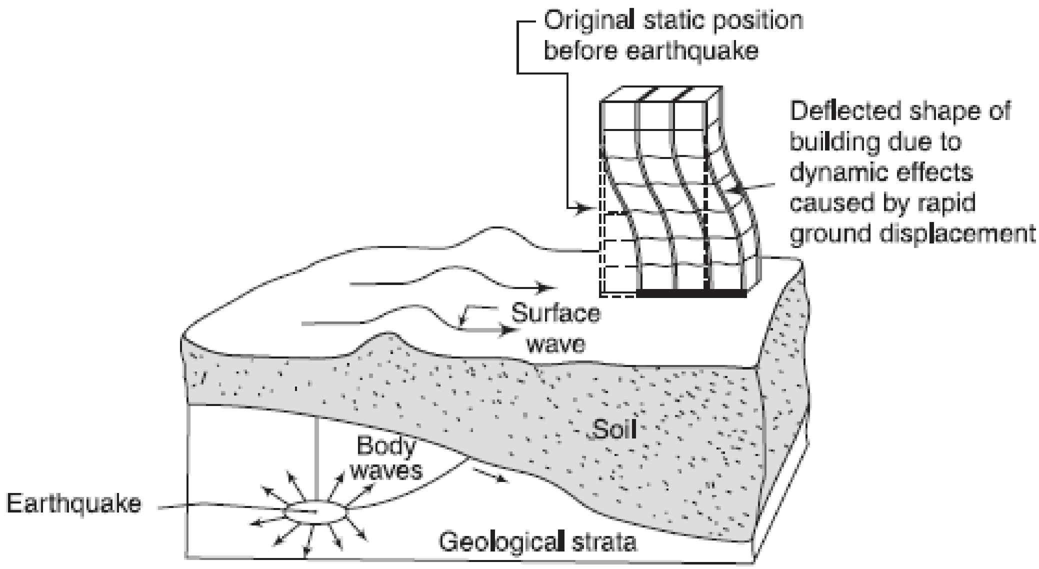


Fig.3.2.1 -Arritja e valëve sizmike

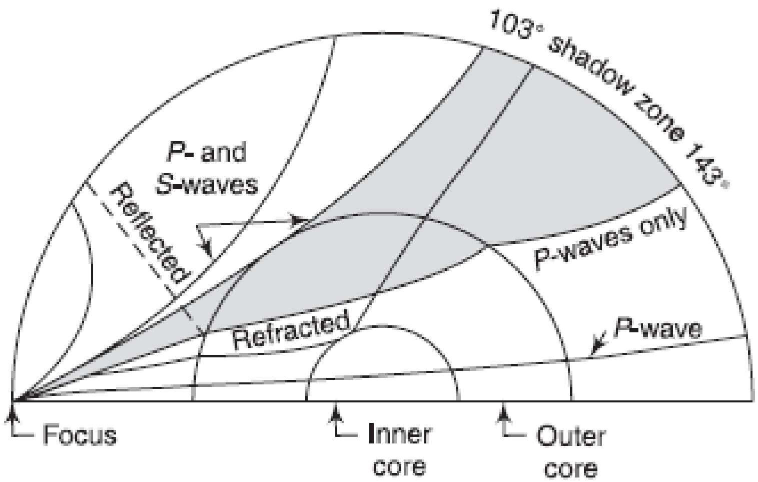


Fig.3.2.1 - Rruga e valëve sizmike

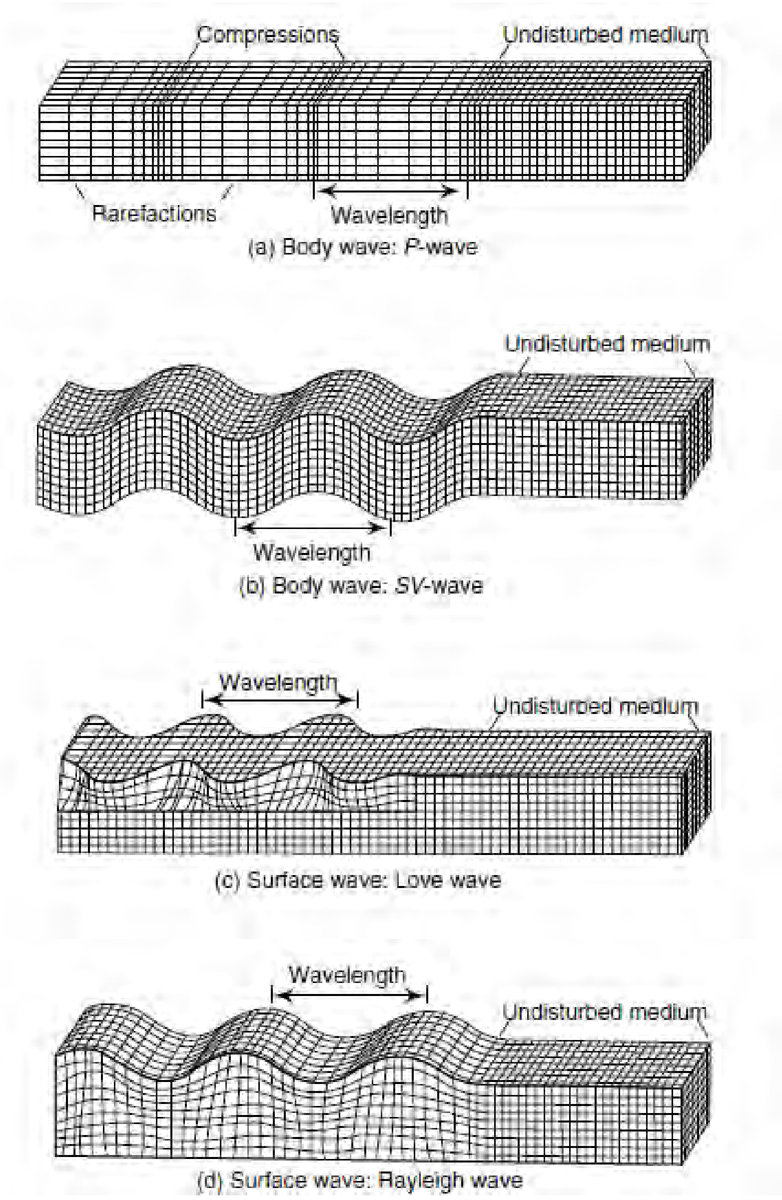


Fig.3.2.3 - Tipet e valëve sizmike

Në valët P (primare), pjesët materiale lëvizin përpara dhe mbrapa në drejtimin e përhapjes së valës, duke shkaktuar kompresion të alternuar (shtytje) dhe tension (tërheqje) në mjedis, siç ilustrohet në Fig. 3.2.3 (a). Këto valë shkaktojnë ndryshime të përkohshme në volum në materialin përmes të cilit kalojnë, pa ndikuar në formën e tij përkohësisht. Valët P janë të ngjashme me valët akustike dhe i nënshtrohen të gjitha ligjeve fizike të shkencës dhe akustikës. Duke qenë se materialet gjeologjike janë më të forta në kompresion volumetrik, valët P janë më të shpejtë, të ndjekura nga valët S, valët L dhe valët Rayleigh. Valët P mund të kalojnë përmes substancave të ngurta dhe lëngjeve.

Pjesët materiale në valët S (sekondare) lëvizin në kënd të drejtë me drejtimin e përhapjes së valës (Fig.3.2.2 b), duke shkaktuar deformime prerëse ndërsa kalojnë përmes materialeve. Lëvizja e grimcave ndihmon në klasifikimin e valëve S në dy komponente: SV, që përfaqëson lëvizjen në plan vertikal, dhe SH, që përfaqëson lëvizjen në plan horizontal. Ndryshe nga valët P, valët S nuk e ndryshojnë volumin e përkohshëm të materialit që kalojnë, por formën e tij përkohësisht e deformojnë. Shpejtësia e valëve S është në përputhje të drejtpërdrejtë me forcën prerëse të materialit përmes të cilit ato udhëtojnë. Një karakteristikë e rëndësishme e këtyre valëve është se ato nuk mund të kalojnë nëpër lëngje, pasi lëngjet nuk kanë qëndrushmëri ndaj forcave prerëse.

Në bashkëpunim me efektet e valëve L, valët S shkaktojnë dëme të konsiderueshme në strukturat ndërtimore, duke e lëkundur sipërfaqen e Tokës në të dyja drejtimet, horizontale dhe vertikale. Kur valët P dhe S arrijnë në sipërfaqen e Tokës, shumica e energjisë së tyre reflektohet prapa në brendësi. Disa nga kjo energji kthehet në sipërfaqe pas reflektimit nga shtresa të ndryshme dhe shkëmbinjve. Kështu, lëkundjet e shkaktuara nga tërmetet ndihen më fort (rreth dyfish më shumë) në sipërfaqen e Tokës krahasuar me thellësitë e mëdha.

Valët L (Love) gjenerojnë lëvizje sipërfaqësore të ngjashme me atë të valëve S, por pa një komponent vertikal (Fig.3.2.2 c). Ato formohen nga ndërveprimi i valëve SH me një shtresë të butë sipërfaqësore dhe nuk përfshijnë lëvizje vertikale të grimcave. Karakterizohen nga shpërndarja e vazhdueshme dhe shpesh përshkruhen si valë SH, të cilat mbeten të bllokuara përmes reflektimeve të shumta brenda shtresave sipërfaqësore, duke krijuar kështu një efekt të qëndrueshëm të lëkundjeve.

Valët Rayleigh bëjnë që grimcat e materialit të lëvizin në trajektore eliptike në planin vertikal, ndërsa përhapen horizontalisht në drejtimin e transmetimit të energjisë, siç ilustrohet në (Fig.3.2.2 d). Ato gjenerohen nga ndërveprimi i valëve P dhe SV me sipërfaqen e Tokës. Shpejtësia e tyre varet nga raporti i Poisson-it të materialit përmes të cilit ato kalojnë. Valët Rayleigh konsiderohen komponenti kryesor i lëvizjes sipërfaqësore të tokës (ground roll), një formë zhurme lineare e qëndrueshme që përhapet në sipërfaqen e Tokës me shpejtësi të ulët dhe frekuencë të ulët.

Shpejtësitë e përhapjes V_P dhe V_S të valëve P dhe valëve S, përkatësisht, shprehen si më poshtë:

$$V_P = \left[\frac{E}{\rho} \times \frac{1-v}{(1+v)(1-2v)}\right]^{1/2} \tag{3.1}$$

$$V_S = \left[\frac{G}{\rho}\right]^{1/2} = \left[\frac{E}{\rho} \times \frac{1}{2\,(1+v)}\right]^{1/2} \tag{3.2}$$

ku, E - është moduli i Young-ut, G - është moduli në prerje, ρ – dendësia dhe v – është koeficienti i Poison-it.

Nga ekuacioni (3.1) dhe (3.2) konkludojmë se:

$$V_P = \sqrt{3}\, V_S \tag{3.3}$$

Afër sipërfaqes së tokës, $V_P = 5 - 7\ km/s$ dhe $V_S = 3 - 4\ km/s$.

Intervali i kohës midis mbërritjes së një vale P dhe një vale S në pikën e vëzhgimit njihet si kohëzgjatja e dridhjeve fillestare, T_{SP}, dhe jepet nga:

$$T_{SP} = \left(\frac{1}{V_S} - \frac{1}{V_P}\right)\ \Delta_{P-S} \tag{3.4}$$

ku, Δ_{P-S} është distanca nga fokusi deri në pikën e vëzhgimit *(Sh. Duggal, 2013).*

3.3. Regjistrimi I Lëvizjeve Sizmike

Instrumentet që regjistrojnë lëvizjet sizmike dhe valët sizmike ndahen në dy kategori kryesore:

- *Sizmografët*, të cilët regjistrojnë zhvendosjet e truallit.
- *Akselerografët*, të cilët regjistrojnë shpejtimin e truallit.

Regjistrimet e marra nga sizmografët quhen *sizmograma*, dhe këto janë veçanërisht të rëndësishme për sizmologët që studiojnë natyrën e tërmeteve. Ndërsa regjistrimet e akselerografëve quhen *akselerograma*, dhe përdoren për të regjistruar lëkundjet e forta të truallit. Akselerogramat kanë rëndësi të veçantë për vlerësimin dhe projektimin e mbrojtjes antisizmike të strukturave.

Në figurën 3.3.1 është paraqitur një akselerogram tipik i regjistruar gjatë një tërmeti, së bashku me diagramet që tregojnë shpejtësitë dhe zhvendosjet përkatëse.

Shkalla e dëmtueshmërisë së tërmeteve varet shumë nga amplitude e akselerogramave, përmbajtja e frekuencave të tyre si dhe nga zgjatshmëria në kohë e tërmetit *(T. Paulay, M. Priestley, 1992).*

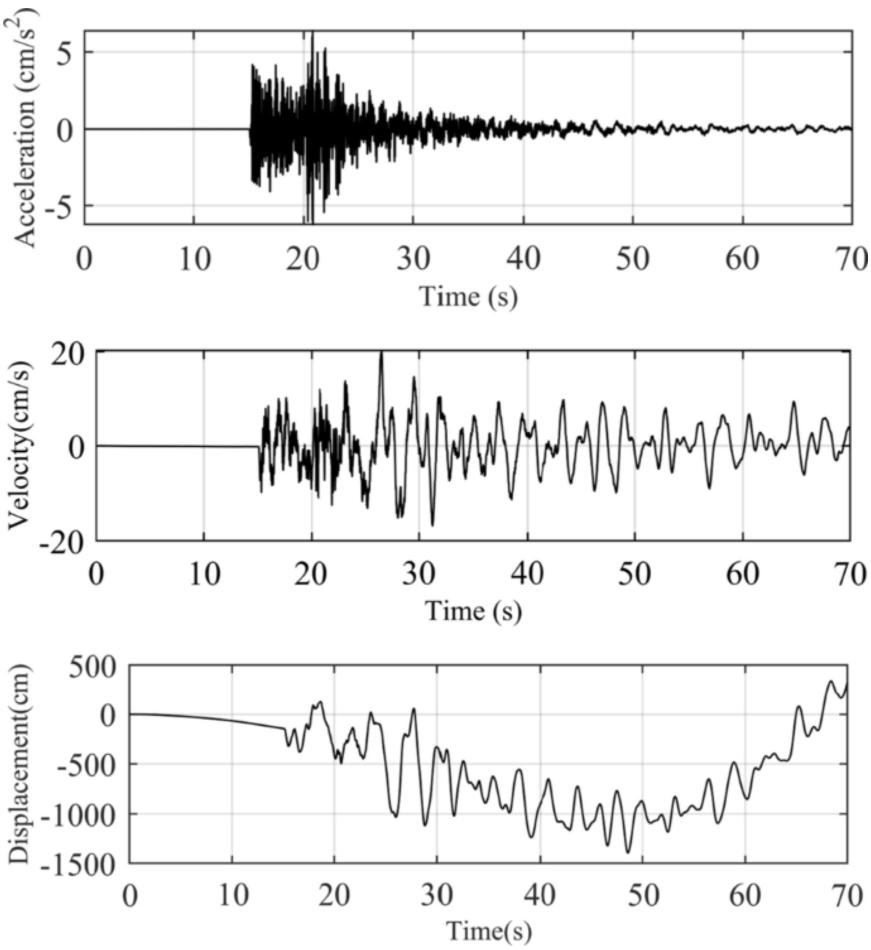


Fig.3.3.1 – a) Akselogrami i një tërmeti, b) diagramet për shpejtësi, c) diagramet për zhvendosje.

3.4. Intensiteti i Tërmeteve dhe Shkallët Sizmike

Prej kohësh janë bërë përpjekje për të vendosur kritere vlerësimi për fuqinë e tërmeteve dhe për t'i klasifikuar ato. Klasifikimi filloi të bëhej mbi baza shkencore vetëm pas futjes së konceptit të Intensitetit sizmik (I). Ky intensitet, në një zonë të caktuar, vlerësohet bazuar në efektet sipërfaqësore (pasojat) të tërmetit. Sa më të mëdha të jenë pasojat e tërmetit, aq më i lartë është intensiteti i tij dhe, në të kundërt, sa më të vogla pasojat, aq më i ulët intensiteti.

Intensiteti sizmik (I) është një madhësi që për të njëjtin tërmet ndryshon nga një zonë në tjetrën. Intensiteti maksimal (Io) i çdo tërmeti gjendet në zonën epiqendrore, ku ndikimi është më i madh. Me largimin nga kjo zonë, intensiteti gradualisht bie, duke u zvogëluar në varësi të distancës nga epiqendra.

Intensiteti i një tërmeti matet përmes shkallëve “makrosizmike” (sizmike), ku përdoret nocioni i “ballëve”. Rritja e intensitetit në secilin ballë tregon përkeqësimin e efekteve sizmike mbi ndërtesat, truallin dhe njerëzit. Megjithatë, këto shkallë nuk janë të standardizuara globalisht. Një nga shkallët më të njohura dhe më të përdorura është shkalla 12-ballëshe “Merkali”. Një variant tjetër i ngjashëm, por me një vlerësim më të detajuar të dëmtimeve strukturore, është shkalla **MSK-1964**, gjithashtu 12-ballëshe. Më vonë, u zhvillua edhe **Shkalla Makrosizmike Europiane (EMS)**, që përdor po të njëjtën ndarje 12-ballëshe. *(S. Stein, M. Wysession, 2022).*

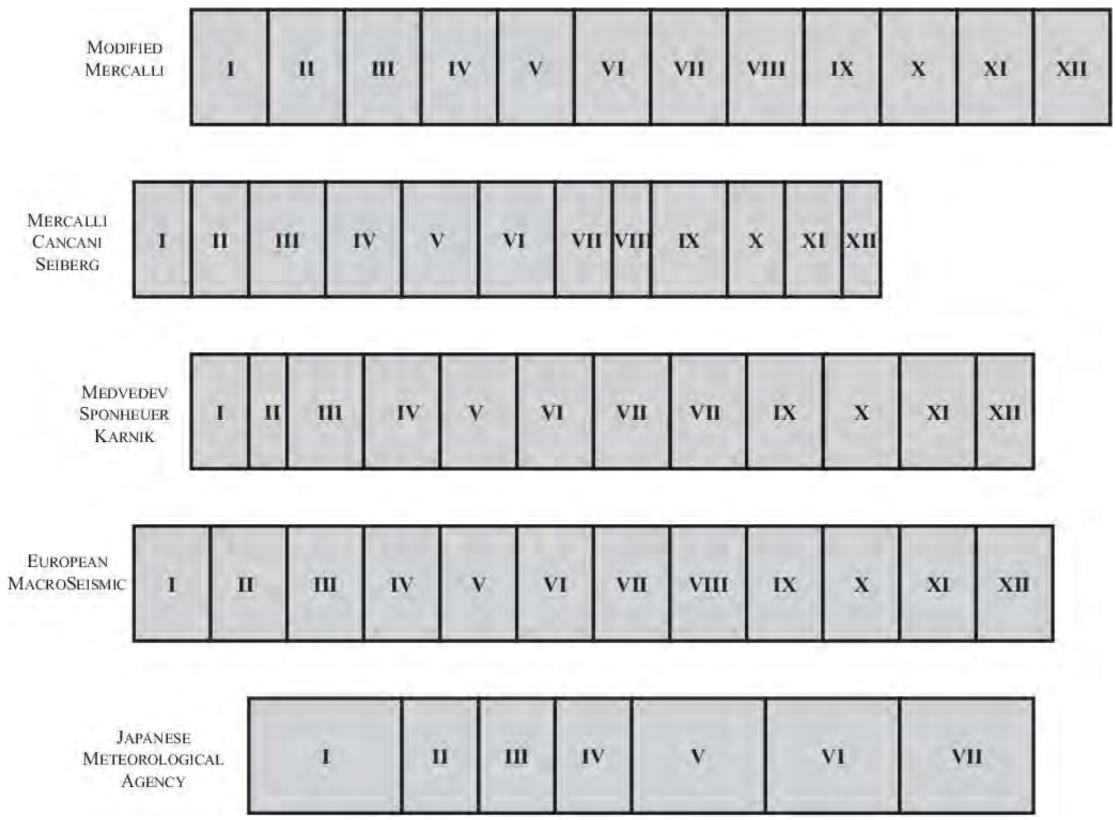


Fig.3.4.1 – Mënyra të përafërta për vlerësime sipas shkallëve të ndryshme

3.5. Magnituda dhe Energjia e Tërmeteve

Sizmiciteti i një rajoni apo territori matet përmes magnitudave të tërmeteve të ndryshme. Magnituda përfaqëson një koncept kryesor për vlerësimin e një tërmeti dhe është një tregues i sasisë së energjisë së liruar nga tërmeti në epiqendrën e tij. Ky term është një madhësi pa njësi matëse dhe përcaktohet sipas shkallës së Rihterit. Ndryshe nga intensiteti, i cili vlerësohet përmes pasojave që tërmeti shkakton në sipërfaqe, matja e magnitudës sipas shkallës së Rihterit bëhet vetëm përmes regjistrimeve instrumentale nga sizmografët. Duke marrë si referencë një kurbë logaritmike *$logA_0$* që korrespondon me një tërmet të dobët (magnituda zero), magnituda M e një tërmeti tjetër me amplitudë A përcaktohet nga diferenca *$logA$ - $logA_0$*.

$$M = log\,A - log\,A_0 \tag{3.5}$$

Një shprehje tjetër analitike për vlerësimin e magnitudës, e dhënë së pari nga Rihter është:

$$M = log\,A - C_1\ log\,A_0\,R + C_2 \tag{3.6}$$

A – amplitude; R – largësia nga burimi sizmik; C – koeficientë që marrin parasysh kushtet lokale të truallit.

Marrëdhënia në mes energjisë së tërmetit E dhe magnitudës M jepet me shprehjen:

$$log\,E = 11.8 + 1.5\,M \tag{3.7}$$

Në praktikë magnitude e tërmetit M, llogaritet duke ndjekur procedurën e më poshtme: *(S. Stein, M. Wysession, 2022).*

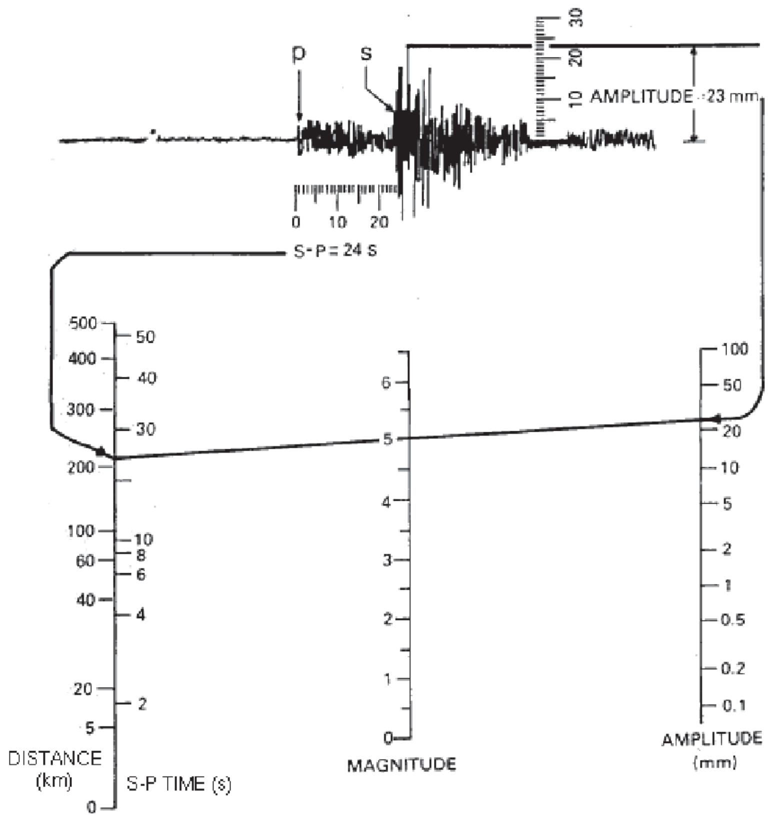


Fig.3.5.1 – Nomogrami për magnitudë sipas Ritcher-it

1. Hapat e llogaritjes së magnituës:
2. Vlerësohet largësia nga vatra e tërmetit, duke përdorur intervalin kohor midis dy valëve S dhe P (S-P= 24 sec)
3. Matet amplitude A në sizmogramë (A=23mm)
4. Tërhiqet një drejtëz në mes pikave përkatëse të largësis (majtas) dhe amplitudës (djathtas) dhe përfitohet magnituda (M = 5.0). *(S. Stein, M. Wysession, 2022).*

3.6. Identifikimi I Tipeve Të Truallit Sipas Eurocode-8

Eurocode 8 identifikon pesë tipe kryesore të truallit (A, B, C, D, E) si dhe dy tipe të veçanta (S_1 dhe S_2) të treguara si në Tabelën 3.6.1.

Tipi i truallit	**Përshkrimi i profilit stratigrafik**	**Parametrat**		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} $(goditje$ $/30\ cm)$	c_u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshir të shumtën 5m material më të dobët në sipërfaqe.	> 800	-	-
B	Depozita me rërë shumë të ngjeshur, zhavor ose argjilë shumë e ngurtë, të paktën me disa dhjetra metra trashësi, të karakterizuara nga një rritje graduale e vetive mekanike, me rritjen e thellësisë	360-800	> 50	> 250
C	Depozita të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysëm të ngjeshur, zhavor ose argjilë e ngurtë, me trashësi nga disa dhjetra në disa qindar metra	180-360	15-50	70-250
D	Depozita dherash të palidhura deri gjysëm të palidhura (me ose pa disa shtresa të buta	< 180	< 15	< 70

	lidhëse kohezive), ose depozita dherash që në masën mbizotruese janë të buta (të dobëta), deri në të forta, të lidhura.			
E	Një profil toke (trualli) që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlere v_s të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon midis rreth 5 m dhe 20 m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbeshtetës me $v_s >$ 800 *m/sec*			
S_1	Depozita që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të paktën 10 m trashësi – argjila/lymra të buta me tregues të lartë plasticiteti (PI>40) dhe nivele të larta ujrash nëntokësorë.	< 100 (indikative)	-	10-20
S_2	Depozita tokash të lëngezueshme, prej argjilash te ndejshme (të dobëta) ose me çdo profil tjetër toke (trualli) që nuk përfshihet në tipet A-E ose S_1			

Tabela 3.6.1. Tipet e truallit sipas EC-8

Vendi i ndërtimit do të klasifikohet sipas vlerës së shpejtësisë mesatare të vlaëve të prejres tërthore, $v_{s,30}$ nëse kjo është e mundeshme të përdoret, për ndryshe do të përdoren vlera e N_{SPT} .

Shpejtësia mesatare e valeve të prerjes tërthore llogaritet sipas shprehjes vijuese:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=I,N}\frac{h_i}{v_i}} \qquad (3.8)$$

ku: h_i dhe v_i tregojnë trashësinë (në m) dhe shpejtësinë e valëve të prerjes (në madhësinë 10^{-5}, ose më pak, te deformimit në rrëshqitje, prerje) të formacionit ose shtresës të I-rë, nga një total prej N formacionesh ose shtresash në 30 metrat e sipërm *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)).*

3.7. Veprimi Sizmik

Rreziku sizmik përfaqëson gjasën që një zonë e caktuar të preket nga një tërmet me një intensitet të caktuar brenda një periudhe të caktuar kohe. Ai përshkruhet përmes parametrave si shpejtimi maksimal i truallit (PGA) dhe përfshihet në hartat e zonimit sizmik për të treguar se sa të ekspozuar janë rajonet ndaj tërmeteve. Ky vlerësim përdoret për të projektuar ndërtesa dhe struktura të sigurta, duke marrë parasysh probabilitetin e ndodhjes së një tërmeti dhe intensitetin e tij të mundshëm në një periudhë të caktuar rikthimi, zakonisht 475 vjet për zonat me rrezik standard, që përfaqëson një probabilitet prej 10% që të ndodhë një tërmet brenda 50 viteve.

Formula për shpejtimin e projektimit për një ndërtesë, bazuar në shpejtimin maksimal referencë të truallit (PGA), është:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \tag{3.9}$$

ku,

a_g është shpejtimi maksimal për projektimin e strukturës

a_{gR} është shpejtimi maksimal referentë i truallit (PGA) në truall të tipit A (formacion shkëmbor), i marrë nga hartat sizmike.

γ_I është faktori i rëndësis së struktuës, i cili modifikon PGA-në në varësi të rëndësis së ndërtesës. *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)).*

3.7.1. Faktori i Rëndësis

Faktori i rëndësisë (γ_I)sipas Eurocode 8 (EN 1998-1:2004) është një koeficient që përdoret për të marrë në konsideratë rëndësinë e një ndërtese ose strukture në rast tërmeti. Kjo vlerë ndikon në nivelin e kërkesave sizmike për projektimin e strukturave, duke rritur ose ulur shpejtimin e projektimit, në varësi të funksionit dhe rëndësisë së strukturës.

Eurocode 8 përcakton kategori të ndryshme të ndërtesave dhe strukturave që kërkojnë faktorë të ndryshëm rëndësie. Faktorët e rëndësisë përcaktohen për të rritur sigurinë e ndërtesave që janë kritike për funksionet e përditshme dhe që kanë rol të madh në rast emergjencash.

Klasa e rëndësisë	Strukturat (ndërtesat)	γ_I
I	Ndërtesat e një rëndësie të vogël për sigurinë publike, p.sh ndërtesat bujqësore (agrikulturale).	0.8
II	Ndërtesa standarde ose banesa të zakonshme p.sh. ndërtesa banimi, zyrat e zakonshme, magazinat etj.	1.0
III	Ndërtesa publike dhe struktura që strehojnë një numër të madh njerëzish p.sh. shkolla, teatrot, ndërtesat publike, ndërtesa komerciale të mëdha etj.	1.2
IV	Ndërtesat, integriteti strukturor i të cilave gjatë tërmetit është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile, si p.sh. spitalet, stacionet zjarrfikëse, centralet energjetike, etj.	1.4

Tabela 3.7.1. Faktori i rëndësis së strukturave sipas Eurocode 8.

3.8. Spektri Elastik i Reagimit

Shumica e analizave sizmike bazohet në përfaqësimin e ndikimeve sizmike në mënyrë ekuivalente me forca statike që veprojnë në strukturë. Këto forca përcaktohen nga shpejtimi maksimal që struktura përjeton gjatë një tërmeti, i cili ndodh si rezultat i dridhjeve të truallit, të cilat përfaqësohen në spektrin e reagimit. Si pikë fillestare merret spektri elastik i reagimit, që pasqyron reagimin elastik të strukturës, por më pas ky spektër reduktohet duke përdorur faktorë që llogarisin kapacitetin sizmik të strukturës.

Këta faktorë përfshijnë aftësinë e strukturës për të shpërndarë energjinë sizmike përmes deformimeve inelastike, gjë që lejon strukturën të përballojë ngarkesa të larta pa pësuar dëmtime të rënda. Kjo qasje siguron që edhe pse një ndërtesë mund të përjetojë deformime gjatë tërmetit, ajo të mbetet e qëndrueshme dhe e sigurt, duke mos lejuar shembjen e menjëhershme.

Për komponentët horizontal të veprimit sizmik, spektri elastik $S_e(T)$ përcaktohet nga shprehjet vijuese:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1\right] \tag{3.10}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \tag{3.11}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{3.12}$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \tag{3.13}$$

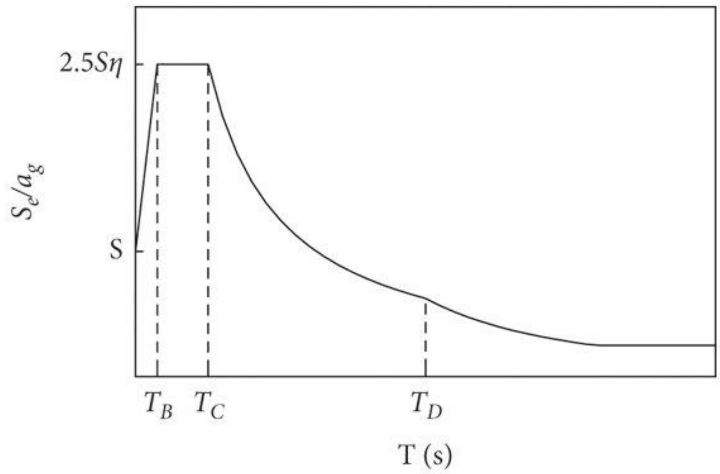


Fig.3.8.1 – Forma e spektrit të reagimit elastik

ku,

$S_e(T)$ - është spëktri i reagimit elastik;

T - është peroda e lëkundjeve të sistemit linear me një shkallë lirie;

a_g – është shpejtimi projektues në tipin A të truallit;

T_B – është kufiri i poshtëm i periodës në degën me shpejtim spektral konstant;

T_C – është kufiri i sipërm i periodës në degën me shpejtim spektral konstant;

T_D – është vlera që përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në spektër;

S – është faktori i truallit;

η – është faktori korrigjues i shuarjes, me një vlerë referencë $\eta = 1$ për 5% shuarje viskoze;

Vlerat e periodave T_B, T_C dhe T_D, si dhe faktori i truallit S që përshkruajnë formën e spektrit të reagimit elastik varen nga tipi i truallit.

Gjatë përpunimit të EC8 (Eurocode 8), pati diskutime të gjera lidhur me hartimin e spektrit elastik të projektimit. Në fund, kodi përfshiu dy spektra elastikë me forma të ndryshme për të marrë parasysh ndryshimet në rrezikun sizmik në rajone të ndryshme të Evropës.

Spektri Tipi 1 është krijuar për territoret me rrezik më të lartë sizmik, siç janë vendet e Evropës Jugore, ku tërmetet kanë magnitudë më të madhe. Kjo zakonisht përfshin tërmete me magnitudë afërsisht 7.5, që janë më të fuqishme dhe ndodhin më shpesh në këto rajone.

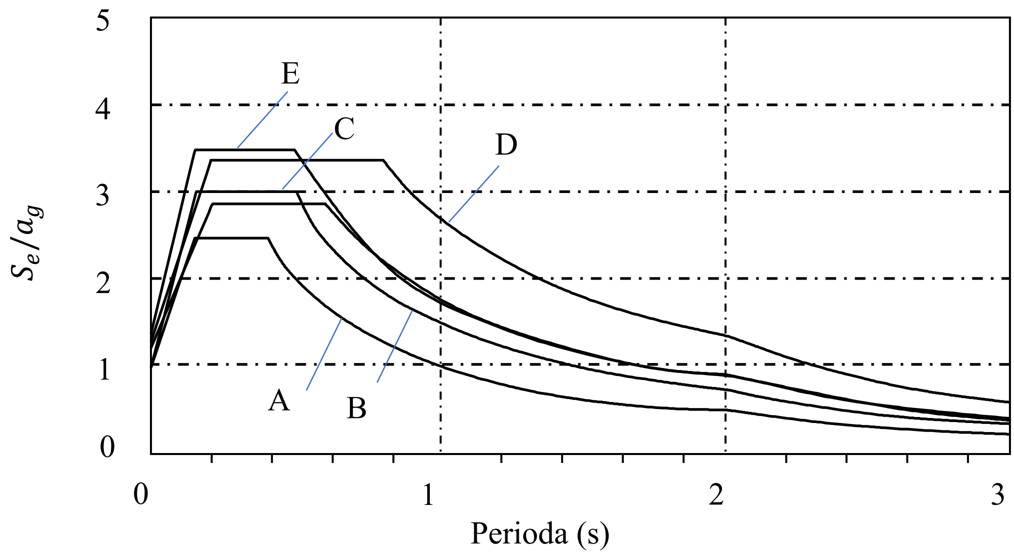
Spektri Tipi 2, nga ana tjetër, është për rajonet me rrezik më të ulët të tërmeteve, siç janë vendet e Evropës Veriore. Ky spektër është krijuar për të marrë parasysh tërmetet me magnitudë afërsisht 5.5, të cilat janë më të vogla dhe më pak shkatërruese, *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004))*.

Tipi i tuallit	S	T_B**(s)**	T_C**(s)**	T_D**(s)**
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B	1.20	0.15	0.50	2.00
C	1.15	0.20	0.60	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00
E	1.40	0.15	0.50	2.00

Tabela 3.8.1. Vlera të parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të tipit 1 sipas Eurocode 8.

Tipi i tuallit	S	T_B**(s)**	T_C**(s)**	T_D**(s)**
A	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.33	0.03	0.23	1.20
C	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.60	0.05	0.25	1.20

Tabela 3.8.2. Vlera të parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të tipit 2 sipas Eurocode 8.



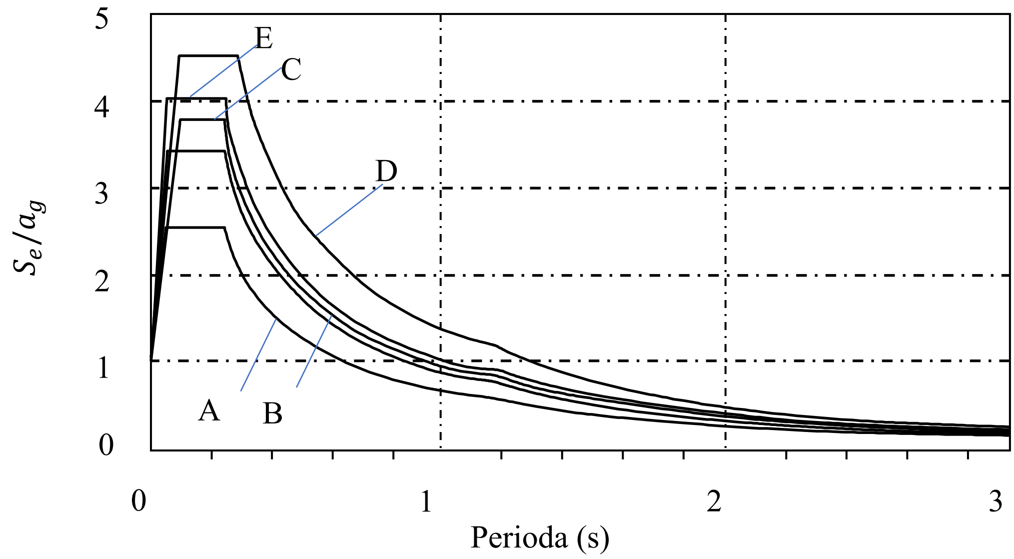


Fig.3.8.2 – Spektrat e rekomanduar të reagimit elastik të tipit 1 dhe 2, për tipat e truallit nga A në E (shuarja 5%)

Për komponentët horizontal të veprimit sizmik spektri i projektimit, $S_d(T)$, duhet të përcaktohet nga shprehjet në vijim (EN 1998-1, 3.2.2.5):

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{3.14}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \tag{3.15}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{Bmatrix} a_g \times S \times \frac{2.5}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \geq \beta \times a_g \end{Bmatrix} \tag{3.16}$$

$$T \geq T_D: S_d(T) = \begin{Bmatrix} a_g \times S \times \frac{2.5}{q}\left[\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta \times a_g \end{Bmatrix} \tag{3.17}$$

ku,

a_g, S, T_B, T_C, T_D – janë përkufizuar më sipër;

$S_d(T)$ – është spektri i projektimit;

q – është faktori i sjelljes;

β – është faktori i kufirit të poshtëm në spektrin horizontal të projektimit, (vlera e rekomanduar për β është 0.2), *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)).*

3.9. Shpërndarja e Energjisë dhe Duktiliteti

Projektimi i strukturave në mënyrë që ato të mbeten plotësisht elastike gjatë një tërmeti të madh është një sfidë komplekse dhe shpesh e paqëndrueshme ekonomikisht. Kjo ndodh sepse përballja me forcat e mëdha sizmike kërkon një kapacitet strukturor të lartë, gjë që rrit koston dhe kompleksitetin e ndërtimit. Në vend të kësaj, një qasje më e arsyeshme është projektimi i strukturave në mënyrë që ato të jenë të afta të përballojnë disa dëmtime, duke u mbështetur në duktilitet për të reduktuar forcat sizmike në nivele të pranueshme, pa shkaktuar një kolaps total.

Duktiliteti është një veçori thelbësore e strukturës, e përkufizuar si aftësia e strukturës për të përballuar deformime të mëdha plastike pa kaluar në një fazë dështimi të plotë. Struktura të ndërtuara me duktilitet të lartë arrijnë të amortizojnë një pjesë të energjisë së lëkundjeve, duke shpërndarë forcat nëpër elementë të ndryshëm dhe duke minimizuar rrezikun për dëme të pakthyeshme. Për një strukturë betoni të armuar që të jetë vërtet duktile dhe elastike në mënyrën e duhur gjatë një tërmeti, nevojiten disa hapa të rëndësishëm:

- Formimi i çernierave plastike në trarë përpara shtyllave: Duke lejuar që deformimet kryesore të ndodhin në trarë (elementët horizontalë), ruhet qëndrueshmëria e shtyllave që mbajnë ngarkesën vertikale kryesore.

- Përdorimi i betonit të shtrënguar me stafë të lidhura ngushtë: Ky beton me përforcime të mira mban formën dhe qëndrueshmërinë e vet, duke e bërë të vështirë përplasjen ose shkatërrimin e tij në lëkundje të forta sizmike.
- Forcimi i lidhjeve dhe shmangia e dështimit të armaturës në nyje: Lidhjet midis elementëve strukturorë janë pika kyçe gjatë tërmeteve; nëse dështojnë këto nyje, humbet koherenca e gjithë strukturës. Armatura duhet të lidhet në një mënyrë që të përballojë forcat pa lëshuar.
- Shmangia e parregullsive strukturore: Struktura duhet të jetë sa më e rregullt dhe simetrike që të jetë e mundur, pasi parregullsitë krijojnë pika të dobëta dhe forcat nuk shpërndahen në mënyrë uniforme.

Këto parime udhëzuese janë përfshirë edhe në Eurokodin 8 (EC8), standardin evropian për projektimin sizmik, i cili synon të mbrojë jetën e njerëzve duke lejuar dëme të kufizuara në struktura. Eurokodi lejon që tërmetet të përballohen nga struktura duktile, pasi kjo qasje është më ekonomike dhe më e sigurt sesa projektimi elastik për tërmete shumë të mëdha. Me fjalë të tjera, EC8 kërkon një ekuilibër ndërmjet mbrojtjes së jetës, dëmeve të pranueshme dhe mbrojtjes ekonomike. *(T. Paulay, Priestley, 1992).*

Dallojmë tri klasë të duktilitetit dhe ato janë:

- Klasa e Ulët e Duktilitetit (DCL): struktura ka kapacitet të kufizuar për deformime plastike dhe është më e ngurtë. Kjo klasë përdoret zakonisht në zona me rrezik të ulët sizmik.
- Klasa e Mesme e Duktilitetit (DCM): kjo klasë ofron një kompromis ndërmjet forcës dhe deformueshmërisë, duke e bërë strukturën të përshtatshme për zona me rrezik të mesëm tërmeti. Struktura ka një elastikitet dhe fleksibilitet të konsiderueshëm, duke siguruar një sjellje të mirë gjatë lëkundjeve.
- Klasa e Lartë e Duktilitetit (DCH): kjo klasë ofron një aftësi të jashtëzakonshme për deformim dhe është e përshtatshme për zonat me rrezik të lartë sizmik. Strukturat me këtë nivel duktiliteti janë në gjendje të përballojnë lëkundje të forta dhe përsëritëse, duke ofruar një mbrojtje të lartë pa kolapsuar.

Projektimi sizmik i bazuar në këto klasa u jep mundësi inxhinierëve të zgjedhin nivelin e duhur të duktilitetit sipas rrezikut sizmik të zonës dhe kërkesave specifike për siguri dhe qëndrueshmëri. Kjo qasje siguron që strukturat të jenë të sigurta dhe rezistente përballë lëkundjeve të forta sizmike, duke mbrojtur jetën dhe duke minimizuar kostot e rikuperimit pas tërmeteve, *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004))*.

3.10. Faktori i Sjelljes (q)

Faktori i sjelljes është një element thelbësor në projektimin sizmik, i cili bën të mundur zvogëlimin e spektrit elastik të reagimit në spektrin e projektimit, duke e bërë kështu më të përballueshëm për strukturën. Në kushte tërmeti, forcat që do të vepronin mbi strukturë nëse ajo do të mbetej plotësisht në fazën elastike mund të jenë shumë të mëdha, duke e bërë projektin të kushtueshëm dhe joefikas. Për të shmangur këtë, faktori i sjelljes lejon që këto forca të reduktohen në nivele që struktura mund t'i përballojë duke kaluar në një sjellje plastike, që do të thotë se ajo mund të deformohet përtej limitit elastik pa dështuar.

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} \tag{3.18}$$

F_{el} – është forca maksimale që do të fitohet nëse struktura do t'i rezistonte tërmetit në mënyrë elastike;

F_y – është forca e rrjedhshmërisë së strukturës, *(A. Elghazouli, 2009)*.

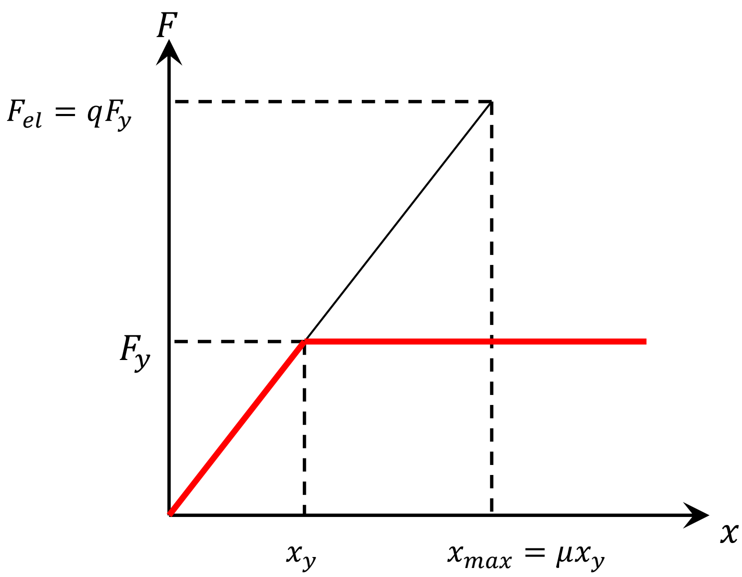


Fig.3.10.1 – Ekuivalenca e duktilitetit dhe faktorit të sjelljes me zhvendosje elastike dhe inelastike të barabarta.

Sipas Eurocode 8 vlera kufitare e faktorit të sjelljes q, për të marrë parasysh kapacitetin e disipimit të energjisë, duhet të përcaktohet për çdo drjetim projektues me shprehjen:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1.5 \tag{3.19}$$

ku:

q_0 – është vlera bazë e faktorit të sjelljes, që varet nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia e tij në lartësi,

k_w – është faktori që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit në sistemin strukturor me mure.

Për ndërtesat që janë të rregullta në lartësi, për tipat e ndryshëm strukturorë vlerat bazë të q_0 jepen përmes tabelës së mëposhtme:

Tipi strukturorë	DCM	DCH
Sistem ramë, sistem dual, sistem me mure të çiftuara	3.0 $\alpha_u/\ \alpha_1$	4.5 $\alpha_u/\ \alpha_1$
Sistem me mure të paçiftuara	3.0	4.0 $\alpha_u/\ \alpha_1$
Sistem fleksibil në përdredhje	2.0	3.0
Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur	1.5	2.0

Tabela 3.8.2. Vlera bazë q_0 e faktorit të sjelles për sisteme të rregullta në lartësi sipas Eurocode 8.

Për sistemet që nuk janë të rregullta në lartësi, faktori bazë i sjelljes q_0 duhet të reduktohet me 20%.

α_u *dhe* α_1 janë të definuar kështu:

α_1 - është vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik projektues horizontal me qëllim që të arrihet për herë të parë rezistenca në përkulje në njërin nga elementët e strukturës, ndërkohë që veprimet e tjera projektues mbeten konstante;

α_u – është vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik projektues horizontal, në kushtët kur të gjitha veprimet e tjera projektuese janë konstante, në mënyrë që të formohen çerniea plasrike në një numër seksionësh të mjaftueshëm për shfaqjen e paqëndrueshmërisë tërsore strukuturore. Ky faktor fitohet nga analiza globale statike jolineare (pushover).

Kur faktori shumëzues $\alpha_u/\ \alpha_1$ nuk vlerësohet nëpërmjet llogaritjeve explicite, për ndërtesat që janë të rregullta në plan mund të përdoren vlerat vijuese të përafërta të $\alpha_u/\ \alpha_1$:

a) Sisteme me rama ose sisteme duale me rama:
- Ndërtesat njëkateshe: $\alpha_u/\ \alpha_1$ = 1,1;
- Ramat shumëkatëshe me një hapësirë: $\alpha_u/\ \alpha_1$ = 1,2;
- Sistemet me rama ose sisteme duale ekuivalente me rama, shumëkatëshe me shumë hapësira: $\alpha_u/\ \alpha_1$ = 1,3.

b) Sisteme me mure ose sisteme duale ekuivalente me mure
- Sisteme me mure me vetëm dy mure të paçifutara sipas drejtimit horizontal: $\alpha_u/\ \alpha_1$ = 1,0;
- Sisteme të tjera me mure të paçiftuara: $\alpha_u/\ \alpha_1$ = 1,1;
- Sisteme duale ekuivalente me mure ose sisteme me mure të ciftuara $\alpha_u/\ \alpha_1$ = 1,2.

Faktori k_w duhet të merret si vijon:

$$k_w = \begin{Bmatrix} 1{,}0\ pwr\ sistemet\ tip\ ramw\ dhe\ duale\ me\ ramw\ -\ ekuivalente \\ (1+\ \alpha_0)/3 \leq 1, por\ jo\ mw\ e\ vogwl\ se\ 0.5, pwr\ sistemet\ me\ mure, \\ me\ mure - ekuivalente\ dhe\ fleksibile\ nw\ pwrdredhje \end{Bmatrix}$$

ku,

α_0 – është raporti dominues i aspektit të mureve të sistemit strukturor,

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \tag{3.20}$$

ku,

h_{wi} – është lartësia e murit *i*;

l_{wi} – është gjatësia e seksionit të murit *i*. *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)).*

3.11. Sistemet Strukturore

Sipas EN 1998-1 ndërtesat prej betoni duhet të klasifikohen në njërin prej tipave strukturorë vijues, bazuar në sjelljen e tyre ndaj veprimeve sizmike horizontale:

Sistem me rama - sistemi strukturor në të cilin ngarkesa vertikale dhe ajo laterale rezistohet kryesisht nga rama hapësinorë, rezistenca prerëse e të cilave në bazën e ndërtesës tejkalon 65% të rezistencës totale prerëse së të gjithë sistemit struktuor V_{bazw}.

Sistem me mure - sistemi strukturor në të cilin ngarkesat vërtiklae dhe anësore përballohen kryesisht nga mure strukturore vërtikale, të çiftuara ose jo, rezistenca në përkulje e të cilave në bazën e ndërtesës kalon madhësinë prej 65% të rezistencës totale në prerje të të gjithë sistemit strukturor.

Sisteme duale - janë sisteme strukturore në të cilët përballimi i ngarkesave vertikale sigurohet kryesisht nga një ramë hapsinorë, ndërkohë që në rezistencën ndaj ngarkesave anësore kontribuojnë pjesërisht sistemi ramë dhe pjesërisht muret strukturore të veçuara ose të çiftuara midis tyre.

Sisteme duale ekuivalente me rama - janë sisteme në të cilat rezistenca në prerje e sistemit ramë në bazën e ndërtesës është më e madhe se 50% e rezistencës sizmike totale të të gjithë sistemit strukturor.

Sisteme duale ekuivalent me mure - janë sisteme në të cilët rezistenca në prerje e mureve në bazën e ndërtesës është më e madhe se 50% e rezistencës sizmike totale e të gjithë sistemit strukturor.

Sisteme me mure me përmasa të mëdha dhe armuar lehtë (pak të armuar) - janë ato sisteme të cilat klasifikohen si të tilla nëse për drejtimin horizontal që shqyrtohet përmbajnë të paktën dy mure me një përmasë horizontale jo më pak se 4.0 m ose$2 \times h_w/3$, (konsiderohet ajo vlerë që është më e vogël), të cilat në situatën sizmike të projektimit mbajnë së bashku të paktën 20% të ngarkesës peshë totale të sipërme dhe të tillë që, duke e supozuar sistemin si të inkastruar kundrejt rrotullimit në bazë, ta ketë periodën themelore të lëkundjeve T_1 më të vogël ose të barabartë me 0.5 s.

Sisteme fleksibile në përdredhje - janë sisteme duale ose me mure që nuk kanë një shtangësi minimale ndaj përdredhjes.

Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur - janë sisteme në të cilin 50% ose më tepër e masës së tij ndodhet brenda 1/3 së sipërme të lartësisë së ndërtesës, ose në të cilin shpërndarja e energjisë bëhet kryesisht në bazën e një elementi të vetëm ndërtimi. *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)).*

3.12. Analiza Multi-Modale Sipas Spektrit Të Reagimit

Analiza sizmike e cila njihet si analiza multi-modale sipas spektrit të reagimit sizmik është metodë bazë për analizë sizmike të strukturave që kërkohet sipas EC-8. Kjo analizë duhet të aplikohet tek strukturat të cilat nuk kënaqin kushtet e dhëna sipas "Metodës së analizës së forcës anësore".

Shmangia e analizës eksplicite jo-lineare dhe zëvendësimi i saj me një analizë lineare bazuar në "spektrin e projektimit" $S_d(T)$ të reduktuar, kundrejt atij elastik $S_e(T)$, bëhet i mundur nëpërmjet futjes së faktorit të sjelljes "q". Paraprakisht duhet të bëhet analiza e lëkundjeve të lira. Kjo analizë nënkupton kërkesën e përcaktimit të periodave koresponduese, dhe formave përkatëse të lëkundjeve. Duhet të merret parasyshë reagimi i të gjitha formave të lëkundjeve që kontribuojnë në mënyrë të rëndësishme në reagimin global të strukturës. Kjo kërkesë mund të plotësohet nëse:

- Shuma e masave modale efektive të formave të lëkundjeve të marrura parasyshë është të paktën sa 90% e masës totale të strukturës.
- Duke marrë parasyshë të gjitha format e lëkundjeve me masa modale efektive më të mëdha se 5% të masës totale.

Në qoftë se kushti nuk plotësohet (në strukturat ku format e lëkundjeve përdredhëse kanë kontributtë rëndësishëm), duhet që numri minimal "k" i formave të lëkundjeve në analizën hapsinore t'i kënaqë ushtet vijuese:

$$k > 3n \text{ dhe } T_k \leq 0.20s \tag{3.21}$$

ku,

k – është numri i lëkundjeve të formave të konsideruara

n – është numri i niveleve horizontale

T_k – është perioda e lekundjeve për formën "k"

Duke përdorur vlerat e periodave dhe vlerat spektrale përkatëse projektuese, për çdo formë të lëkundjeve përcaktohen forcat prerëse koresponduese të bazës:

$$F_i = M \times \phi_i \times \Gamma_i \times S_{ai} \tag{3.22}$$

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} \text{ - Faktori i pjesmarrjes modale} \tag{3.23}$$

$$M_i = \phi_i^T \times M \times \phi_i \text{ - Masa e përgjithësuar për formën "i" të lëkundjeve} \tag{3.24}$$

$L_i = \sum_{j=1}^{m} m_j \times \phi_{j,i}$ – Efekti sizmik modal (3.25)

$M_i{}^* = \Gamma_i \times L_i = \frac{L_i{}^2}{M_i}$ – Masa efektive modale (3.26)

Nisur nga këto shprehje, forca prerëse në bazë F_{bk}, që vepron në drejtim të aplikimit të veprimit sizmik, mund të shprehet si: $F_{bk} = S_d(T_k) \times m_k$. Masa modale efektive m_k që i korespondon formës "k" të lëkundjeve, përcaktohet në mënyrë të tillë që forca prerëse në bazë F_{bk} që vepron në drejtimin e aplikimit të veprimit sizmik, mund edhe të shprehet si:

$$F_{bk} = S_d(T_k) \times m_k \tag{3.27}$$

Mund të tregohet që shuma e masave modale efektive (për të gjitha format e lëkundjeve sipas një drejtimi të dhënë) është e barabartë me masën e strukturës.

$$m_i{}^* = L_i{}^2/m_i \; ; \qquad L_i = \phi_i^T \times M_s \; ; \qquad \sum_{i=1}^{n} m_i^* = \sum_{j=1}^{m} m_j^* = M \tag{3.28}$$

(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)).

3.13. Kombinimi i Reagimve Modale

Për kërkimin e vlerës maksimale të mundshme të reagimit sizmik të një madhësie llogaritëse r_{max}, e cila në EC-8 shënohet me E_E (p.sh. moment i përkuljes M në një prerje të çfardoshëm - prerje tërthore të elementit të strukturës) merret me anë të mënyrës së veçantë të superponimit modal e që njihet *si "Rrënja katrore e shumës së katrorëve" (SRSS).*"

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}{}^2} \tag{3.29}$$

ku,

E_E – është efekti i veprimit sizmik që shqyrtohet (forca, zhvendosja etj.)

E_{Ei} - është vlera e këtij efekti që i përgjigjet formës "i" të lëkundjeve

Ky relacion mund të përdoret nëse format e lëkundjeve konsiderohen të pavarura në mes vete. Reagimet sipas dy formave të lëkundjeve "i" dhe "j" (përfshirë format translatore si dhe ato përdredhëse të lëkndjeve) mund të konsiderohen si të pavarura në mes tyre nëse periodat e tyre T_i dhe T_j për $T_j \le T_i$ kënaqin kushtin: $T_j \le 0.9\, T_i$.

Në rast se nuk plotësohet ky kusht, aplikohet një formë tjetër superponimi që quhet *"kombinimi komplet kuadratik" (CQC)*. Sipas këtij kombinimi, reagimi maksimal modal nga veprimi sizmik në një strukturë mund të vlerësohet nga shprehja:

$$E_E = (\sum \sum f_n * \rho_{nm} * f_m)^{1/2} \tag{3.30}$$

Ku f_n është reagimi sizmik modal maksimal i lidhur me formën "n" të lëkundjeve. Shuma e dyfishtë drejtohet për të gjitha format. Ekuacionet e ngjajshme mund të aplikohen për zhvendosjet e nyjeve, zhvendosjet relative, forcat prerëse në nivele, forcën prerëse në bazë, moment i përdredhjes së bazës, etj. Koeficienti i korrelacionit ρ_{nm} merr vlerat midis 0 dhe 1. Për shuarje konstante dhe raport të frekuencave $r = \omega_n/\omega_m$ koeficienti ρ_{nm} caktohet nga shprehja:

$$\rho_{nm} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2+4\zeta^2 r(1+r)^2} \tag{3.31}$$

Aplikimi i rregullave të kombinimit modal duhet të jetë hap i fundit për caktimin e vlerave projektuese të çdo madhësie. *(Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)).*

3.14. Kombinimi i Ngarkesave Sipas Eurocode 0

Kombinimi i ngarkesave është një proces që shqyrtohet për të siguruar që strukturat të përballojnë në mënyrë të sigurtë të gjitha veprimet e mundshme që mund të ndodhin në strukturë gjatë gjithë funksionit të tyre. Kombinimet e ngarkesave janë grupacione të ndryshme veprimesh (përhershme, përkohshme, aksidentale) që merren në konsideratë për analiza statike dhe dinamike të strukturës.

3.14.1. Gjendja kufitare mbajtëse - ULS (Ultimate Limite States)

$$E_d \leq R_d \tag{3.32}$$

ku,

E_d – është vlera projektuese e efekteve të jashtëm të cilët reprezentojnë disa forca apo momente;

R_d – është vlera projektuese e kapacitetit mbajtës.

Për secilën rast të ngarkimit të konstruksionit, vlera projektuese e ndikimeve të jashtme (E_d) duhet të përcaktohet për kombinimin e ngarkesave të cilat mund të ndodhin njëherazi. Secili kombinim duhet të ketë të përfshira:

- Veprimin më të madh në strukturë, apo
- Veprimin aksidental.
- Kombinimi i ngarkesave të përkohshme në strukturë (kombinimet bazë)

Forma e përgjithshme e ndikimeve duhet të jetë:

$$E_d = E\{\gamma_{G.j} * G_{k.j} \; ; \; \gamma_p * P \; ; \gamma_{Q.1} * Q_{k.1} \; ; \; \gamma_{Q.i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; \; i > 1 \tag{3.33}$$

Kombinimi i këtyre ndikimeve të sipërme mund të shprehet në këtë mënyrë:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G.j} * G_{k.j}'' + '' \gamma_p * P'' + '' \gamma_{Q.1} * Q_{k.1}'' + '' \sum_{j\geq 1} \gamma_{Q.i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \tag{3.34}$$

- Kombinimi i ngarkesave për rastin e ngarkesave aksidenatle

Forma e përgjithshme e ndikimeve duhet të jetë:

$$E_d = E\{G_{k.j} \; ; \; P \; ; A_d \; ; (\Psi_{1,1} \; ose \; \Psi_{2,1}) * Q_{k.1}; \; \Psi_{2,i} * Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; \; i > 1 \tag{3.35}$$

Kombinimi i këtyre ndikimeve të sipërme mund të shprehet në këtë mënyrë:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j}'' + '' P'' + ''(\Psi_{1,1} \; ose \; \Psi_{2,1}) * Q_{k.1}'' + '' \sum_{j\geq 1} \Psi_{2,i} * Q_{k,i} \tag{3.36}$$

Zgjidhja në mes $\Psi_{1,1} \; Q_{k.1}$apo $\Psi_{1,1} \; Q_{k.1}$ është në mvarësi të situatës të aksidentit (zjarri, ndonjë aksident i papritur).

Kombinimi i ngarkesave për rastin e ngarkesave aksidentale duhet që:

- të përfshijë ngarkesën aksidentale A (zjarrin apo ndonjë impakt tjetër) ose
- të i'u referohet situatës pas ndodhjes së aksidentit (A=0).

- Kombinimi i ngarkesave për rastin e veprimit sizmik

Forma e përgjithshme e ndikimeve duhet të jetë:

$$E_d = E\{G_{k.j} \; ; \; P \; ; A_{Ed} \; ; \; \Psi_{2,i} * Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; \; i > 1 \tag{3.37}$$

Kombinimi i këtyre ndikimeve të sipërme mund të shprehet në këtë mënyrë:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j}'' + '' P'' + '' A_{Ed}'' + '' \sum_{j\geq 1} \Psi_{2,i} * Q_{k,i} \tag{3.38}$$

3.14.2. Gjendja kufitare e shfrytëzueshmërisë - SLS (Servicability Limite States)

$$E_d \leq C_d \tag{3.39}$$

E_d – është vlera e ndikimeve të jashtme sipas kriterit të SLS

C_d – është vlera kufitare mbajtëse sipas kriterit SLS

Kombinimet e veprimeve për gjendjet kufitare të shfrytëzueshmërisë përcaktohen në mënyrë simbolike nga shprehjet e mëposhtme:

- Kombinimi karakteristik:

$$E_d = E\{G_{k.j}\ ;\ P\ ;\ \Psi_{0,i} * Q_{k,i}\} \quad j \geq 1;\ i > 1 \qquad 3.40)$$

Kombinimi i këtyre ndikimeve të sipërme mund të shprehet në këtë mënyrë:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j}{}'' + '' P'' + '' Q_{k,i}{}'' + '' \sum_{i\geq 1} \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \tag{3.41}$$

Kombinimi karakteristik zakonisht përdoret për gjendjet kufitare të pakthyeshme.

- Kombinimi i shpeshtë

$$E_d = E\{G_{k.j}\ ;\ P\ ;\ \Psi_{1,1} * Q_{k,1};\ \Psi_{2,i} * Q_{k,i}\} \quad j \geq 1;\ i > 1 \tag{3.42}$$

Kombinimi i këtyre ndikimeve të sipërme mund të shprehet në këtë mënyrë:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j}{}'' + '' P'' + '' \Psi_{1,1} * Q_{k,1}{}'' + '' \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i} * Q_{k,i} \tag{3.43}$$

Kombinimi i shpeshtë zakonisht përdoret për gjendjet kufitare të kthyeshme.

- Kombinimi kuazi – permanent

$$E_d = E\{G_{k.j}\ ;\ P\ ;\ \Psi_{2,i} * Q_{k,i}\} \quad j \geq 1;\ i > 1 \tag{3.44}$$

Kombinimi i këtyre ndikimeve të sipërme mund të shprehet në këtë mënyrë:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j}{}'' + '' P'' + '' \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i} * Q_{k,i} \tag{3.45}$$

Kombinimi kuazi-permanent përdoret zakonisht për ndikimet afatgjata dhe ruajtjen e pamjes së strukturës. *(Eurocode 0 (EN 1990-1:2002)).*

IV. ANALIZA LINEARE DHE JOLINEARE DINAMIKE

Krahas metodave që mbështeten në kuptimin e spektrit të reagimit, si metoda alternative të reagimit sizmik janë analizat lineare dhe jo-lineare në fushën kohore ('Time history analysis'). Mundësit dhe përcaktimet e përdorimit të këryre metodave jepen edhe në kodet e sotme sizmike, si p.sh në Eurokodin 8.

Në vijim si fillim tregohen disa veçori aplikimi që karakterizojnë sistemet elastike lineare dhe sistemet inelastike (jo-lineare*) (N. Pojani, 2003).*

4.1. Analiza Lineare Dinamike në Fushën Kohore

Analiza lineare dinamike në fushën kohore (LTHA) është një metodë numerike që përdoret për të vlerësuar reagimin sizmik në një model linear të strukturave, kur ato i nënshtrohen një reagimi sizmik specifik të përfaqësuar nga përshpejtimet e regjistruara në terren ose të sintetizuara për qëllime projektimi. Duke përdorur regjistrime reale të lëkundjeve të tokës, kjo analzië ndihmon të kuptojmë sjelljen strukturore në mënyrë të detajuar, duke u bazuar në ekuilibrin dinamik to forcave dhe zhvendosjeve në cdo moment kohor.

Ndryshe nga metoda statike lineare, analiza lineare dinamike në fushën kohore përfshin zgjidhjen e problemit dinamik si një seri zgjidhjesh për çdo moment kohor. Nga pikëpamja matematikore, ekuacionet diferenciale që përshkruajnë përgjigjen sizmike të një sistemi linear me shumë shkallë lirie (MDOF) mund të shprehen si më poshtë:

$$[M] * \ddot{u}\,(t) + [C]\ * \dot{u}\,(t) + [K] * u\,(t) = -[M] * \ddot{u}_g(t) \qquad (4.1)$$

ku;

$[M]$ – matrica e masës,

$[C]$ – matrica e shtangësisë,

$[K]$ – matrica e ngurtësisë,

$\ddot{u}\,(t)$ – nxitimi relativ,

$\dot{u}\,(t)$ – shpejtësia relative,

$u\,(t)$ – zhvendosja realtive,

$\ddot{u}_g(t)$ – nxitimi i tërmetit.

Për rastin e një sistemi elastik analiza lineare ndaj një veprimi të dhënë sizmik mund të realizohet sipas dy metodave të ndryshme që janë:

1. Analiza modale
2. Integrimi direkt numerik.

Analiza modale në fushën kohore fillohet me transformimin e koordinatave. Zhvendosjet gjeometrike $\{u\}$ shprehen nëpërmjet koordinatave të përgjithësuara $\{y\}$. Mandej hap pas hapi (Δt) kryhet integrimi në fushën kohore. Hapat kohorë Δt zgjidhen shumë të vegjël për të kapur ashtu variaconet e shpeshta të amplitudave dhe frekuencave në akselerogramat $a_g(t)$. Në praktikën e llogaritjeve dinamikë sizmike madhësia Δt merret 0.02 sek, 0.01 sek, ose edhe më e vogël. Për realizmin e llogratijeve dinamike është e domosdoshme të jepen në formë të diskretizuar akselerogramat projektuese $\ddot{u}_g(t)$. Këto akselerograma munë të jenë: 1- të tërmeteve realë të regjistruara; 2- të gjeneruara nëpërmjet një simulimi të burimit sizmik dhe mekanizma të "rrugës" deri tek sheshi i ndërtimit; 3- akselerograma artificiale të marra nga përpunime statistikore. Zakonisht kërkohet përdorimi i jo më pak se 3 akselerogramave. Në çdo rast duhet që akselerogramat e zgjedhura të pasqyrojnë realisht shkallën e rrezikut sizmik të traullit të ndërtimit.

Reagimi ndaj lëvizjeve sizmike të "përfaqësuara" nga akselerogramet vlerësohet duke iu referuar fillimisht koordinatave të përgjithësuara $\{y\}$. Më tej bëhet kalimi në zhvendosjet $\{u\}$ dhe, së fundmi, me metoda të njohura statike mund të përcaktohet gjëndja korresponduese e sforcuar (nderjet, momentet, forcat prerëse, etj).

Metoda e integrimit direkt konsiston në llogaritjen e zhvendosjeve $\{u\}$ për cdo hap kohor Δt, nëpërmjet zgjidhjes së drejtpërdrejtë të sistemit (5.1) të ekuacioneve diferenciale të lëvizjes. Për këtë realizohet kalimi i atij sistemi ekuacionesh në një sistem ekuacionesh algjebrike, pa kryer ndonjë transformim koordinatash siç aplikohet në analizën modale. Kjo përligj me vete termin "direkt" që përdoret në këtë procedurë zgjidhjeje (integrimi).

Një nga avantazhet kryesore të analizës lineare në fushën kohore është aftësia për të kapur ndikimin e fenomeneve të veçanta, si efektet impulsive të lëkundjeve të tokës, të cilat shpesh injorohen nga metodat më të thjeshta. Kjo është thelbësore për ndërtesat me rëndësi të veçantë, ku mbivlerësimi ose nënvlerësimi i ndikimeve sizmike mund të ketë pasoja të rënda. Përveç kësaj, kjo metodë është një mjet thelbësor për zhvillimin e kurbave të brishtësisë (kapacitetit), të cilat ndihmojnë në vlerësimin e dëmtimeve dhe optimizimin e projektimit.

Një sfidë kryesore në përdorimin e analizës lineare dinamike në fushën kohore është cilësia e të dhënave të lëkundjeve të tokës. Për të siguruar rezultate të besueshme, është thelbësore përzgjedhja e grupit të lëkundjeve, të cilat duhet të jenë të përputhshme me spektrat e parashikuar nga standardet dhe të reflektojnë kushtet lokale *(N. Pojani, 2003).*

Këtë metodë mund ta kuptojmë edhe me mirë gjate spejgimit te shembullit në pjesen në vazhdim ku do te behet leximi i rezultateve nga kjo metodë.

4.2. Analiza Jo-Lineare Dinamike Në Fushën Kohore (Time-History)

Analiza jolineare e historisë kohore është një metodë që simulon përgjigjen dinamike të një strukture nën një lëkundje të caktuar sizmike. Nga të gjitha metodat e analizës sizmike, kjo metodë, nëse zbatohet siç duhet, është më e afërta me realitetin e veprimit të tërmetit mbi një strukturë. Ajo është në gjendje të marrë parasysh sjelljen jolineare të elementeve strukturore, siç janë çarjet, plasaritjet, rrjedhja plastike dhe dështimi, si dhe ndërveprimin midis strukturës dhe themelit.

Analiza jolineare e historisë kohore është veçanërisht e rëndësishme për ndërtesat që kanë formë, shpërndarje të masës ose ngurtësi të parregullt, ose ato me sisteme strukturore relativisht komplekse, siç janë muret e çiftëzuara, ramat me mbushje, izolimi në bazë dhe pajisjet aktive ose pasive të disipimit të energjisë. Këto ndërtesa mund të shfaqin sjellje jolineare edhe nën nivele të ulëta deri të moderuara të lëkundjeve të tokës, duke pasur një përgjigje shumë jolineare ndaj ngarkesave dinamike. Kjo jolinearitet mund të jetë rezultat i sjelljes jolineare gjeometrike, materiale ose të sistemeve strukturore dhe pajisjeve të përdorura brenda strukturës dhe elementeve të saj.

Duke qenë se kjo metodë është një teknikë për të vlerësuar përgjigjen dinamike të strukturave nën ngarkesa që ndryshojnë me kalimin e kohës, ajo kërkon zgjidhjen e një sistemi ekuacionesh diferenciale, shpesh jolineare, që përshkruajnë ekuilibrin dinamik dhe sjelljen e strukturës. Për këto analiza dinamike në fushën kohore të sistemeve inelastike mund të aplikohet vetem integrimi direkt hap pas hapi. Në zgjidhjet praktike sipas kësaj metode reagimi i sitemit inelastik brënda çdo hapi integrimi Δt konsiderohet linear. Gjatë intervalit Δt vlera e ngurtësisë të një elementi strukturor merret e barabartë me pjerrësinë e tangjentes të hequr në pikën përkatëse të kurbës ngarkesë-zhvendosje që karakterizon atë element. Kështu, në principi, reagimi i sistemit jo-linear merret si reagim i sistemeve suksesive lineare, me ngurtësi të ndryshuara hap pas hapi. Çdo ndryshim në ngurtësinë e një elementi strukturorë – ky mund të ndodhë për shkak se ai hyn në rrjedhshmëri, apo sepse ndodh shkarkimi i tij në fazën kur elementi ndodhej në standin e rrjedhshmërisë - do të sjellë ndryshimë edhe në ngrurtësin e sistemit në tërësi. Shpesh matrica përkatëse e ngurtësisë, që i referohet një momenti të caktuar kohor “t” shënohet $[k_T]$ose $^t[k]$ dhe quhet matrica e ngrutësisë tangjente. Kjo matricë modifikohet nga një moment në tjetrin, duke pasqyrurar ashtu varësit jo-lineare forcë-deformime të elementëve strukturorë. Një analizë dinamike inelastike, qoftë edhe kur kryhet si problem planar në strukturat shumëkatëshe kërkohë kohë relativisht të madhe llogaritëse.

Për një sistem të diskretizuar inelastik, si p.sh. një ramë, në rastin e veprimeve sizmike ekuacionet bazë të ekulibirit dinamik janë në thelb marrëdhëniet matricore si mëposhtë:

$$[m] * \{\Delta\ddot{u}\} + [c] * \{\Delta\dot{u}\} + [k] * \{\Delta u\} = -[m] * \{\Delta\ddot{u}_g\} \tag{4.2}$$

Ku nga ekuacioni matricorë $\{\Delta u\}$,$\{\Delta\dot{u}\}$ dhe $\{\Delta\ddot{u}\}$ janë vektorët e ndryshimeve inkrementale përkatësisht të zhvendosjeve, shpejtësive dhe shepjtimeve relative të nyjeve të sistemit, kurse $\{\Delta\ddot{u}_g\}$ është vektori i ndryshimeve inkrementale në shpejtimin sizmik të bazamentit, që i përgjigjiet haput kohor Δt. Zhgjidhja e ekuacioneve bëhet duke përdorur metoda të ndryshme, dy ndër më efikaset, që përdoren si për analizat lineare ashtu edhe për ato jo-lineare dinamke (metoda β- Newmark dhe metoda Wilson -θ).

Llogaritjet dinamike jolineare ofrojnë mundësi të marrjes së rezultateve reale për parametra të rillë të rëndësishëm siç janë deformimet maksimale dhe forcat e brendëshme korresponduese në të gjitha prerjet kritike të strukturës. Në mënyrë të veçantë nëpërmjet analizve dinamike jo-lineare përcaktohen kërkesat e duktilitetit të nevojshëm si dhe deformimet në fushën kohore të ndërkateve apo prerjeve të caktuara të elementeve strukturorë. Vlersimi përfundimtar kërkon sigurisht edhe shqyrtimin e treguesve të ngurtësis, të “përfaqësuara” nga zhvendosjet dhe deformimet, siç janë në veçanti zhvendosjet ndërmjet kateve suksesive të ndërtesës (inter-story drifts).

Për realizimin e një analize dinamike jo-lineare me rëndësi të veçantë janë të dhënat hyrëse, sidomos ato që përcaktojnë sjelljen ciklike të elementeve dhe strukturës në përgjithësi gjatë veprimeve sizmike. Në strukturat beton-arme, sipas karakterit të punës (përkulje, prerje etj.), për elementë të ndryshëm strukturor janë adoptuar modele korresponduese histerike të varësis forcë (moment) – zhvendosje (rrotullim) në skajet e elementeve të ngarkuara. Modeli më i njohur bilinear është modeli i Clough-it për trarë dhe elementët vërtikale me forca prerëse afërsisht konstante.

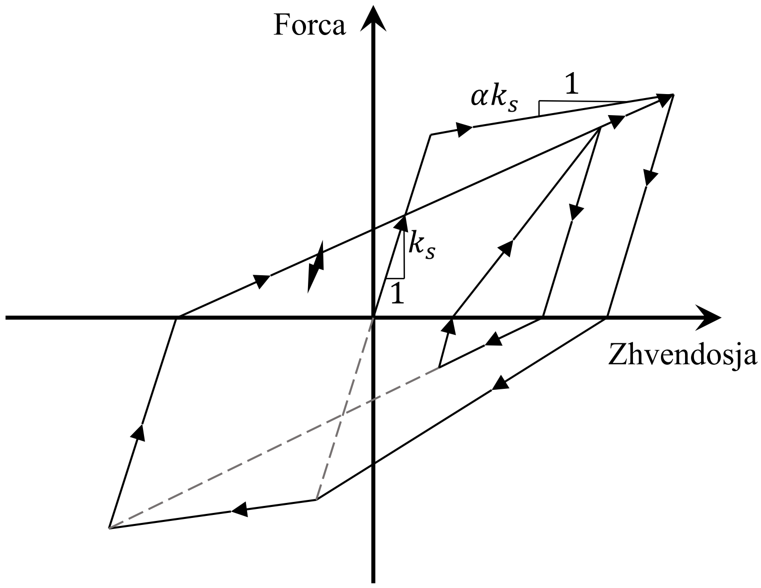


Fig.4.2.1 – Modeli bilinear i Clough-it.

Në analizat dinamike jo-lineare, veprimi sizmik përfaqësohet drejtpërdrejt përmes akselerogrameve. Për shkak të natyrës së paparashikueshme të lëvizjeve sizmike, përdorimi i vetëm një akcelerogrami për të përllogaritur përgjigjen strukturore është i pamjaftueshëm. Kjo është arsyeja pse EC8-1 kërkon përdorimin e të paktën tre akcelerogrameve. Megjithatë, nga pikëpamja statistikore, tre regjistrime përfaqësojnë ende një numër shumë të kufizuar rastesh. Si rrjedhojë, pika 4.3.3.4.3(3) në EC-8 sugjeron që për efekte projektimi, të përdoret vlera më e pafavorshme e përgjigjes strukturore si efekt projektimi Ed, për të garantuar verifikimin e kapacitetit strukturor.

Në rast se përdoret një numër më i madh akselerogramësh për analizat dinamike me histori kohore (të paktën shtatë akcelerograme të ndryshme), është e mundur që si vlerë për efektin e veprimit Ed të merret mesatarja e përgjigjeve strukturore nga të gjitha analizat, duke ofruar një rezultat më përfaqësues për verifikimet përkatëse.

Rezultatet e analizave dinamike jo-lineare në fushën kohore ndryshojnë sipas veçorive të programeve të aplikuara. Rezultatet jepen kryesisht si reagim në kohë ("time-history of response") për forcat e brendshme M, T, N në prerjet kritike, si zhvendosje U dhe rrotullime θ në nyjet, si zhvendosje të kateve dhe zhvendosje relative ndërmjet kateve të një ndërtese, si kërkesa në duktilitet kurbature apo rrotullime në trarë dhe shtylla, si ndryshme në kohë të energjisë kinetike që shuan struktura gjatë tërmetit etj. Me interes të veçantë janë sidomos pikat ku formohen çernierat plastike gjatë kohës se veprimit sizmik. Në formë të përmbledhur vlersohet se indikatorët më kritik të dëmtimeve të pritshëme të strukturës, shkaktur nga tërmeti i mundshëm hyrës për llogaritjen dinamike jo-lineare janë:

1. – Zhvendosja maksimale ndërmjet kateve (relative, llogaritur kundrejt lartësis së katit);
2. – Pikat ku formohen çernierat plastike''
3. – Korelacioni në mes duktilitetit që posedon struktura dhe duktiliteti i kërkuar. *(N. Pojani, 2003).*

4.3. Vlerësimi i Shuarjes

Në analizat dinamike lineare dhe jo-lineare rëndësi të veçantë merr edhe adoptimi i një shuarje viskoze të përshtatshme. Shuarja viskoze në analizën dinamike jo-lineare është më pak e rëndësishme se sa në atë elastike lineare, sepse për të parin burim kryesor të shuarjes së energjisë sizmike konsiderohet veprimi histerik që modelohet në mënyrë ekspilicite nga matrica e ngurtësis tangjente. Në analizat jo-lineare vlerat tipike që adoptohen për raportin ξ janë brënda intervalit 2-5%. Forma me përhapur që supozohet për matricën e shuarjes viskoze [c] mbështetet në të ashtuquajturën shuarje të tipit Rejlei dhe shprehet si:

$$^{t}[c] = \alpha[m] + \beta\, ^{t}[k] \tag{4.3}$$

ku: $^{t}[k]$ – matrica e ngurtësis tangjente që ndryshon vazhdimisht në kohë në funksion të vektorit të zhvendosjeve {u};

[m] – matrica e masës;

α, β – konstante që specifikohen nga projektuesi.

Indeksi "t" vendoset edhe për matricën e shuarjes meqë kjo, duke u supozuar e varur nga matrica e ngurtëis tangjente, është gjithashtu "tangjente". Për thjeshtësi në formë të përafruar mund të supozohet edhe një varësi e thjeshtë e [c] nga matrica fillestare e ngurtësis [k], duke konsideruar kështë një matricë konstante [c] gjatë gjithë analizës dinamike.

Për të zgjedhur koeficientët $\alpha\ dhe\ \beta$ të marrëdhënies (4.3) mund të përdoret procedura si vijon: Në qoftë se sistemi do të zbërthehej në format kryesore të lëkundjeve, marrëdhënia midis shuarjes, masës dhe ngrutësis së përgjithësuar për formën "i" të lëkundjve do të ishte:

$$C_i = \alpha M_i + \beta K_i \tag{4.4}$$

Nga relacionet:

$$C_i = 2\,\xi_i\,\omega_i\,M_i \tag{4.5}$$

dhe

$$K_i = \omega_i{}^2 M_i \tag{4.6}$$

ku ξ_i – raporti i shuarjes kritike dhe ω_i – frekuenca e formës “i” të lëkundjeve, rrjedh se çdo vlerë e α dhe β i korrespondon një shaurje ξ_i e barabartë me:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \tag{4.7}$$

ose

$$\xi_i = \frac{\alpha\,T_i}{4\,\pi} + \frac{\beta\,\pi}{T_i} \tag{4.8}$$

ku T_i – perioda përkatëse e lëkundjeve.

Shuarja që varet nga ngurtësia [(4,8)] jep vlera shuarje më të mëdha kur zvogëlohet perioda. Nga pikpamja strukturore kjo është më e arsyeshme, meqë nënkupton praninë e shuarjeve më të mëdha në format më të larta të lëkundjeve. Shuarja që varet nga masa jep vlera shuarje më të vogla me zvoglimin e T-së. Nëse do të supozohej një varësi e tillë, pra vetëm nga masa, do të merrnim:

$$\alpha = \frac{4\,\pi\,\xi_i}{T_i} \tag{4.9}$$

Në mënyrë të ngjashme, nëse varësia e shuarjes supozohet vetëm nga ngurtësia kemi:

$$\beta = \frac{\xi_i\,T_i}{\pi} \tag{4.10}$$

Në të dy rastet raporti ξ_i mund të vlerësohet për të gjitha vlerat e T_i – së, pasi $\alpha\ ose\ \beta$ të jenë specifikuar si vlera.

Matrica e shuarjes mund të përcaktohet përfundimisht sipas shprehjes (4.3), kurse raporti i shuarjes ξ_i për çdo formë tjetër lëkundjeje, dhënë sipas shprehjes (4.7) kundrejt frekuencave, ka varësinë e treguar në figurën 4.3.1.

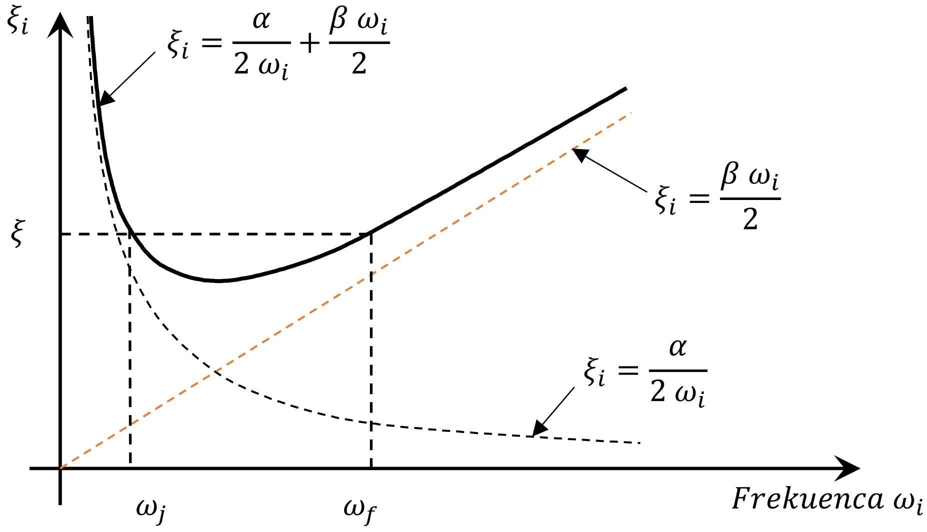


Fig.4.3.1 – Ndryshimi i shuarjes modale në funksion të frekuencave dhe shuarjeve të tipit Rejlei. (N. Pojani, 2003).

4.3.1. Metoda Të Integrimit Direkt

Ekuacionet e ekuilibirit dinamik që përdoren për analizat lineare dhe jolineare dinamike të strukturave të diskretizuara si sisteme me shumë shkallë lirie kanë formën e përgjithshme të njohur:

$$[m] * \{\ddot{U}\} + [c] * \{\dot{U}\} + [k] * \{U\} = \{P_{(t)}\} \tag{4.11}$$

Për rastin e strukturave jolineare zgjidhja e ekuacioneve (5.11) realizohet nëpërmjet të ashtuquajturit integrim direkt. Gjithashtu metoda e integrimit direkt mund të aplikohet edhe për sistemet elastike lineare. Në këto raste nuk është i nevojshëm ndonjë modifikimi i matricës së ngurtësis [k]. Përkundrazi, modifikimi hap pas hapi i matricës së ngurtësisë e përfitimi në këtë proces i matricave të ngurtësisë tangjente ^{t}[k] dhe, eventualisht, i ayre të shuarjes ^{t}[c], bëhet i domosdoshëm për sistemet jo-lineare.

Integrimi direkt mbështetet së pari në idenë e kënaqjes së ekuacioneve (4.11) brenda intervaleve kohore diskrete Δt në të cilët ndahet intervali i plotë i kohës së veprimit të ngarkesave të jashtme. Kjo do të thotë që, në thelb, në pikat diskrete brenda intervalit të zgjidhjes (Δt), kërkohet një ekuilibër (statik) që përfshin efektet e forcave inerciale dhe të shuarjes. Së dyti, integrimi direkt mbështetet në supozimin e ndryshimit sipas një ligji të caktuar të zhvendosjeve, shpejtësive dhe shpejtimeve brenda intervaleve $\Delta t.$ Këto intervale kohore zgjidhen shumë të vegjël.

Metodat e integrimit direkt ndahen në dy grupe:

1. - Metoda të integrimit eksplicit, në të cilat zgjidhja (për zhvendosjet U) bazohet në kushtet e ekuilibrit për momentin "t" të kohës dhe nuk kërkohet invertim i matricës së ngurtësisë;
2. – Metoda të integrimit eksplicit, ku përdoren ekuacionet e ekuilibrit në momentin e kohës "t+ Δt" dhe, në princip, kërkohet invertimi i matricës së ngrurtësisë.

Në grupin e parë përfshihet "metoda e diferencave qëndrore", kurse në grupin e dytë metodat implicite "Hilber-Hughes-Taylor", "Wilson-θ" dhe "Newmark".

Këto metoda mund të përdoren për zgjidhjen e çfardo problemi dinamik, në mënyrë të veçant ato mund të aplikohen për problemet sizmike, lineare dhe jo-lineare *(N. Pojani, 2003).*

4.3.2. Metoda e Newmark

Skema e integrimit e Newmark-ut, që historikisht është më e hershmja, mund të konsiderohet si një shtrirje e metodës së supozimit të shpejtimeve lineare. Në metodën e Newmark-ut përdoren këto supozime:

$$^{t+\Delta t}\{\dot{U}\} = {}^{t}\{\dot{U}\} + [(1-\gamma)\,{}^{t}\{\ddot{U}\} + \gamma\ {}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\}]\,\Delta t \tag{4.12}$$

$$^{t+\Delta t}\{U\} = {}^{t}\{U\} + {}^{t}\{\dot{U}\}\Delta t + [(\tfrac{1}{2}-\beta)\ {}^{t}\{\ddot{U}\} + \beta\ {}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\}]\,\Delta t \tag{4.13}$$

Në shprehjet e mësipërme β dhe γ janë parametrat, vlerat e të cilave mund të caktohen në mënyrë të tillë që të përfitohet një stabilitet dhe saktësi e kërkuar e integrimit. Kur $\gamma = 1/2$ dhe $\beta = 1/6$, ekuacionet shëndrrohen në ekuacione të të ashtuquajturës "metodë e shpejtimit linear". Newmark, propozoi metodën e shpejtimeve mesatare konstane si një skemë me stabilitet të pakushtëzuar, e quajtur ndryshe edhe "rregulli trapezoidal". Për këtë, në shprehjet e mësipërme $\gamma = 1/2$ dhe $\beta = 1/4$, (Figura 4.4.1.1).

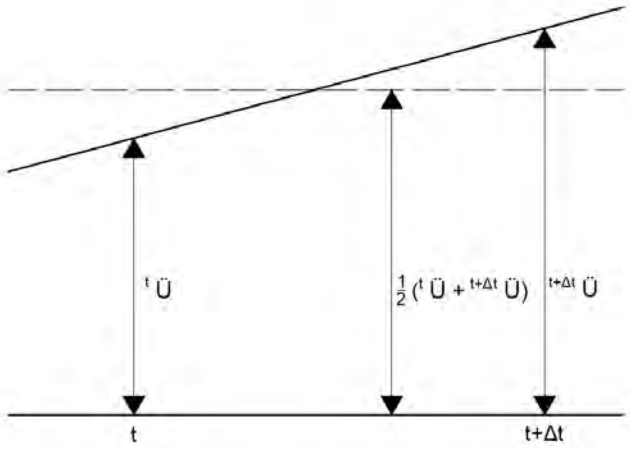


Fig.4.4.1.1 – Skema e Newmark-ut me shpejtim mesatar konstant

Përveç ekuacioneve të mësipërme, për zhvendosjet, shpejtesitë dhe shpejtimet e momentit kohor “t+ Δt”, në proces të llogaritjeve futen edhe ekuacionet e ekuilibir (4.11) të shkruar për atë moment (t+ Δt).

$$[m]\ {}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\} + [c]\ {}^{t+\Delta t}\{\dot{U}\} + [k]\ {}^{t+\Delta t}\{U\} = {}^{t+\Delta t}\{P\} \tag{4.14}$$

Duke përcaktuar shpejtimet ${}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\}$ në funksion të ${}^{t+\Delta t}\{U\}$ dhe, mandej, duke zëvendësuar ${}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\}$ tek ekuacioni (4.12), merren shprehjet për ${}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\}\ dhe\ {}^{t+\Delta t}\{\dot{U}\}$, secila prej tyre vetëm në funksion të zhvendosjeve të panjohura ${}^{t+\Delta t}\{U\}$. Këto zëvendësohen tek ekuacioni (4.14) prej ku mund të fitohen zhvendosjet ${}^{t+\Delta t}\{U\}$ sipas shprehjes:

$${}^{t+\Delta t}\{U\} = \left([\hat{k}]^{-1}\right)\left({}^{t+\Delta t}\{\hat{P}\}\right) \tag{4.15}$$

ku $[\hat{k}]$ është matrica efektive e ngurtësisë:

$$[\hat{k}] = \frac{1}{\beta\Delta t^2}[m] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[c] + [k] \tag{4.16}$$

dhe ${}^{t+\Delta t}\{\hat{P}\}$ është vektori i ngarkesave efektive për kohën “t+ Δt”:

$$\begin{aligned}{}^{t+\Delta t}\{\hat{P}\} = {}^{t+\Delta t}\{P\} + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[m]\left({}^{t}\{U\} + \Delta t\ {}^{t}\{\dot{U}\} + \Delta t^2(\tfrac{1}{2} - \beta)\ {}^{t}\{\ddot{U}\}\right) + \\ +[c]\left(\frac{\gamma}{\beta\Delta t}\ {}^{t}\{U\} + (\tfrac{\gamma}{\beta} - 1)\ {}^{t}\{\dot{U}\} + \Delta t\ (\tfrac{\gamma}{2\beta} - 1)\ {}^{t}\{\ddot{U}\}\right)\end{aligned} \tag{4.17}$$

Duke përdorur ekuacionet (4.12) dhe (4.13) mund të llogariten lehtë më tej edhe shpejtimet ${}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\}$ dhe shpejtësit ${}^{t+\Delta t}\{\dot{U}\}$ që kërkohen për llogaritjet në hapin tjetër të procedurës. Praktikisht shpejtësitë ${}^{t+\Delta t}\{\dot{U}\}$ fitohen direkt nga shprehja (5.12), kurse shpejtimet ${}^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\}$ merren nga:

$$^{t+\Delta t}\{\ddot{U}\} = \frac{1}{\beta \Delta t^2}\left(^{t+\Delta t}\{U\} - {}^{t}\{U\} - \Delta t\ {}^{t}\{\dot{U}\} - \Delta t^2 (\tfrac{1}{2} - \beta)\ {}^{t}\{\ddot{U}\}\right) \quad (4.18)$$

Zgjidhja sipas Newmark fillon me formimin e matricës së masës [m], ngurtësis [k] dhe të shuarjes [c]. Më tej, mbi bazën e kushteve të dhënave fillestare (zhvendosje, shpejtësi fillestare) përcaktohet vektori $^{0}\{\ddot{U}\}$, zgjidhet hapi kohor Δt dhe adoptohen vlerat $\beta\ dhe\ \gamma$. Këto vlera merren konkretisht 0.25 dhe 0.5, gjë që karakterizon rregullin trapezoidal për shpejtimet *(N. Pojani, 2003).*

4.4. Analiza Statike Jo-lineare Pushover

Analiza pushover është një metodë analize statike dhe jolineare që përdoret për të vlerësuar sjelljen e një strukture nën ngarkesa vertikale të përhershme dhe ngarkesa anësore që rriten gradualisht, të cilat simulojnë forcat që shkakton një tërmet. Kjo metodë është zhvilluar si një alternativë më e thjeshtë ndaj analizës dinamike jolineare, duke mundësuar që edhe sjellja plastike e elementeve strukturore dhe jolineariteti gjeometrik që ndodh gjatë një tërmeti të merren parasysh.

Analiza statike jolineare mbështetet në dy parime kryesore: (1) përgjigjja strukturore gjatë një tërmeti dominohet vetëm nga një mënyrë kryesore lëkundjeje dhe (2) kjo mënyrë përfaqësohet nga një shpërndarje e forcave anësore të aplikuara në masat e kateve të strukturës, e cila mbetet konstante gjatë gjithë kohës së veprimit sizmik, si në metodën e forcës anësore.

Parimi i analizës statike jolineare ilustrohet në Figurën 4.5.1. Hapi fillestar, "0", përfshin aplikimin e ngarkesave të plota gravitacionale në kushte sizmike, të cilat mbeten konstante për të gjithë hapat e mëtejshëm të analizës. Programet e analizës strukturore lejojnë kontrollin e aplikimit të forcave në modelin numerik të strukturës përmes dy strategjive kryesore:

1. Kontrolli i forcës - përdoret kur madhësia e shpërndarjes së ngarkesave është e njohur paraprakisht dhe struktura pritet të përballojë elastikisht këto forca. Të gjitha ngarkesat aplikohet gradualisht nga zero deri në madhësinë e tyre maksimale të specifikuar. Ky është rasti që duhet të adoptohet për hapin "0" të analizës pushover.

2. Kontrolli i zhvendosjes - duhet të përdoret kur është e njohur sa larg lëviz struktura (p.sh., kërkesa për zhvendosje anësore e monitoruar në nivelin e çatisë), por ngarkesa anësore e nevojshme për këtë zhvendosje është e panjohur. Kjo qasje është e përshtatshme kur forcat anësore aplikohen gradualisht në modelin strukturor (hapat 1 deri 4 në Figurën 5.5.1). Për të përdorur kontrollin e zhvendosjes, është e nevojshme të zgjidhet një komponent zhvendosjeje që do të monitorohet, zakonisht një shkallë lirie e zgjedhur në një nyje të modelit strukturor.

Në shumicën e rasteve, kjo është zhvendosja horizontale në drejtimin e forcave të aplikuara në nyjen e katit të sipërm. Po ashtu, është e domosdoshme të caktohet madhësia e zhvendosjes që është objektivi për analizën.

Në këtë kuptim, është e rëndësishme të theksohet se madhësia e forcave anësore të aplikuara nuk ka rëndësi, por shpërndarja e tyre me lartësinë e strukturës është thelbësore.

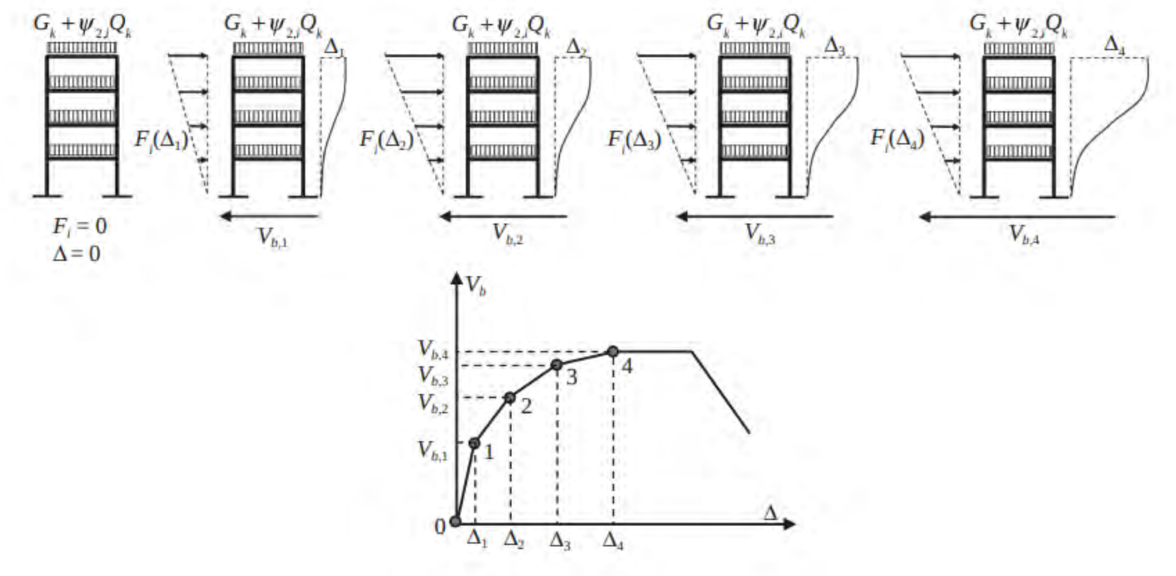


Fig.4.5.1 – Parimi i analizës statike jolineare.

Përfaqësimi grafik i marrëdhënies midis forcës prerëse në bazë “Vb” dhe zhvendosjes së kontrollit “Δ” (zhvendosja anësore në majë të strukturës) përfaqëson kurbën e kapacitetit të strukturës (Fig 4.5.1). Kur kryhet një analizë globale e rendit të parë, kjo kurbë rritet në mënyrë lineare deri sa të formohet nyja plastike e parë (pika 1), moment kur ngurtësia anësore e strukturës fillon të ulet. Me rritjen e forcave anësore, formohen gjithnjë e më shumë nyje plastike, duke arritur deri në krijimin e një mekanizmi plastik.

Është thelbësore të theksohet se ngurtësia strukturore ndryshon me formimin e nyjeve plastike. Si rezultat, mënyra kryesore e lëkundjes ndryshon dhe, për pasojë, shpërndarja e forcave anësore gjithashtu ndryshon. Figura 4.5.2. ilustron ndryshimin e shpërndarjes së forcave anësore, në përputhje me evoluimin e modelit të nyjeve plastike.

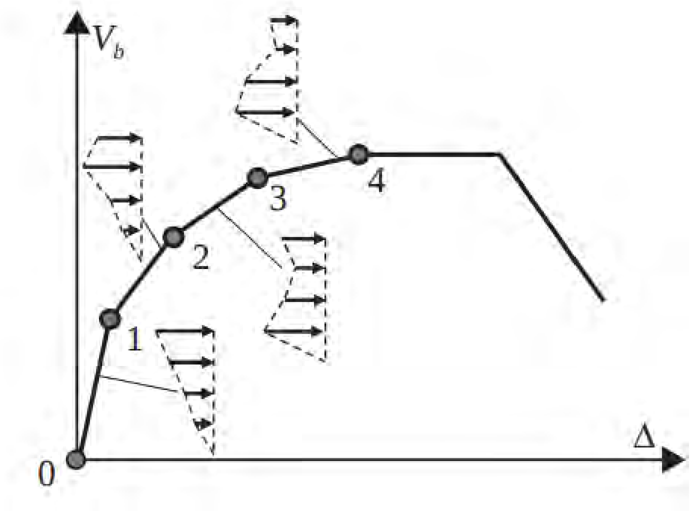


Fig.4.5.2– Funksioni i variacionit të shpërndarjes së forcave anësore të deformimeve plastike strukturore

Për të kompensuar kufizimet e analizës statike jolineare klasike në lidhje me këtë fenomen, sipas EC-8, pika 4.3.3.4.2.2(1) kërkon përdorimin e dy shpërndarjeve të forcave anësore:

- Shpërndarje "uniforme": E bazuar në forca anësore të përpjesëtuara me masën, pa marrë parasysh lartësinë (përshpejtim uniform i përgjigjes). (Fig. 4.5.3a).
- Shpërndarje "modale": Ku forcat anësore janë të përpjesëtuara me mënyrën kryesore të lëkundjes dhe të peshura me masat në secilin kat. Kjo shpërndarje përkon me forcat anësore të përcaktuara sipas metodës së forcës anësore, (Fig. 4.5.3b).

Kurbet e përgjigjes të marra duke përdorur këto dy shpërndarje forcash përfaqësojnë kufijtë e poshtëm dhe të sipërm të përgjigjes strukturore. Në përgjithësi, shpërndarja "uniforme" çon në vlerësime më të mëdha të kërkesës në katet më të ulëta, ndërsa shpërndarja "modale" e mbivlerëson kërkesën për nivelet e sipërme të strukturës.

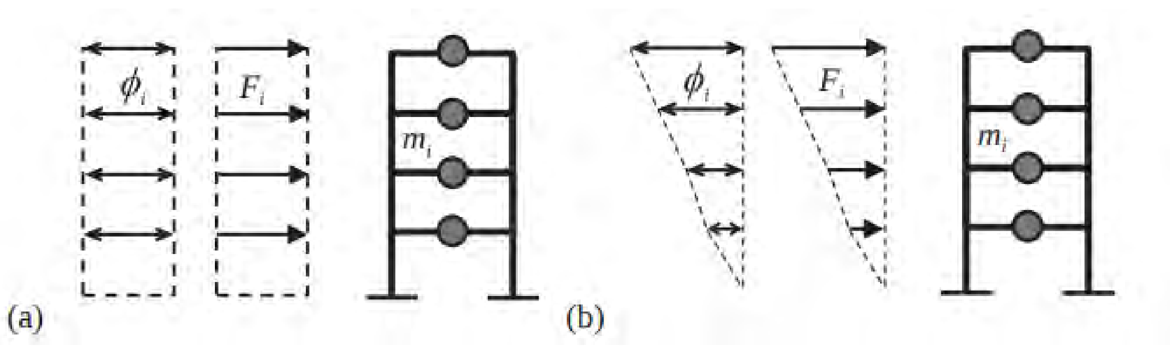


Fig.4.5.3 – Shpërndarja uniforme (a) dhe modale (b) e forcave anësore për analizën statike jolineare

Kontrollet strukturore duhet të bazohen në efektet më të disfavorshme që rezultojnë nga të dy shpërndarjet e forcave anësore. Për më tepër, nëse struktura nuk është simetrike, forcat anësore duhet të aplikohen në të dy drejtimet, ato pozitive dhe negative.

Sipas EC8-1 (seksioni 4.3.3.4.2.1), metoda e analizës statike jolineare mund të përdoret për të verifikuar performancën strukturore të ndërtesave të reja dhe të ekzistuara për qëllime të ndryshme, si:

- për të verifikuar ose rishikuar raportin e mbipërforcimit $\boldsymbol{\alpha_u/\alpha_1}$ (pra, redundanca (kapaciteti shtese) strukturore), që përdoret për të vlerësuar faktorët e sjelljes **q**, (Fig. 4.5.4a);
- për të vlerësuar mekanizmat plastike të pritur dhe shpërndarjen e dëmtimit, (Fig. 4.5.4b);
- për të vlerësuar performancën strukturore të ndërtesave ekzistuese ose të riparuar;
- për të projektuar struktura të reja, si një alternativë ndaj projektimit bazuar në analizën lineare elastike duke përdorur faktorët e sjelljes **q**.

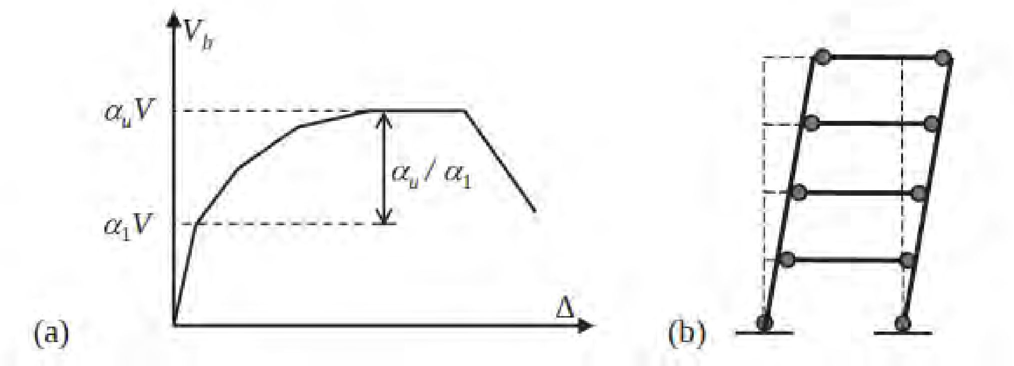


Fig.4.5.4 – faktori $\boldsymbol{\alpha_u/\alpha_1}$ *(a) dhe mekanizmi plastik (b) të fituara duke përdorur analizën statike jolineare*

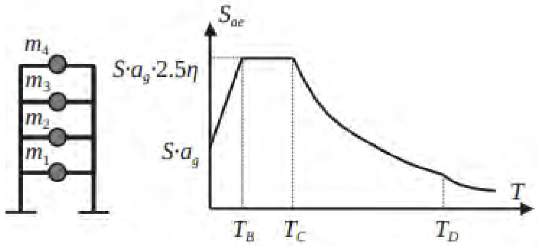
(R. Landolfo, F. Mazzolani, D. Dubina, L.S. da Silva, M. D'Aniello, 2017).

4.5. Metoda N2 sipas Fajfar-it

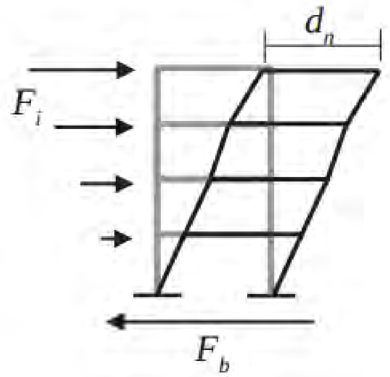
Aneksi B i EC8-1 përshkruan një metodë për të përcaktuar zhvendosjen e synuar nga spektri elastik i reagimit, e cila përdoret për të analizuar sjelljen strukturore ndaj tërmeteve. Pasi të caktohet kjo zhvendosje e synuar, struktura mund të analizohen me anë të një analize statike jolineare, duke vlerësuar performancën e saj përmes krahasimit midis kërkesës për zhvendosje dhe kapacitetit përkatës plastik të strukturës. Kjo metodë, e zhvilluar nga Fajfar (1999, 2000) dhe e njohur si metoda N2, e cila kombinon një analizë statike jolineare të një sistemi strukturor me shumë shkallë lirie (MDOF) me një analizë spektrale të një sistemi me një shkallë lirie (SDOF).

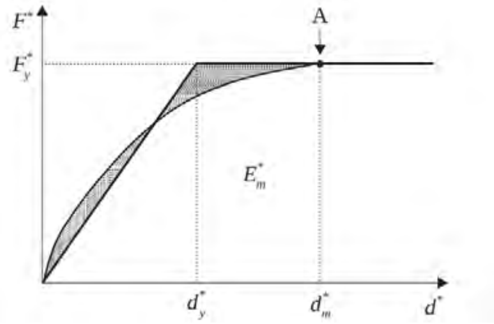
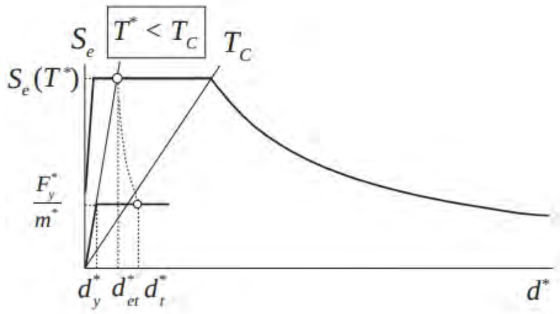
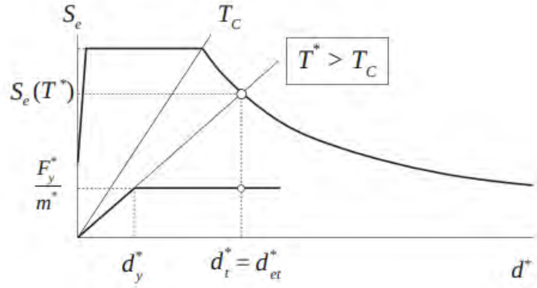
Për konsistencë, metoda N2 supozon se struktura vibron kryesisht në një mënyrë të vetme, duke e bërë të mundur përfaqësimin e përgjithshëm të përgjigjes strukturore përmes një sistemi ekuivalent SDOF, i cili ka të njëjtat karakteristika dinamike (periodë, masë dhe ngurtësi) si mënyra kryesore e vibrimit e sistemit MDOF. Me anë të spektrave të reagimit inelastike, përcaktohet kërkesa për zhvendosje e sistemit ekuivalent SDOF, e cila më pas mund të transformohet përsëri në sistemin origjinal MDOF për të llogaritur kërkesën për zhvendosje në të. *(R. Landolfo, F. Mazzolani, D. Dubina, L.S. da Silva, M. D'Aniello, 2017).*

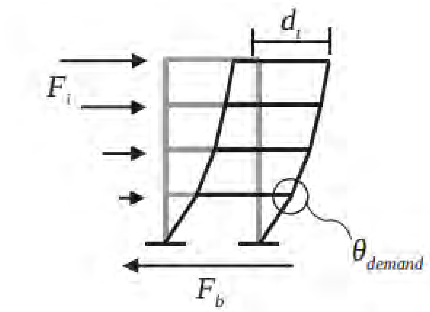
Hapat kryesorë të metodës N2, siç përshkruhen në Aneksin B të EC8-1, përfshijnë:

<table>
<tr><td>1. Përcaktohen të dhënat fillestare:
struktura;
spektri elastik i reagimit për nxitim</td><td></td></tr>
<tr><td>2a. Zgjidhet forma e deformuar (dmth. mënyra themelore e lëkundjes), $\{\phi\}$ e cila normalizohet ndaj zhvendosjes së çatisë d_n

2b. Përcaktohet shpërndarja e forcave anësore $\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i$

2c. Përcaktohet kurba e kapacitetit $F_b - d_n$ duke kryer një analizë statike jolineare mbi sistemin MDOF (me shumë shkallë lirie).</td><td></td></tr>
<tr><td>3a. Përcaktohet masa e sistemit ekuivalent SDOF si: $m^* = \sum m_i \cdot \phi_i$</td><td>$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \qquad d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$</td></tr>
</table>

3b. Sistemi MDOF shndërrohet në një sistem ekuivalent SDOF duke përdodur fakotrin $\Gamma = m^*/\sum m_i \cdot {\phi_i}^2$	
4.Përcaktohet marrëdhënia ekuivalente bilineare forcë - zhvendosje, me forcë kritike F_y^* dhe zhvendosja kritike d_y^*	
5a. Llogaritet perioda e lëkundjeve të sistemit ekuivalent SDOF T*; 5b. Llogaritet zhvendosja elastike e sistemit ekuivalent me një shkallë lirie dinaike d_{et}^*.	$T *= 2\pi \sqrt{\frac{m *\cdot d_y *}{F_y^*}}$ $d_{et} *= S_e(T *)\left[\frac{T*}{2\pi}\right]^2$
6.Kërkesa për zhvendosje e sistemit ekuivalent me një shkallë lirie dinamike (d_t^*) llogaritet. Për $T *< T_C$: - nëse $F_y^*/\mathrm{m}^* \geq S_e(T^*)$ përgjigja është elastike dhe $d_t^* = d_{et}^*$ - nëse $F_y^*/\mathrm{m}^* < S_e(T^*)$ përgjigja është jolineare dhe $d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u}\left(1 + (q_u - 1)\frac{T_C}{T^*}\right) \geq d_{et}^*$. $ku\ q_u \frac{S_e(T^*)\cdot \mathrm{m}^*}{F_y^*}$ Për $T *\geq T_C$ - $d_t^* = d_{et}^*$	 
7. Zhvendosja target e sistemit me shumë shkallë lirie dinamike llogaritet.	$d_t = \Gamma\, d_{et}^*$

8. Analiza statike jolineare bëhet duke imponuar zhvendosjen e kontrollit d_t dhe kërkesat për deformimet plastike lokale θ në elemente dhe lidhje, dhe përcaktohen karakteristikat e tjera të kërkuara.	
9. Performanca sizmike e strukturës vlerësohet duke krahasuar kërkesat për deformimet plastike me kapacitetin e strukturës.	$\theta_{kerkuar} \leq \theta_{kapacitetit}$

Është e rëndësishme të theksohet se metoda N2 ka kufizime të rëndësishme. Ajo është e aplikueshme vetëm për struktura të rregullta, të cilat përgjigjen dinamikisht kryesisht nga mënyra themelore e vibrimit. Supozimi që shpërndarja e forcave anësore mbetet konstante me rritjen e deformacioneve plastike në strukturë është një aproksimim i rëndësishëm.

(R. Landolfo, F. Mazzolani, D. Dubina, L.S. da Silva, M. D'Aniello, 2017).

4.6. Jolineariteti Gjeometrik: Teoria E Rendit Të Dytë - Efekti P-Δ (Delta)

Jolineariteti gjeometrik është një fenomen që ndodh kur deformimet plastike ose të mëdha të strukturës ndikojnë në marrëdhënien mes forcave dhe zhvendosjeve. Jolineariteti gjeometrik është shumë i rëndësishëm në analizën sizmike sepse zhvendosjet e kërkuara nga tërmeti për çdo kat shpesh tejkalojnë kufijtë e zhvendosjeve dhe deformimeve të pranueshme për teorinë e rendit të parë, që merr parasysh zhvendosjet dhe deformimet e vogla. Kjo ndodhë kur gjatë veprimit të njëkoshëm të ngarkesave horizontale H dhe vertikale P, struktura pëson zhvendosje anësore Δ nga veprimi i forcave horizontale H, ku si pasojë e kësaj zhvenodsje pozicioni i ngarkesës vertikale P zhvendoset horizontalisht në distancë Δ. Me këtë rast forca vertikale shkakton një moment shtesë në bazën e konzollës që është P*Δ. Kjo rritje e ndikimeve të brendshme në strukturë njihet si *teoria e e rendit të dytë* ose *efekti P-delta*.

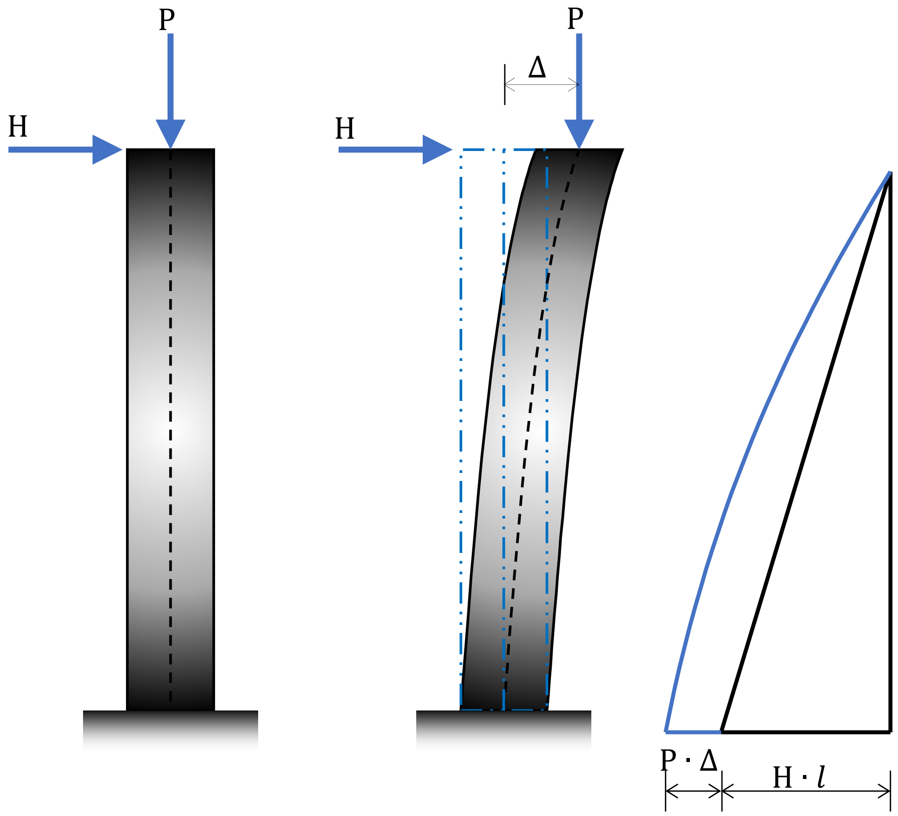


Fig.4.7.1 – Efekti P-Δ

Dallojmë dy lloje të efekteve P-delta: efekti lokal P-δ (i njohur ndonjëherë si "P-delta i vogël") dhe efekti global P-Δ (i njohur si "P-delta i madh"). Efekti lokal P-δ ka ndikim më të madh aty ku zhvendosjet lokale δ janë më të mëdha dhe nuk ka ndikim fare aty ku zhvendosjet lokale janë zero (në skajet e elementit), ndërsa efekti global ka ndikim ne sakejt e elementeve.

Sipas EC-8 efektet e rendit të dytë duhet të trajtohen në këtë mënyrë, ku ato nuk duhet të merren parasysh nëse kushti i mëposhtëm plotësohet në të gjitha katet e strukturës:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \qquad (4.19)$$

ku,

θ – është koeficienti i ndjeshmërisë së zhvendosjeve të meskateve;

P_{tot} – është ngarkesa totale e gravitetit në dhe mbi katin e konsideruar në analizë;

d_r – është zhvendosja elastike relative e meskatit, e vlerësuar si diferenca e zhvendosjes se pjesës së sipërme dhe të poshtme të katit në shqyrtim;

V_{tot} – forca prerëse (horizontale) e meskatit në shqyrtim;

h – lartësia e meskatit në shqyrtim;

- Nëse $\theta \leq 0.1$ efektet e P-Δ mund të neglizhohen,
- Nëse $0.1 \leq \theta \leq 0.2$, efektin P-Δ duhet marrë parasysh si dhe duhet bërë shumëzimin e efekteve përkatëse të veprimit sizmik me një faktor të barabart me $1/(1-\theta)$,
- Vlera e koeficientit θ nuk duhet të kaloj vlerën 0,3 (në këtë rast duhet ndryshuar shtangësia e strukturës).

4.7. Komponentë Strukturorë Joelastik

Modelet e komponentëve strukturorë joelastikë mund të diferencohen në bazë të mënyrës se si plasticiteti shpërndahet nëpër prerjet tërthore të elementeve dhe përgjatë gjatësisë së tyre, duke i ndarë në dy grupe kryesore: modelet me plasticitet të përqendruar (lumped) dhe modelet me plasticitet të shpërndarë. Për shembull, në Figurën 4.8.1 paraqitet një krahasim i pesë llojeve të modeleve të idealizuara për të simuluar reagimin joelastik të trarëve-shtyllave. Konceptet e ilustruara në këtë figurë mund të përdoren për të modeluar disa lloje elementesh strukturore, si trarë, shtylla, shufra të përforcuara dhe disa mure përkulëse.

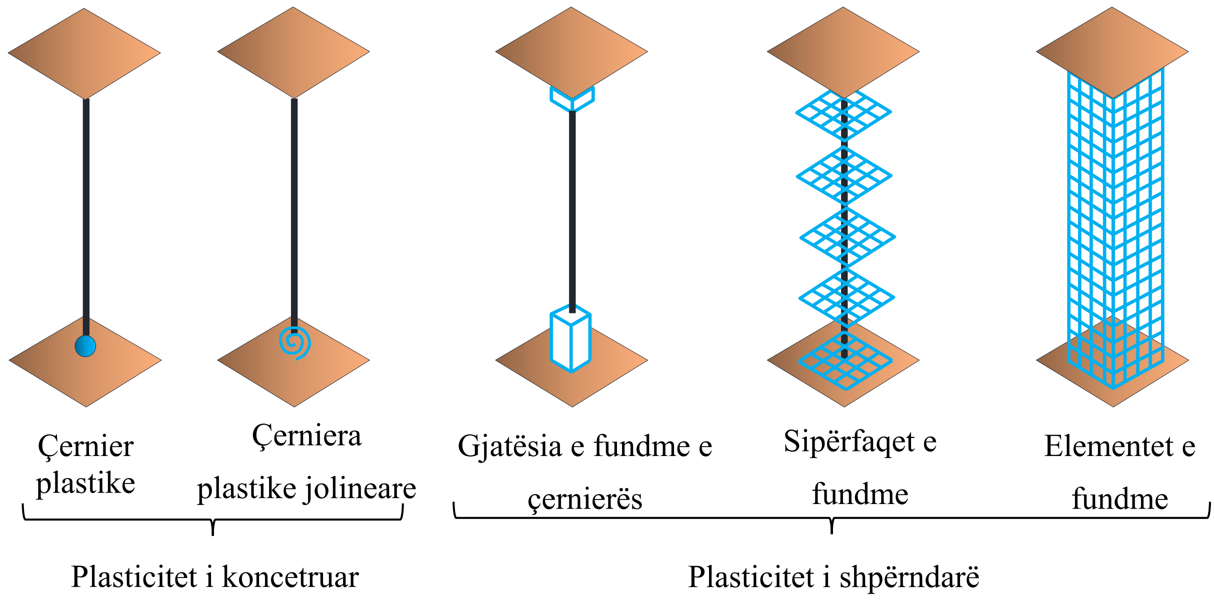


Fig.4.8.1 – Modele të idealizuara të elementeve tra-shtyllë

Modelet më të thjeshta janë ato që përqendrojnë deformimet plastike në skajet e elementeve, si një çernierë rigide-plastike (Fig. 4.8.1a) ose një sustë joelastike me karakteristika histereze (Fig. 4.8.1b). Këto elemente përqendrojnë plasticitetin në çerniera plastike me gjatësi zero, duke përdorur parametra të një modeli moment-rrotullim, që i bën ato numerikisht efikase dhe të thjeshta.

Modeli i çernierës plastike me gjatësi të fundme (Fig. 4.8.1c) paraqet një formulim të efektshëm për shpërndarjen e plasticitetit në një zonë të caktuar në skajet e elementit. Prerjet tërthore në zonën joelastike karakterizohen nga një marrëdhënie jolineare, ose ndahen në seksione të individuar në fibra që ruajnë hipotezën se prerja tërthore mbetet e pandryshuar pas deformimit të elementit. Gjatësia e çernieres plastike mund të jetë fikse ose e ndryshueshme, në varësi të marrëdhënies moment-kurbaturë, së bashku me momentin dhe forcën aksiale të përqendruar. Integrimi i deformimeve përgjatë çernieres plastike përfaqëson më mirë fenomenin e rrjedhjes krahasuar me çernierat plastike me gjatësi zero, ndërsa gjatësia e çernieres plastike ndihmon në lehtësimin e llogaritjes së rrotullimit plastik.

Në modelin e çernierave plastike me prerje tërthore të diskretizuar (me fibra) (Fig. 4.8.1d), ku plasticiteti shpërndahet si përgjatë prerjes tërthore të elementit ashtu edhe përgjatë gjatësisë së tij, për të përcaktuar varësitë jolineare përdoret integrimi numerik i prerjes tërthore. Për të përfaqësuar karakteristikat jolineare të materialit, përdoren modele njëaksiale për materialin. Zbatohet hipoteza që prerjet mbesin plane pas deformimit, dhe integrimi numerik i prerjes së diskretizuar në fibra mundëson përllogaritjen e marrëdhënieve moment-rrotullim dhe forcë-zhvendosje. Parametrat e prerjes tërthore integrohen numerikisht nga sipërfaqet diskrete duke aplikuar funksione interpoluese. Çernierat e diskretizuara në fibra nuk japin një përfaqësim rigorozë të rrotullimit plastik, por ato mundësojnë llogaritjen e deformimeve brenda fibrave të betonit dhe çelikut, të shpërndara përgjatë prerjes tërthore të elementit.

Në Fig. 4.8.1e, paraqitet modeli më kompleks i cili ndan elementin në pjesë të vogla, duke e diskretizuar në drejtim gjatësor dhe tërthor, dhe përfshin përdorimin e mikro-elementeve fundore jolineare me karakteristika histereze dhe shumë parametra numerikë. Kjo metodë bazë në modelim është shumë më afër realitetit, dhe ofron shumë fleksibilitet, por për shkak të kompleksitetit të saj, përdoret kryesisht për analiza shumë të detajuara të elementeve të veçanta.

Ashtu si në modelin e çernierave plastike me fibra, deformimet e llogaritura nga elementet fundore mund të jenë të vështira për t'u shprehur në terma të rrotullimeve dhe deformimeve plastike.

Modelet me çernierat e përqendruara dhe modelet me çerniera me gjatësi të fundme (Fig.4.8.1a deri Fig 4.8.1c) duhet të marrin në konsiderim sipërfaqen e interaksionit forcë aksiale-moment (P-M) (Fig 4.8.2). Në anën tjetër, modelet me çerniera pasltike me fibra (Fig 4.8.1d) dhe me elemente të fundme (Fig 4.8.1-e) përfillin efektin e forcave aksiale dhe të momenteve në mënyrë të drejtpërdrejtë. Është e rëndësishme të theksohet se, ndonëse modelet e detajuara me fibra dhe elemente fundore mund të simulojnë disa sjellje në mënyrë më të thellë, ato nuk janë domosdoshmërisht të afta të modelojnë efekte të tjera, siç janë degradimi për shkak të përkuljes dhe thyerjes së shufrave të armaturës, që mund të përfshihen nga modelet më të thjeshta fenomenologjike.

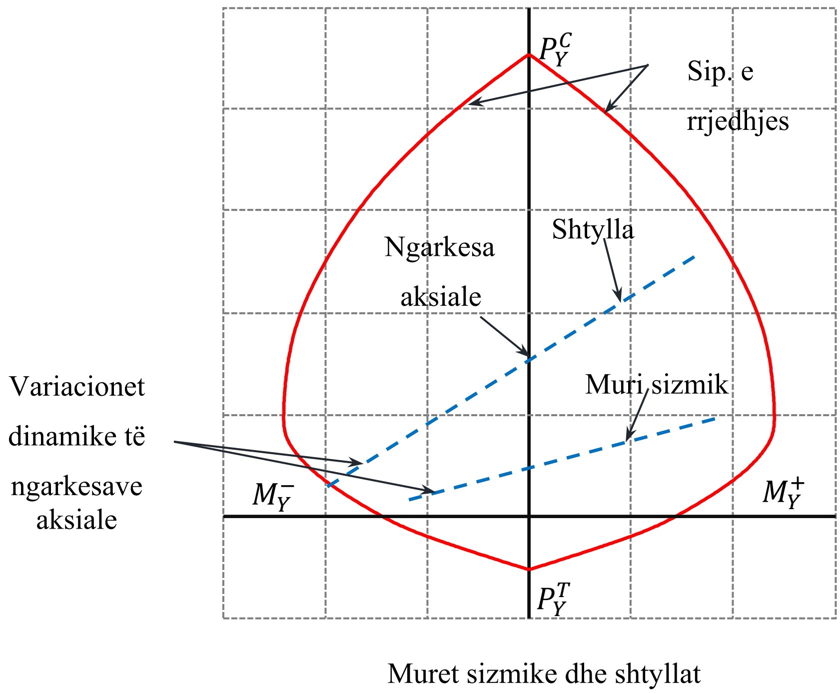


Fig.4.8.2 – Sipërfaqet e idealizuara të interaksionit për forcë aksiale-moment.

Disa lloje të modeleve të çernierave plastike të përqendruara përdorin sipërfaqe të interaksionit forcë aksiale-moment (P-M). Ndërsa këto modele zakonisht bëjnë një punë të mirë në ndjekjen e iniciativës së kalimit në gjendjen plastike nën ngarkesë aksiale dhe përkulje, ato mund të mos kapin saktësisht përgjigjen pas kalimit në gjendjen plastike dhe degradimin që pason. Nga ana tjetër, disa elemente me modele të çernierave të detajuara histereze moment-rrotullim (Figura 4.8.3) mund të mos kapin ndërveprimin P-M, përveçse në masën që përgjigjja moment-rrotullim është e përcaktuar në bazë të vlerave mesatare të ngarkesës aksiale dhe prerëse që supozohet se janë të pranishme në çernierë.

Një kontroll i thjeshtë i mundësive të modelit është të analizohet një shtyllë betoni nën një vlerë të ulët dhe të lartë të ngarkesës aksiale (mbi dhe nën pikën e dështimit të ngarkesës kompresive) për të shqyrtuar nëse modeli ndjek se si ngarkesa aksiale ndikon në ndryshimet në kapacitetin rrotullues dhe degradimin kulmor. Një kontroll tjetër do të ishte varimi i ngarkesës aksiale gjatë analizës për të parë se sa mirë kapet efekti i ndryshimit të ngarkesës aksiale.

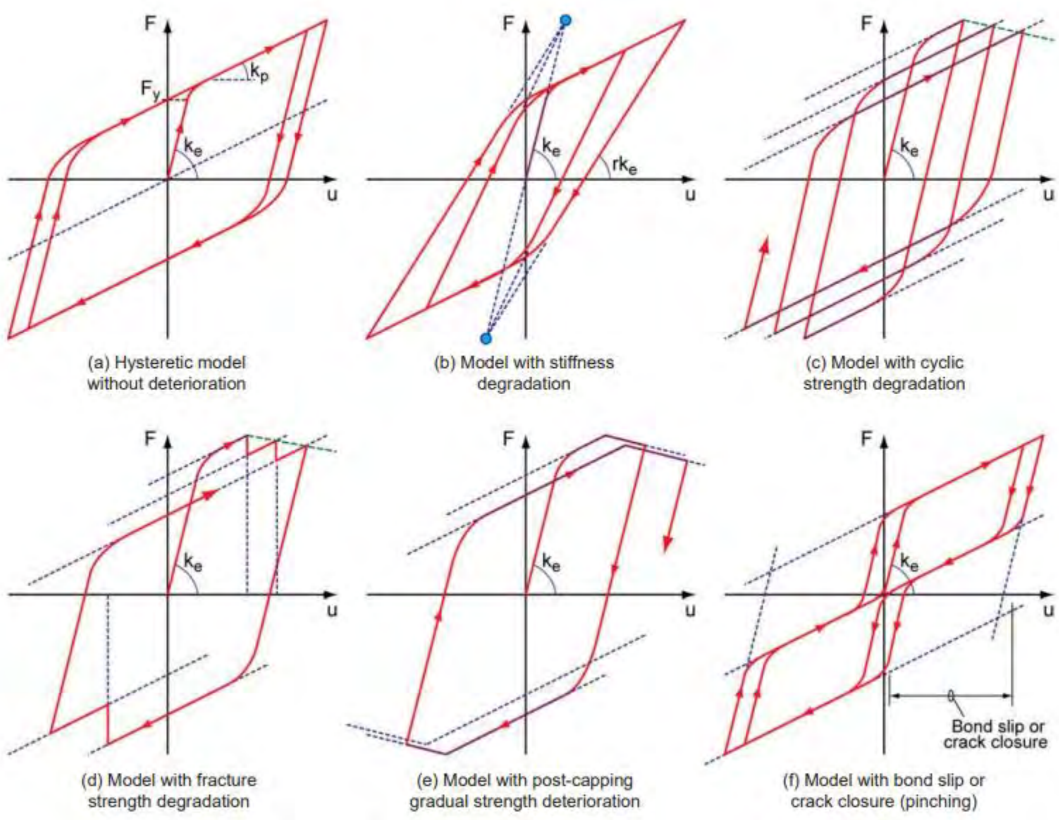


Fig.4.8.3 – Llojet e modeleve histerike

Në modelimin e vetive histeretike të elementeve reale për analiza, ngurtësia fillestare, forca dhe përgjigjja forcë-deformim pas kalimit në gjendje plastike e seksioneve të kryqëzuara duhet të përcaktohen bazuar në parimet e mekanikës dhe/ose të dhënat eksperimentale, duke marrë parasysh ndikimet e ngarkimit ciklik dhe ndërveprimin midis efekteve aksiale, prerëse dhe përkulëse.

Nën deformime ciklike të mëdha dhe joplastike, forcat e komponentëve shpesh degradohen (Figura 4.8.3) për shkak të fenomeneve si thyerje, grimcim, përkulje lokale, rrëshqitje të lidhjeve ose fenomene të tjera. Nëse këto degradime përfshihen përmes modifikuesve të përshtatshëm në ngurtësinë dhe forcat e brendshme, modeli mund të simulojë shumicën e materialeve dhe pajisjeve të zakonshme që përjetojnë sjellje histeretike (Ibarra et al., 2005; FEMA, 2009a).

Nivelet e performancës së strukturës:

- Operation Level (OL) [Niveli i shfrytëzueshmërisë], në nivelin e kësaj performance struktura pritet që mos të ketë deformime të përhershme. Strukura edhe pas veprimit të tërmetit vazhdon të ketë qëndrueshmërinë edhe shtangësinë fillestare të saj. Ku plasarijet më të mëdha shihen në disa pjesë të mureve dhë në tavan.
- Immediate occupancy level (IO), në këtë nivel pritet që struktura të mos ketë zhvendosje relative të kateve dhë qëndrueshmëra dhe shtangësia e strukturës të jetë e pandryshueshme. Disa plasaritje të vogla në mure sizmike dhe elemente tjera të strukturës.
- Life Safety Level (LS) [Siguria e jetëve të njerzëve], në këtë nivel pritet që pas veprimit të tërmetit të jetë ende në dispozicion qëndrueshmëria dhe shtangësia e strukturës, por dukshëm më e vogël se më parë. Gjatë këtij niveli shihet që elementet e strukuturës munden ende të mbajnë ngarkesat gravitacionale, gjithashtu shihet që asnjë murë sizmik nuk është totalisht jashtëfunksioni. Mund të ketë zhvendosje relative të mëdha të kateve dhe riparimi i strukturës është përtej levërdisë ekonomike.
- Collapse Prevention Level (CP) [Pak para kollapsit], strukturat në këtë nivel performance priten të kenë ende një qëndrueshmëri dhe një shtangësi të vogël, dhe shtyllat dhe muret ende janë në funksion sa i përketë ngarkesës gravitacionale. Struktura do të ketë zhvendsosje relative shumë të mëdha të kateve dhe shihen dëmtime të mëdha të elementeve strukturorë si dhe ato jostrukturorë.

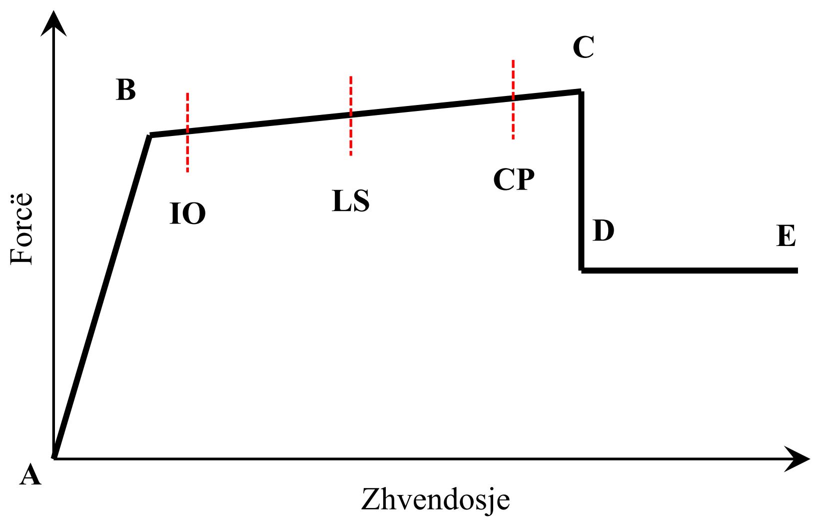


Fig.4.8.4 – Pikat e niveleve të përformancës së strukturës

- Pika A është gjendja origjinale e strukturës (OS),
- Pika B prezenton rrjedhjen, çernierat plastike fillojn të formohen,
- Pika C prezenton kapacitetin maksimal mbajtës,
- Pika D prezenton një shtangësi të limituar të mbetur në strukturë. Pas këtij limit fillon kollapsi,
- Pika E prezenton kollapsin total të strukturës.

V. RASTI STUDIMOR – PJESA NUMERIKE

5.1. Përshkrimi i Strukturës dhe të Dhënat Hyrëse

Për rastin tonë studimor janë aplikuar normat dhe rregulloret evropiane për projektimin e strukturave, sic janë *Eurocode - 0*, *Eurocode - 1*, *Eurocode - 2, Eurocode – 8.*

Për objektin e shqyrëtuar në rastin tonë studimor kemi një objekt nga betoni i armuar me sistem strukturorë me rame me etazhitet P+5, ku dimensionet e hapësirave ne drejtimin X janë 2x7m' dhe në drejtimin Y janë 3x7m'. Dimensionet e planimetris së bazës janë 14x21m'. Lartësia totale e objektit është H = 18m', ku lartësia e katit përdhesë dhe kateve karakteristike është nga 3.0m'.

Dimensionet perliminare të përvetesuar të elementeve strukturore të strukturës janë treguar në tabelën e meposhtme:

Tab. 5.1.1. Dimesnionet e elementeve strukturore të rastit të parë	
Pllaka e themeleve	h_{th} = 70 cm
Pllaka e meskateve	h_p = 20 cm
Elementet vertikale – Shtyllat	b/h = 40/80 cm
Elementet horizontale – Trajet	b/h= 40/50 cm

Tab. 5.1.2. Materialet e përdorura					
Elementet	**Klasa e betonit**	**F_{ck} (MPa)**	**E_{cm} (MPa)**	**ν**	**Armatura**
Pllaka e themeleve	C 30/37	30	33	0.2	B500C
Pllaka e meskateve	C 30/37	30	33	0.2	
Elementet vertikale – Shtyllat	C 30/37	30	33	0.2	
Elementet horizontale – Trajet	C 30/37	30	33	0.2	

Tab. 5.1.3. Të dhënat hyrëse për strukturën	
Destinimi i objektit	Kategoria B
Kategoria e truallit	C
Nxitimi i truallit	$a_{gr} = 0.25g$

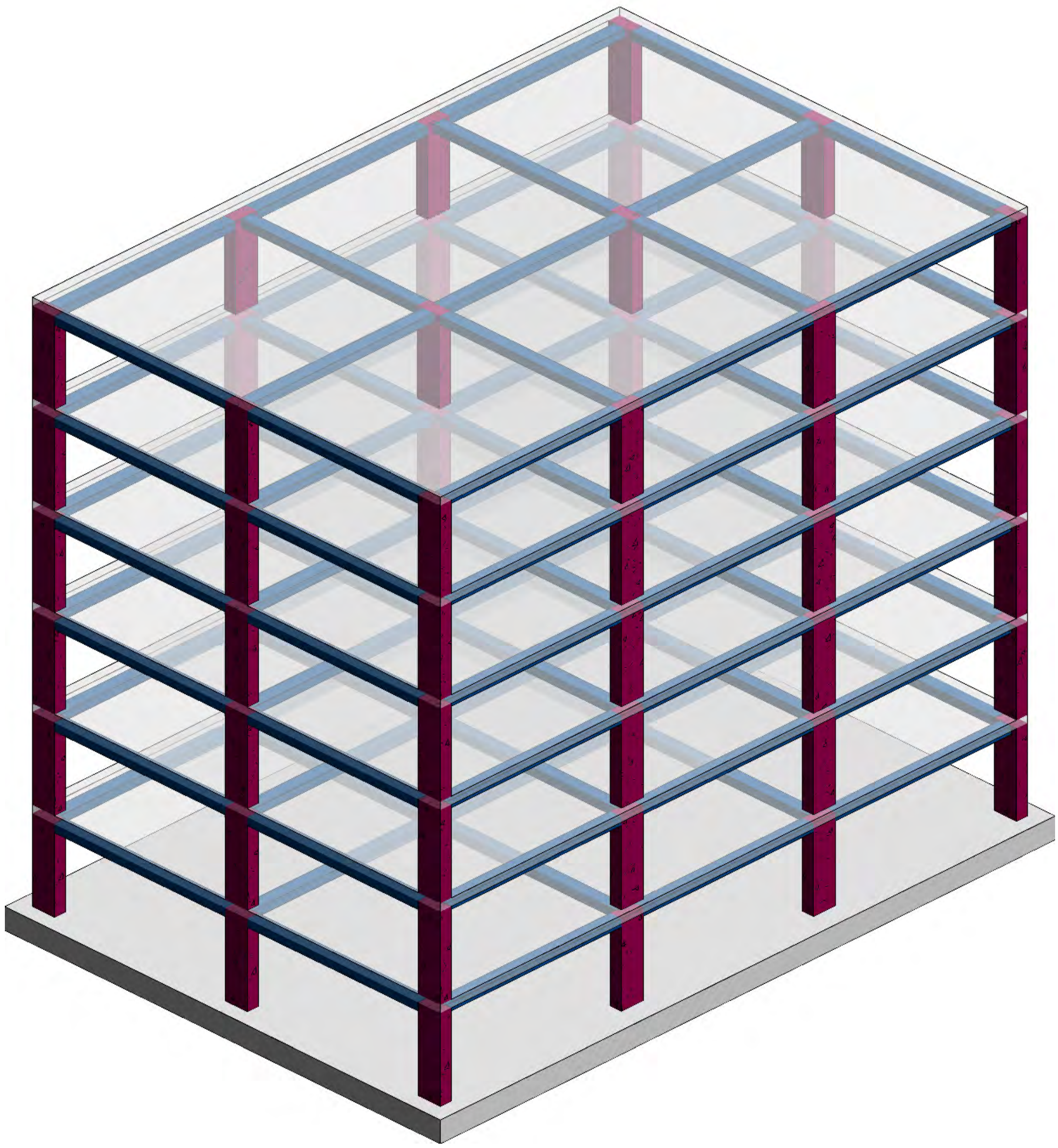


Fig.5.1.1 – Modeli 3D i strukturës

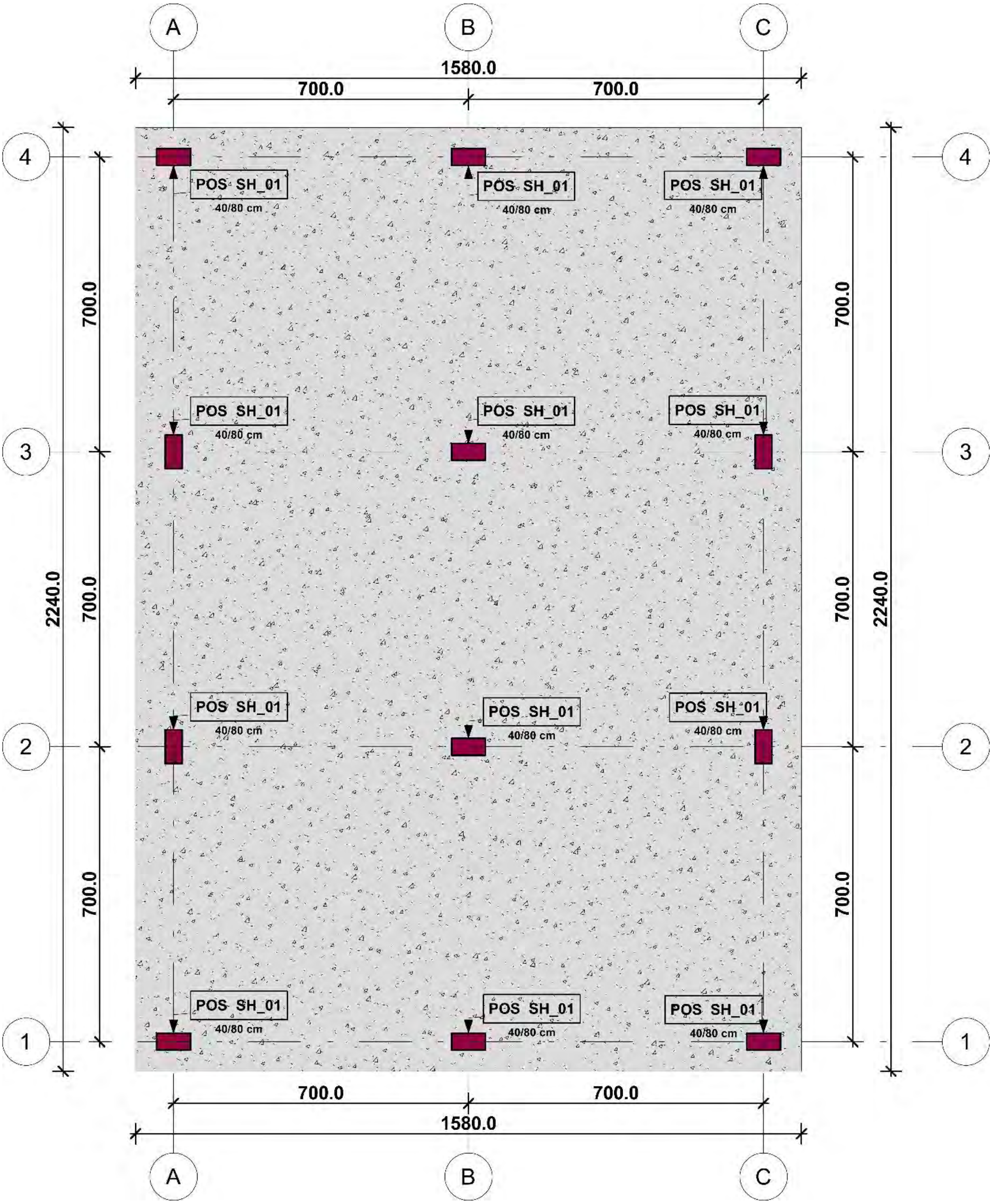


Fig.5.1.2 – Baza e themelit

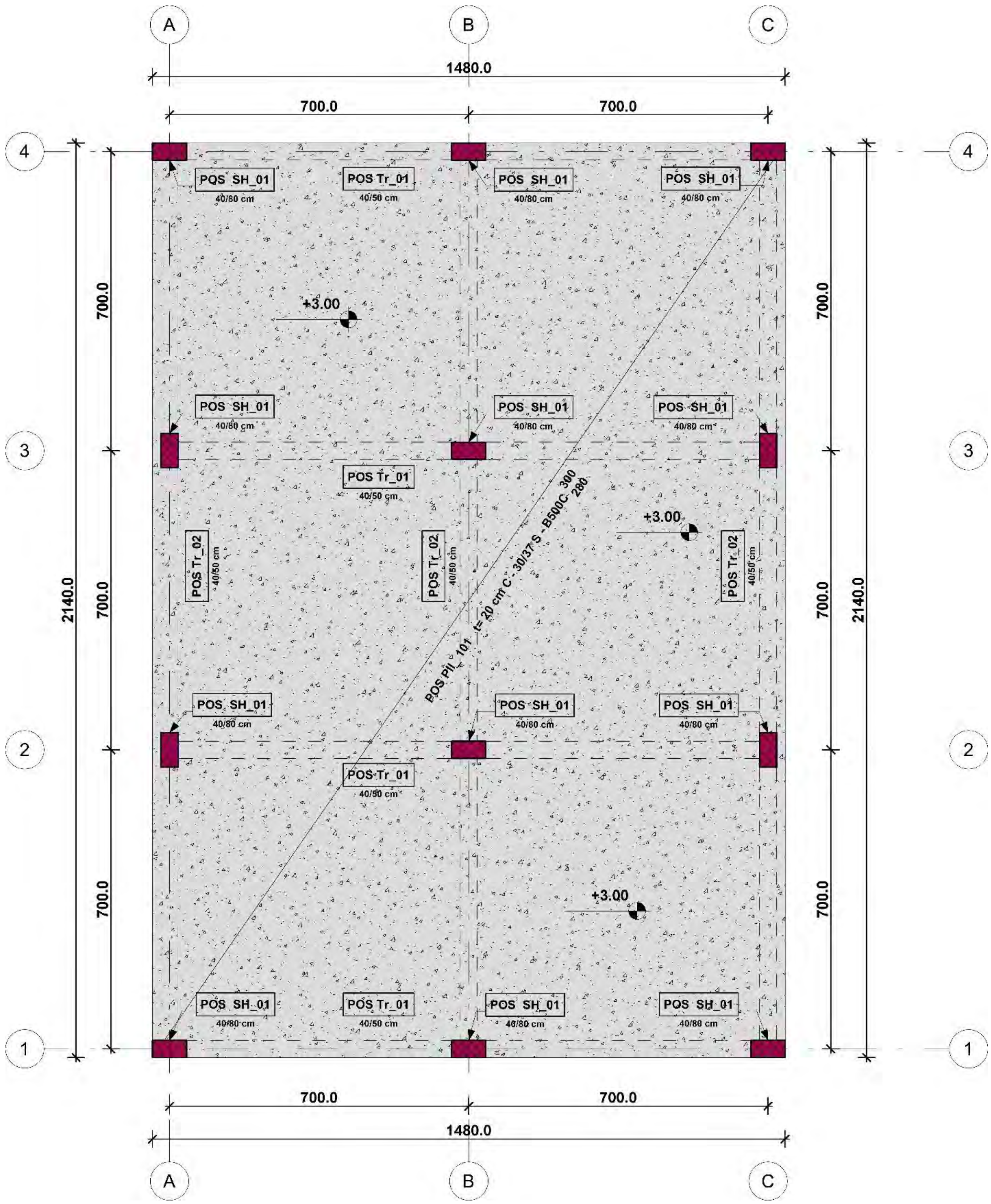


Fig.5.1.3 – Baza e katit karakteristik

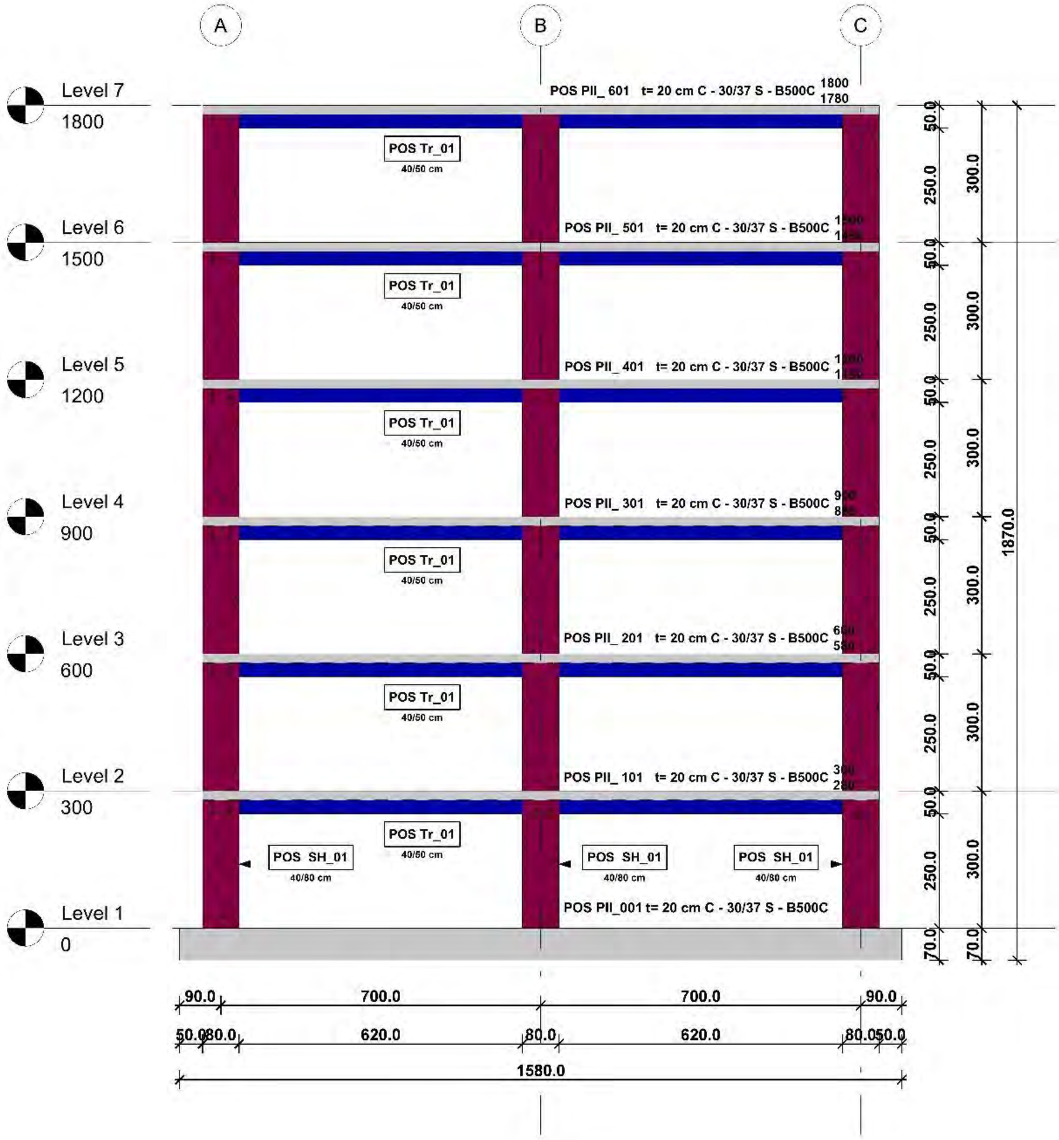


Fig.5.1.4 – Prerja e strukturës në aksin 1-1

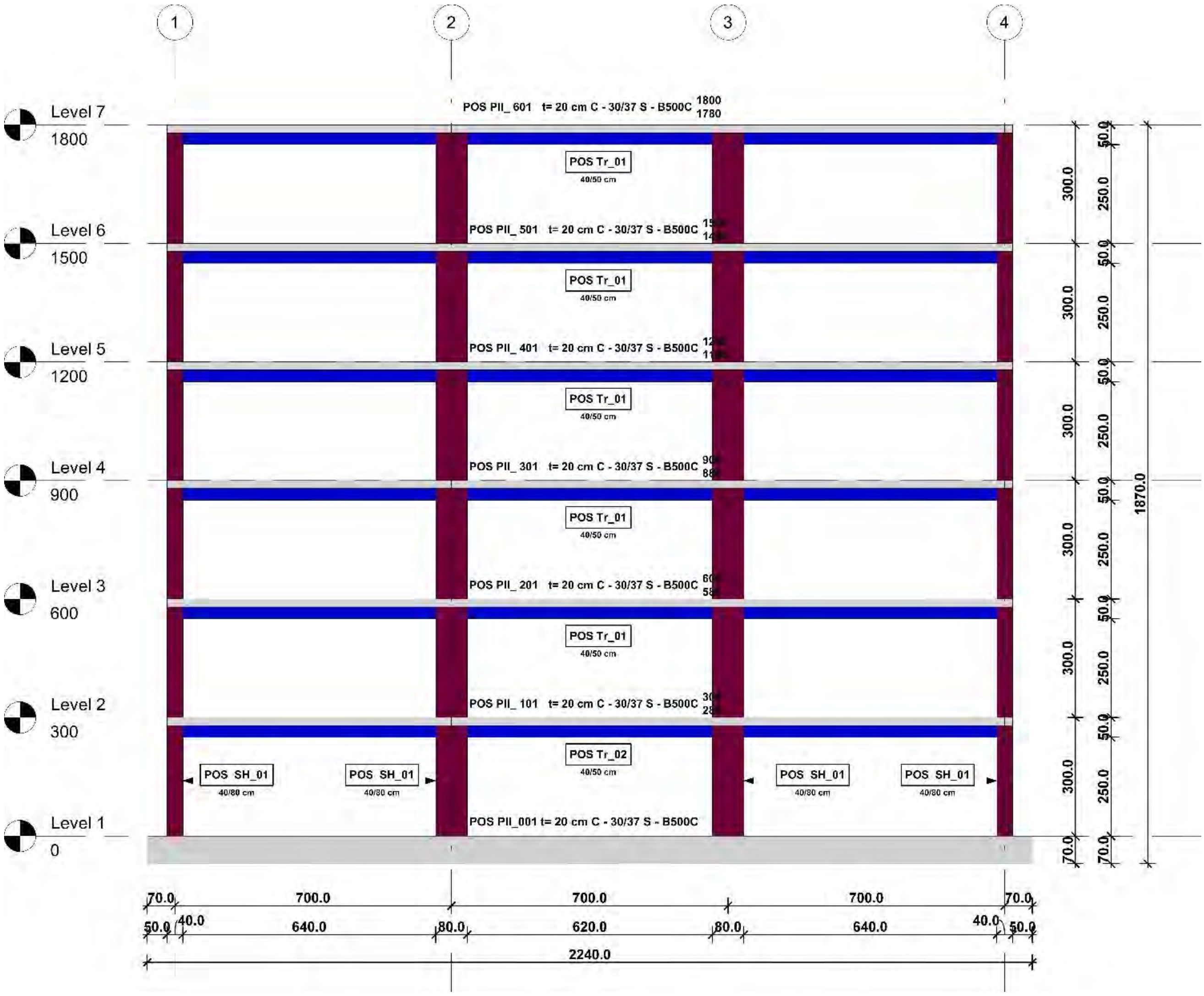


Fig.5.1.5 – Prerja e strukturës në aksin A-A

5.2. Analiza E Ngarkesave

Në formë tabelare janë paraqitur ngarkesat të cilat do të aplikohen në konstruksionin përkatës, ku ngarkesat e përherhsme janë llogaritur në varësi të shtresave që do të perdoren në konstruksion, ndërsa ngarkesat shfrytësuese janë të bazuara në EN 1991-1-1. Ngarkesat nga sizmika janë bazuar në Eurocode 8.

Tab. 5.2.1. Ngarkesat vepruese në strukturë	
Tipi i ngarkesës	**Vlera vepruese**
Pesha vetjake	Nga Software-i
Ngarkesa e përhershme nga shtresat e konstruksionit meskatorë në katet karakteristike.	2.50 kN/m^2
Ngarkesa e përhershme nga shtresat e konstruksionit meskatorë në katin e fundit.	3.50 kN/m^2
Ngarkesa nga muret ndarëse	1.20 kN/m^2
Ngarkesa shfrytëzuese - kategoria A	2.00 kN/m^2
Ngarkesa shfrytëzuese - kategoria H	0.40 kN/m^2
Ngarkesat nga Dëbora	1.00 kN/m^2
Ngarkesa Sizmike (E_{x+}, E_{x-}, E_{y+}, E_{y-})	Sipas Eurocode 8

5.3. Faktori i Sjelljes

Bazuar në SK EN1998-1 nga 5.2.2.2 shprehja e përgjithshme për caktimin e faktorit të sjelljes është:

$q = q_0 \times k_w \geq 1.5$

Në rastin tonë kemi strukturë të rregullt si në bazë ashtu edhe në lartësi dhe për sisteme me rame dhe per klasën e mesme të duktilitetit DCM faktori i sjejlles do të jetë:

$q_0 = 3.0\ \alpha_u / \alpha_1$,

ku: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$ dhe,

$k_w = 1.0$, atëtere fitojme:

$q = 3.0 \times 1.3 \times 1.0 = 3.90$

5.4. Modeli Analitik

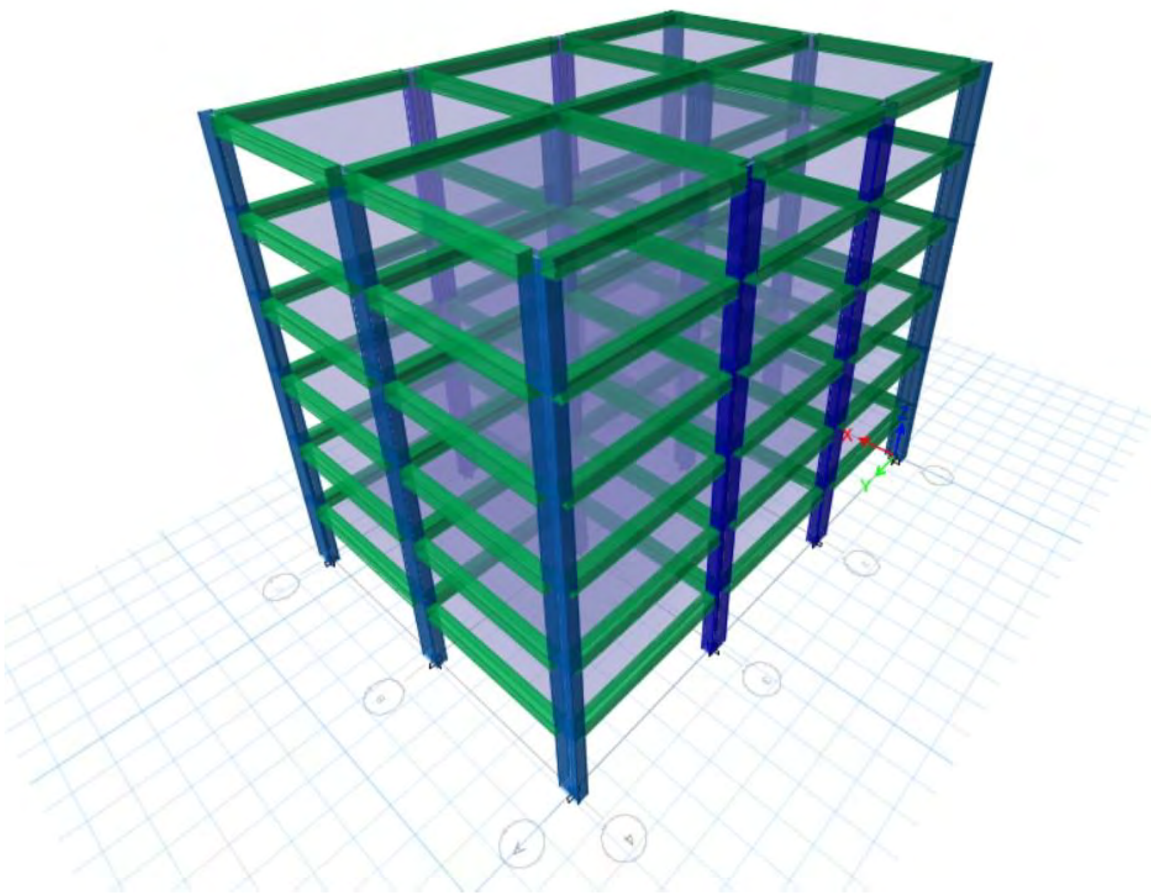


Fig.5.4.1 – Modeli analitik në programin Etabs

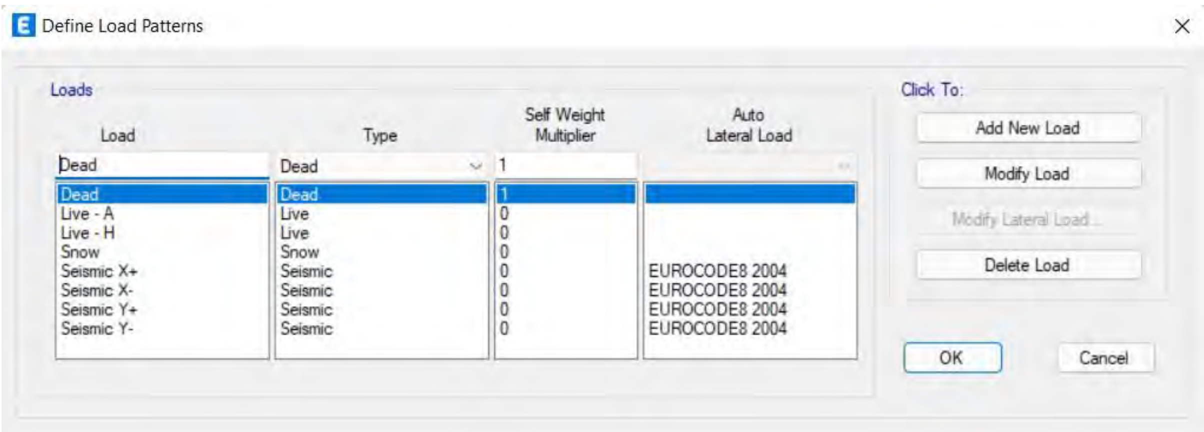


Fig.5.4.2 – Përcaktimi i modeleve të ngarkesave

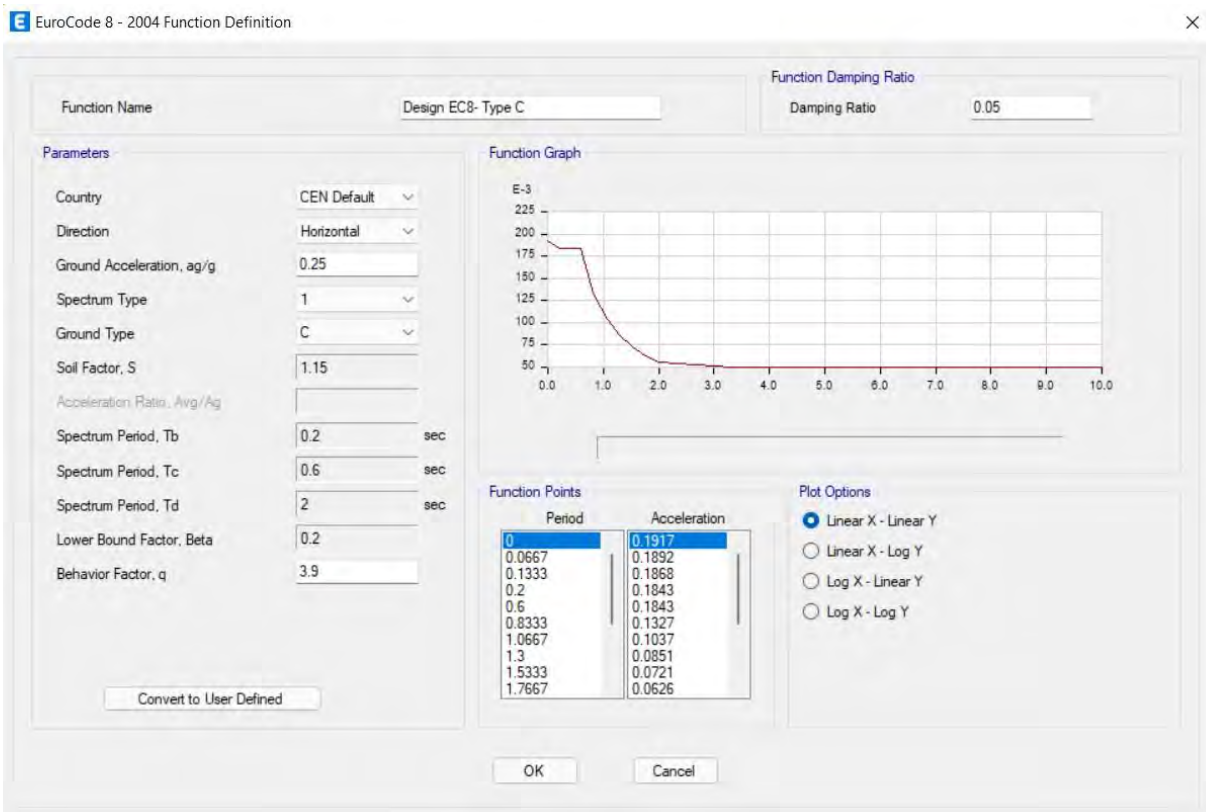


Fig.5.4.3 – Përcaktimi i spektrit reagues të projektimit

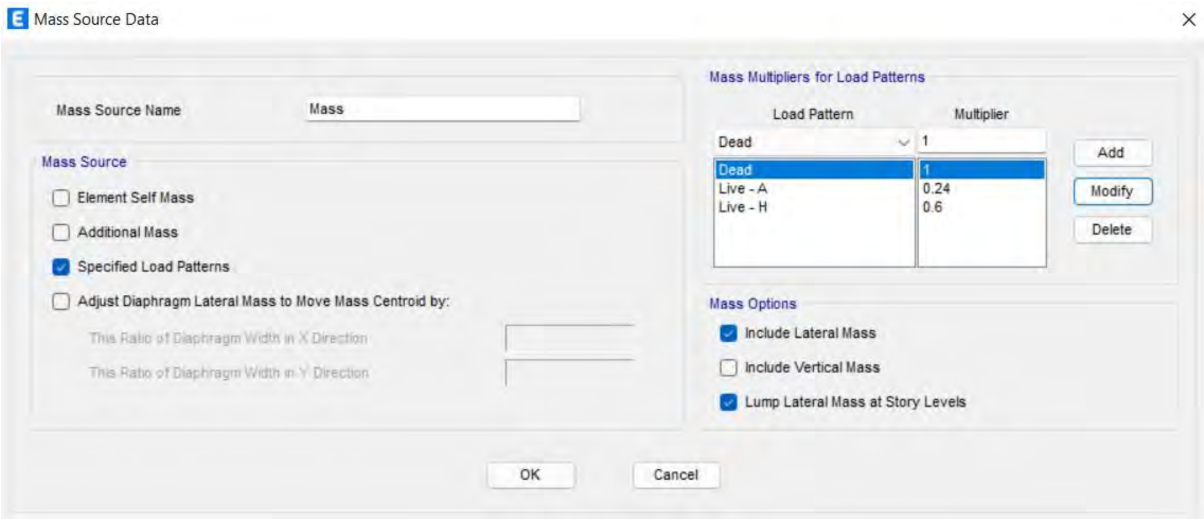


Fig.5.4.4. – Participimi i ngarkesave për definimin e masës

Tab. 5.4.1. Load Combination Definitions	
Name	**Type**
1*Dead	Linear Add
1*Dead-1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead-1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead-1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead-1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead-1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead-1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead-1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead-1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live-1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+0.3*Live+1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+1*Seismic X-	Linear Add
1*Dead+1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+1*Seismic X+	Linear Add
1*Dead+1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+1*Seismic Y-	Linear Add
1*Dead+1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+1*Seismic Y+	Linear Add
1*Dead+1.5*Live	Linear Add
1*Dead+1.5*Live	Linear Add

1*Dead+1.5*Live+0.75*Snoë	Linear Add
1*Dead+1.5*Live+0.75*Snoë	Linear Add
1*Dead+1.5*Live+0.75*Snoë	Linear Add
1*Dead+1.5*Snoë	Linear Add
1*Dead+1.5*Snoë	Linear Add
1*Dead+1.05*Live+1.5*Snoë	Linear Add
1*Dead+1.05*Live+1.5*Snoë	Linear Add
1*Dead+1.05*Live+1.5*Snoë	Linear Add
1.35*Dead	Linear Add
1.35*Dead+1.5*Live	Linear Add
1.35*Dead+1.5*Live	Linear Add
1.35*Dead+1.5*Live+0.75*Snoë	Linear Add
1.35*Dead+1.5*Live+0.75*Snoë	Linear Add
1.35*Dead+1.5*Live+0.75*Snoë	Linear Add
1.35*Dead+1.5*Snoë	Linear Add
1.35*Dead+1.5*Snoë	Linear Add
1.35*Dead+1.05*Live+1.5*Snoë	Linear Add
1.35*Dead+1.05*Live+1.5*Snoë	Linear Add
1.35*Dead+1.05*Live+1.5*Snoë	Linear Add

5.5. Rezultatet – Periodat E Lëkundjeve

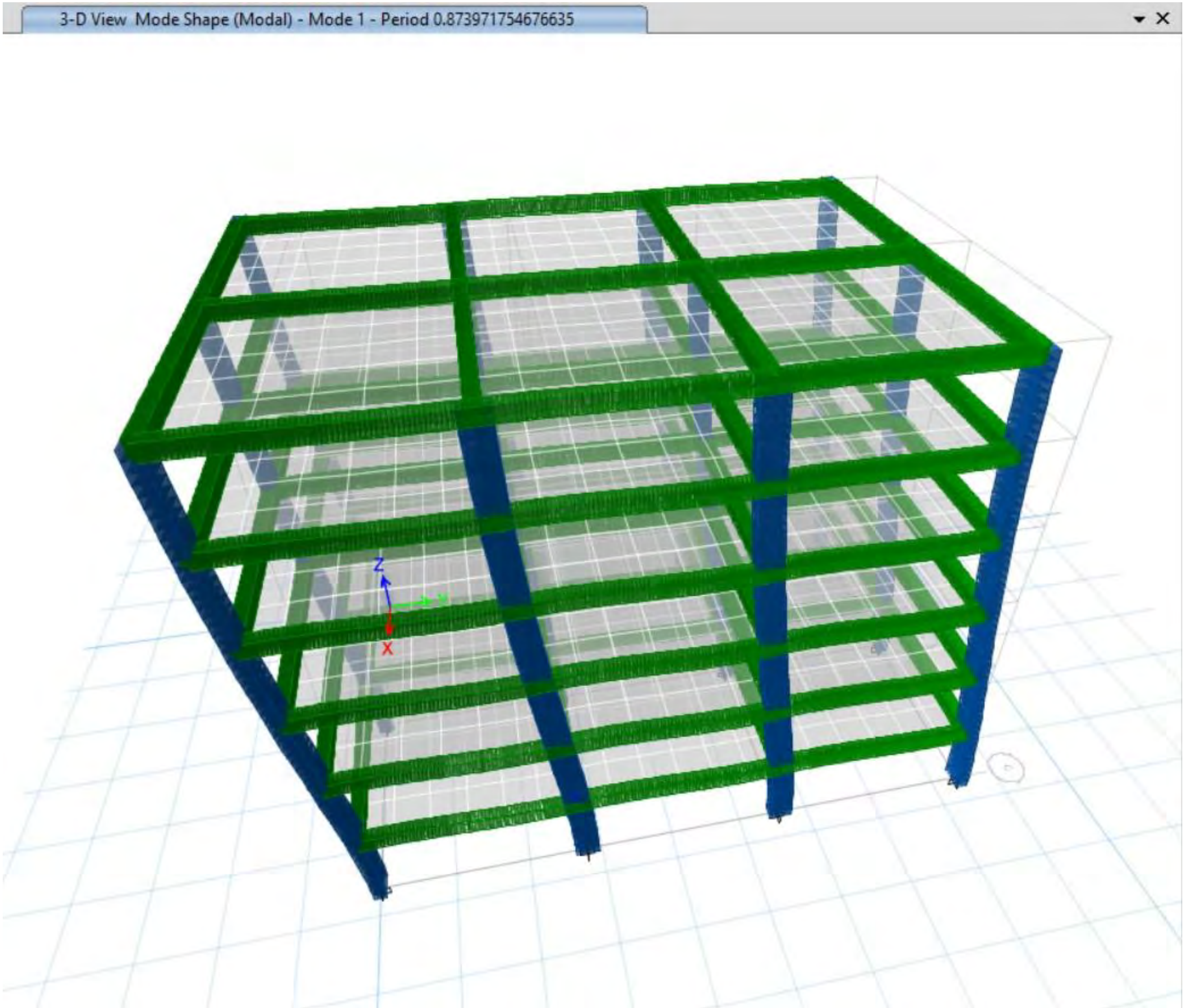


Fig.5.5.1 – Forma e parë e lëkundjeve në drejtimin X

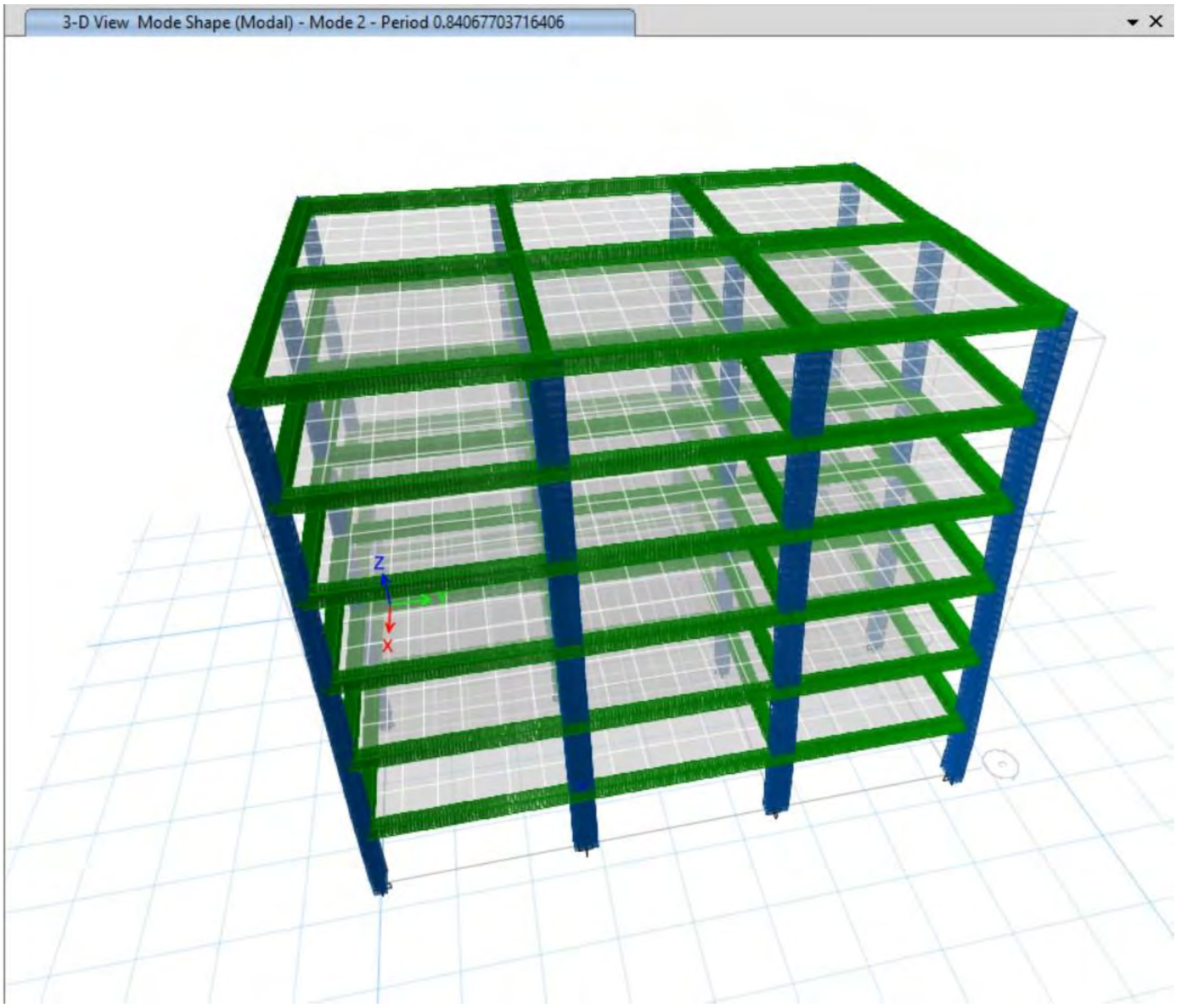


Fig.5.5.2 – Forma e dytë e lëkundjeve në drejtimin Y

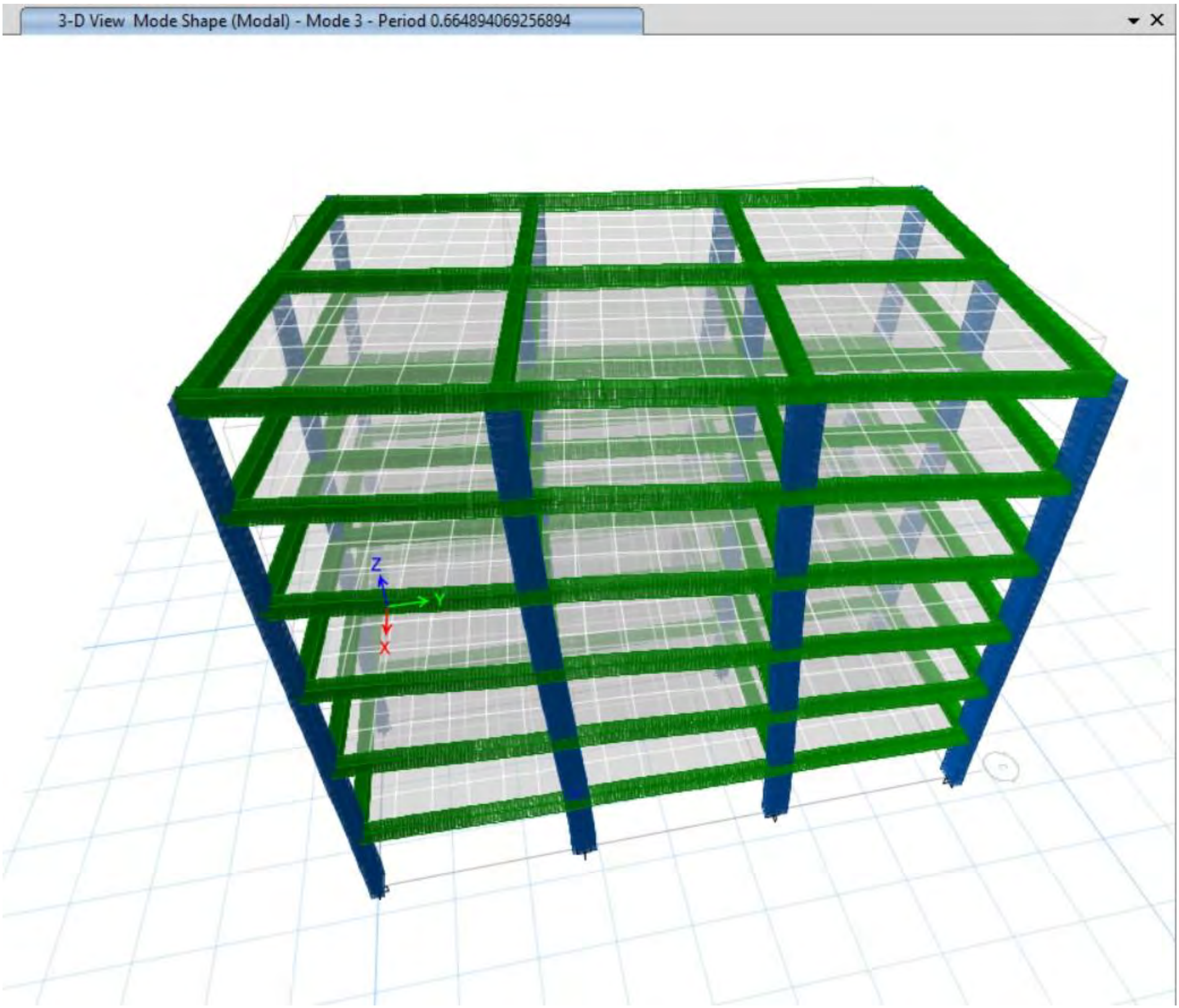


Fig.5.5.3 – Forma e tretë e lëkundjeve në përdredhje

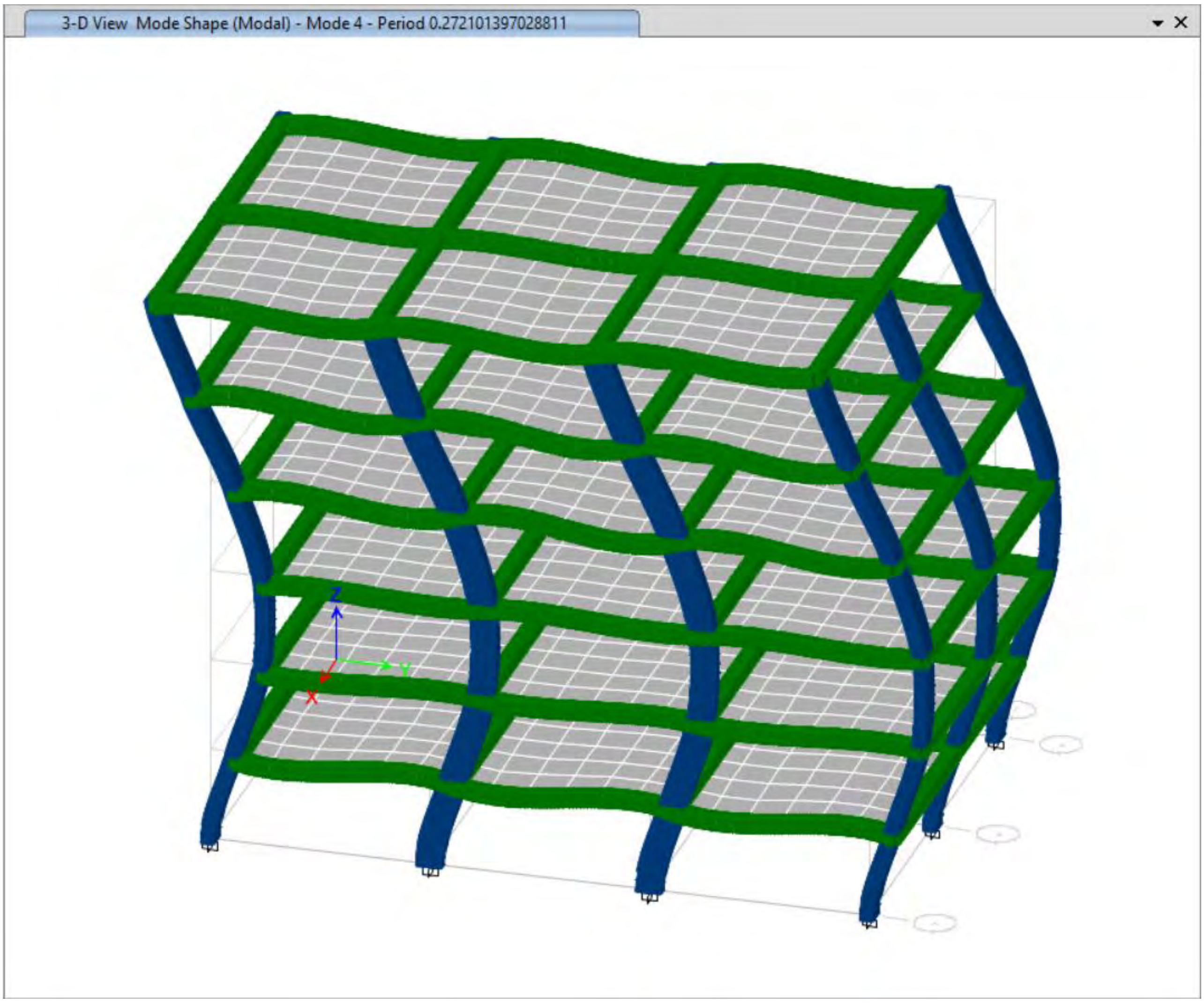


Fig.5.5.4 – Forma e katërt e lëkundjeve

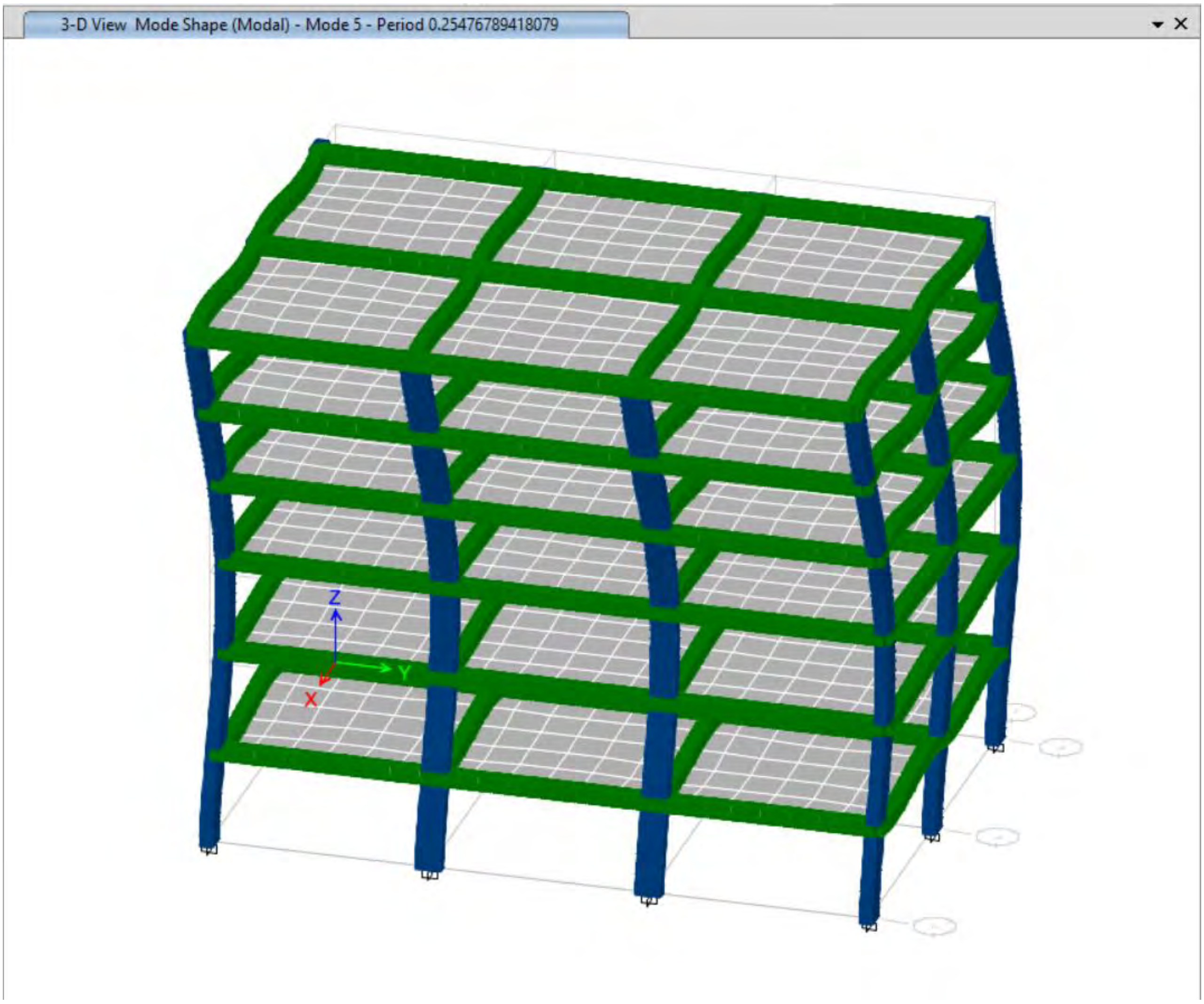


Fig.5.5.5 – Forma e pestë e lëkundjeve

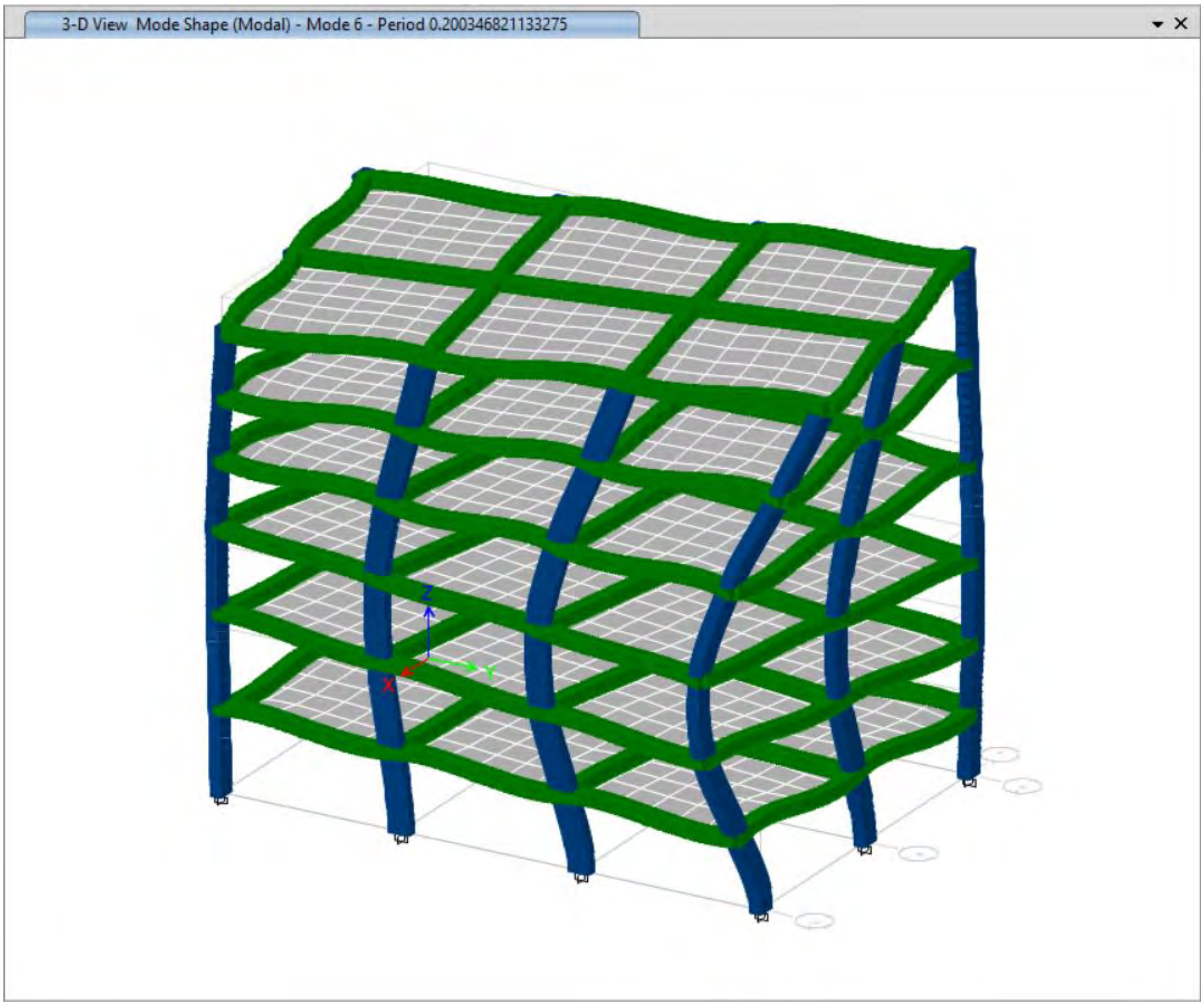


Fig.5.5.6 – Forma e gjashtë e lëkundjeve

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad^2/sec^2
Modal	1	0.873971755	1.144201737	7.189231544	51.68505019
Modal	2	0.840677037	1.189517443	7.473958523	55.86005601
Modal	3	0.664894069	1.503998977	9.449904275	89.3006908
Modal	4	0.272101397	3.675100573	23.09133792	533.2098869
Modal	5	0.254767894	3.925141365	24.66239056	608.2335079
Modal	6	0.200346821	4.991344481	31.36154231	983.5463359
Modal	7	0.146348389	6.833009979	42.9330679	1843.248319
Modal	8	0.131619758	7.597643529	47.73740219	2278.859568
Modal	9	0.102677817	9.739202017	61.19321102	3744.609075
Modal	10	0.093774063	10.66392948	67.00344505	4489.461648
Modal	11	0.081413926	12.28291086	77.17580504	5956.104884
Modal	12	0.067915984	14.72407432	92.51408743	8558.856373

Tab. 5.5.1. Periodat dhe frekuencat modale për 12 raste të formave të lëkundjeve

5.6. Qendra E Shtangësis Dhe Qendra E Masës

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity					
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM
		kg	kg	m	m
Story6	D1	339482.6546	339482.6546	7	10.5
Story5	D1	359678.4884	359678.4884	7	10.5
Story4	D1	359678.4884	359678.4884	7	10.5
Story3	D1	359678.4884	359678.4884	7	10.5
Story2	D1	359678.4884	359678.4884	7	10.5
Story1	D1	359678.4884	359678.4884	7	10.5

Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
kg	kg	m	m	m	m
339482.6546	339482.6546	7	10.5	7	10.5
699161.143	699161.143	7	10.5	7	10.5
1058839.631	1058839.631	7	10.5	7	10.5
1418518.12	1418518.12	7	10.5	7	10.5
1778196.608	1778196.608	7	10.5	7	10.5
2137875.097	2137875.097	7	10.5	7	10.5

Tab. 5.6.1. Qedra e masës dhe qendra e shtangësis

5.7. Zhvendosjet Maksimale, Shtangësit e Kateve dhe Forcat Prerëse

TABLE: Maximum Story Displacement						
	Seismic X		Seismic Y		Elastic Spectrum	
Story	**X-Dir**	**Y-Dir**	**X-Dir**	**Y-Dir**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Story6-18m	41.828	2.854	2.745	40.232	117.571	1.911E-10
Story5-15m	37.787	2.576	2.478	36.745	106.464	1.743E-10
Story4-12m	31.598	2.152	2.07	31.059	89.336	1.468E-10
Story3-9m	23.446	1.593	1.533	23.4	66.558	1.099E-10
Story2-6m	14.077	0.952	0.916	14.41	40.105	6.716E-11
Story1-3m	5.011	0.335	0.323	5.372	14.308	2.482E-11
Base-0m	0	0	0	0	0	0

Tab. 5.7.1. Zhvendosjet maksimale të kateve

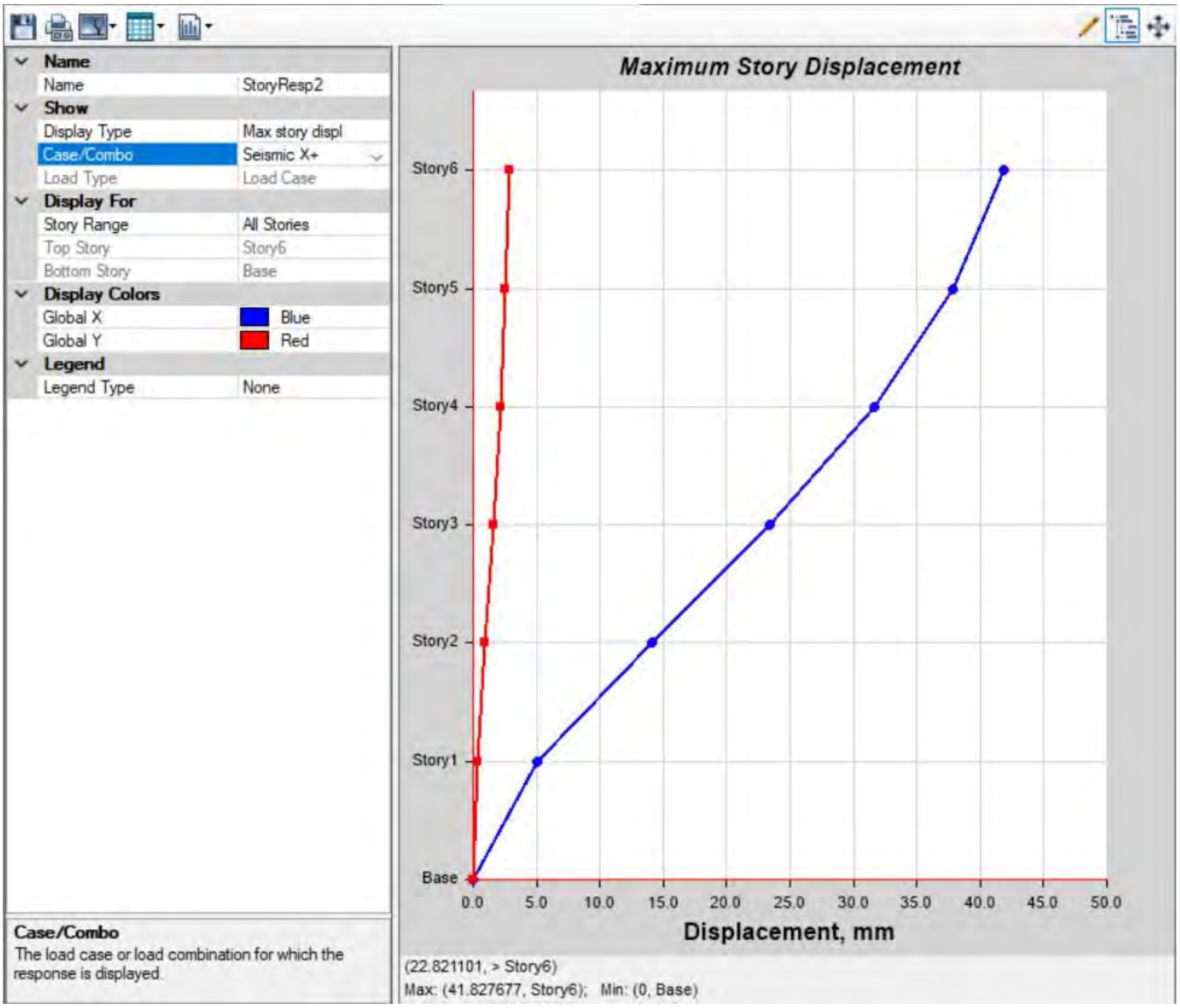


Fig.5.7.1 – Zhvendosja maksimale e kateve nga rasti sizmik Sx

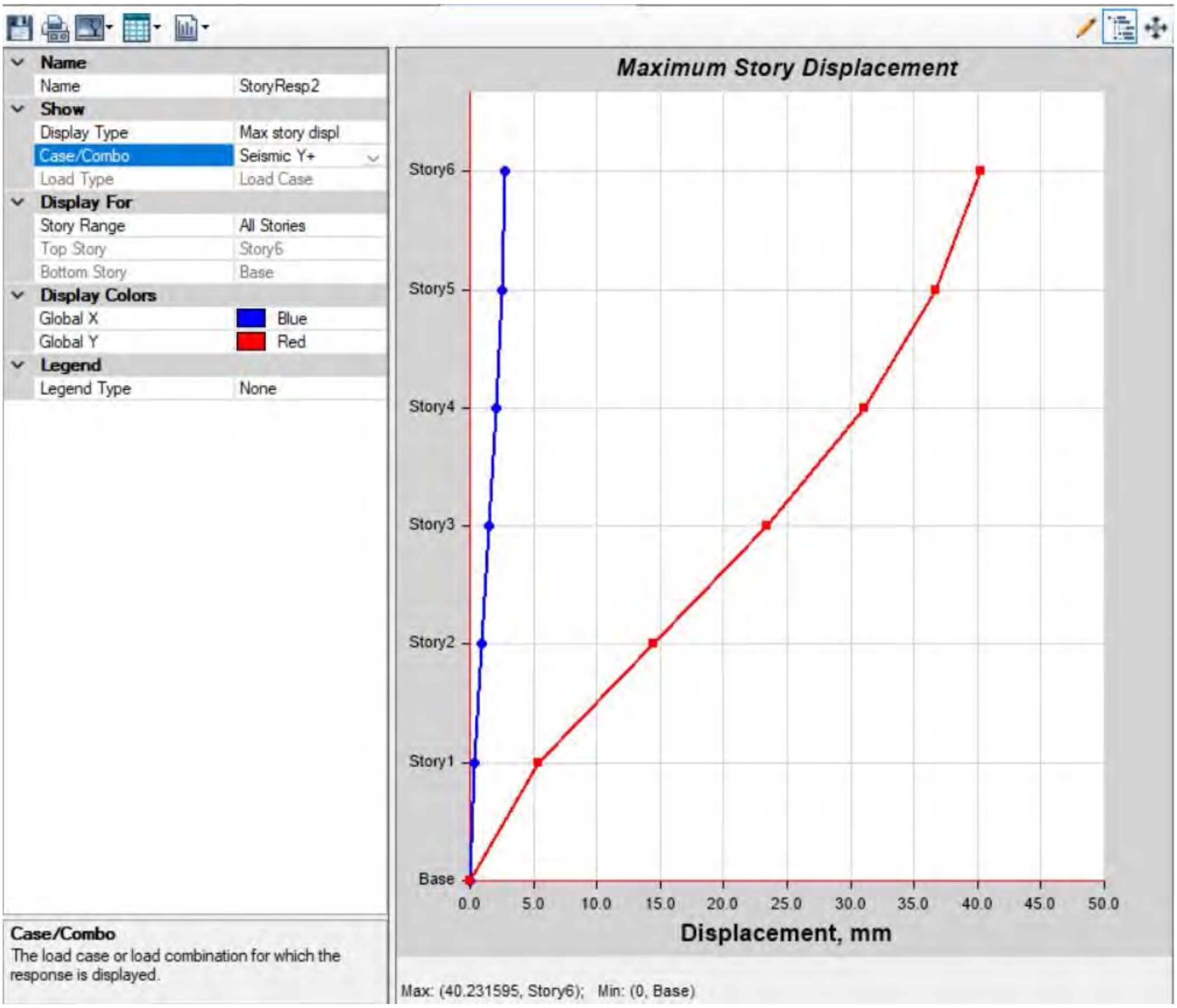


Fig.5.7.2 – Zhvendosja maksimale e kateve nga rasti sizmik Sy

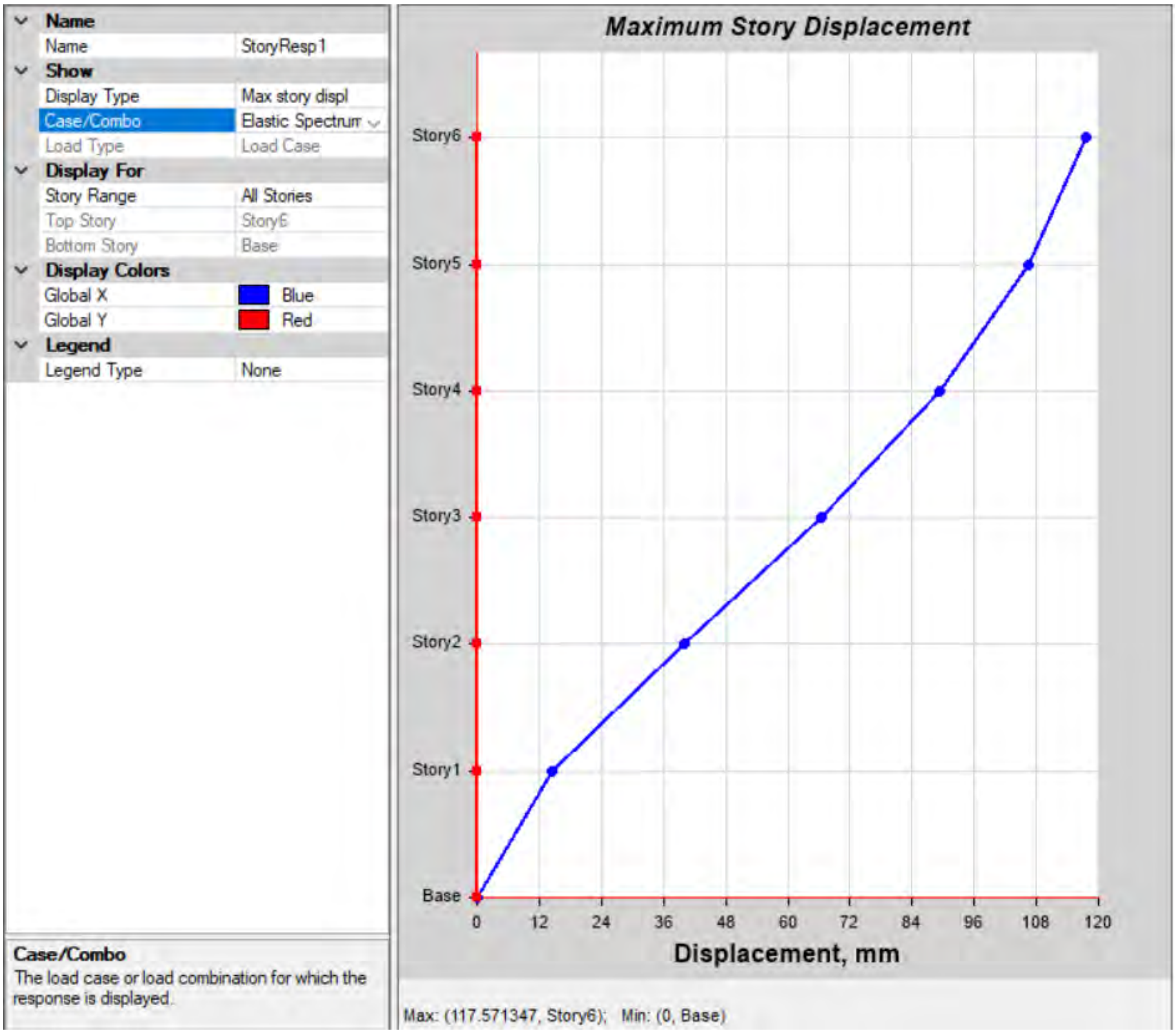


Fig.5.7.3 – Zhvendosja maksimale e kateve nga spektri elastik

TABLE: Story Stiffness						
Story	**Output Case**	**Stiff**	**Output Case**	**Stiff**	**Output Case**	**Stiff**
		kN/m		kN/m		kN/m
Story6	Seismic X+	208543.3114	Seismic Y+	219706.058	Elastic Spectrum	217113.643
Story5	Seismic X+	256259.6593	Seismic Y+	252854.609	Design Spectrum	261111.73
Story4	Seismic X+	267587.2092	Seismic Y+	257833.412	Elastic Spectrum	270229.844
Story3	Seismic X+	280384.5979	Seismic Y+	264322.815	Elastic Spectrum	282620.631
Story2	Seismic X+	322334.7945	Seismic Y+	292043.104	Elastic Spectrum	324974.552
Story1	Seismic X+	611716.5345	Seismic Y+	514402.371	Elastic Spectrum	613149.008
Base	Seismic X+	0	Seismic Y+	0	Elastic Spectrum	0

Tab. 5.7.2. Shtangësia e kateve

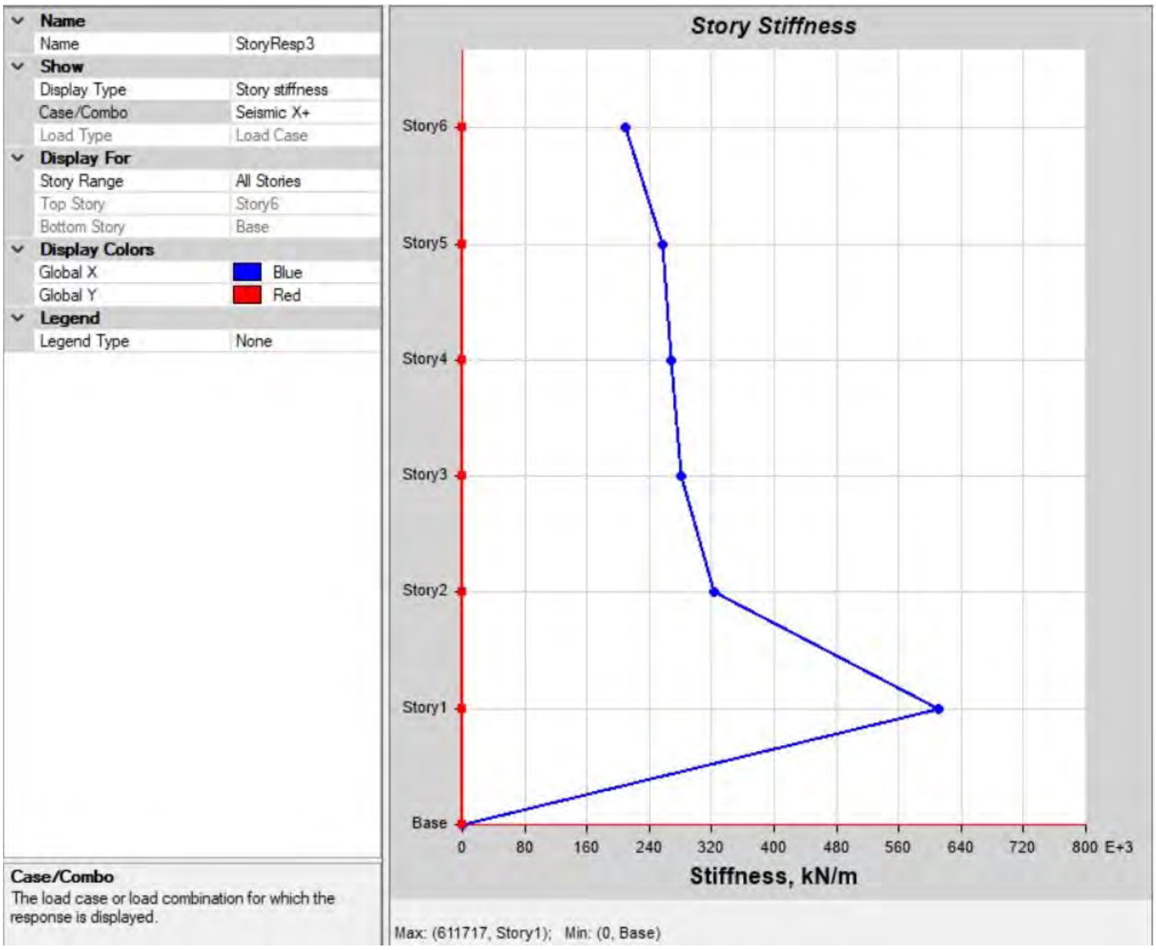


Fig.5.7.4 – Shtangësia e kateve nga rasti sizmik Sx

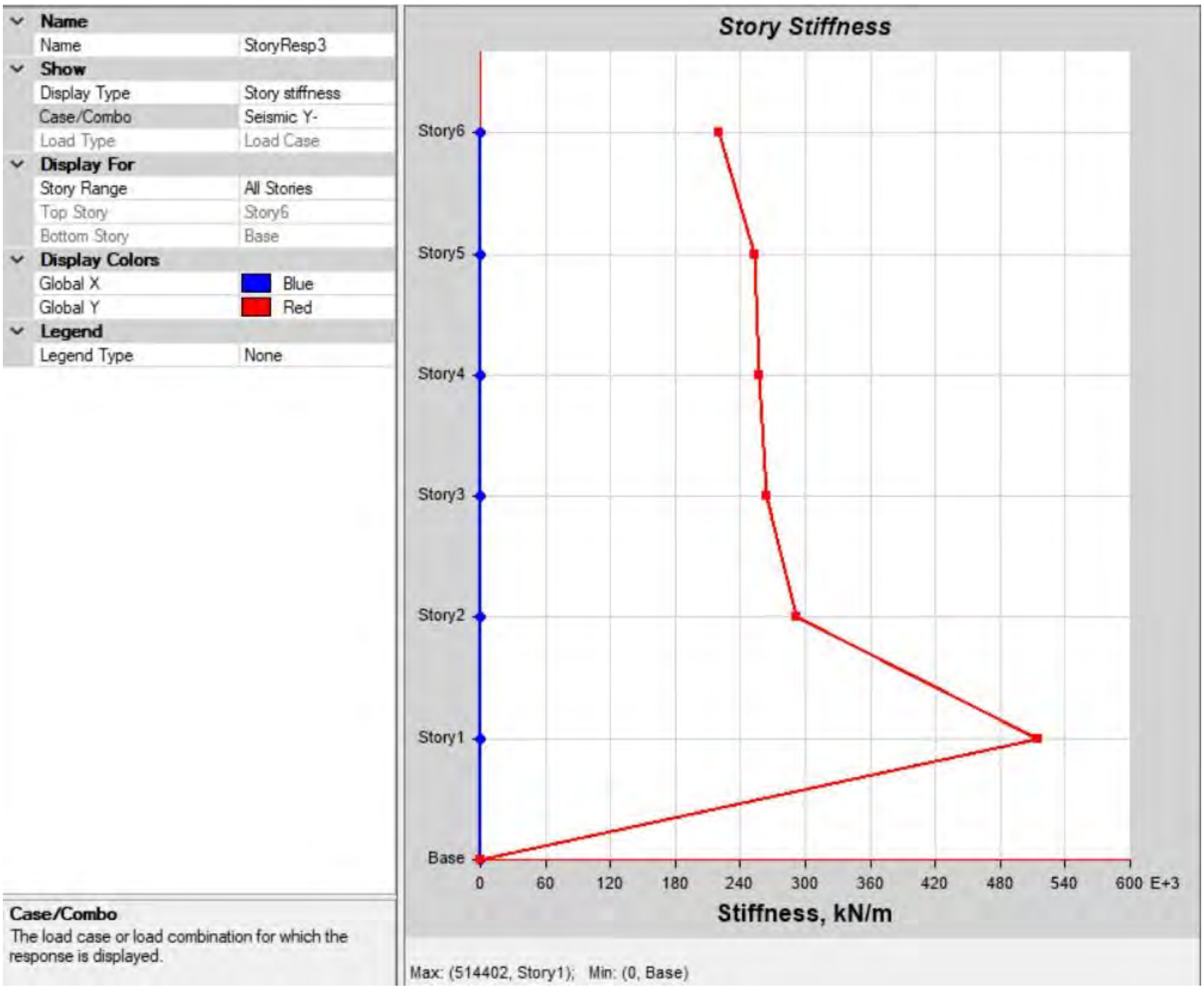


Fig.5.7.5 – Shtangësia e kateve nga rasti sizmik Sy

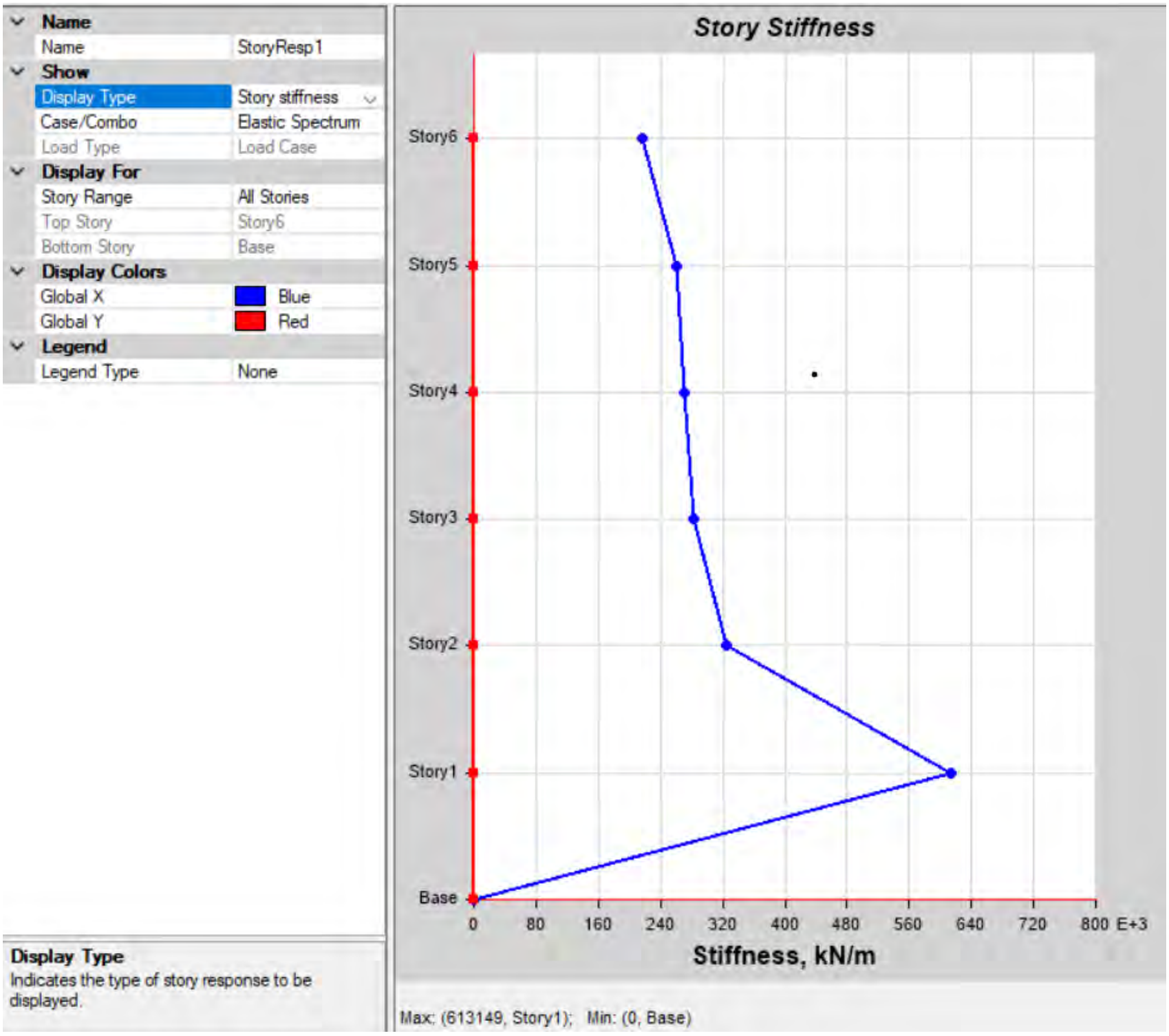


Fig.5.7.6 – Shtangësia e kateve nga Spektri elastik

TABLE: Story Shear			
Story	**Story Shear**	**Story Shear**	**Story Shear**
	Seismic X	**Seismic Y**	**Elasic Spectrum**
	kN	kN	kN
Story6- 18m	-755.7831	-726.9909	2525.4954
Story5-15m	-1423.0704	-1368.8572	4606.5938
Story4-12m	-1956.9001	-1882.3503	6240.0369
Story3-9m	-2357.2725	-2267.4701	7508.039
Story2-6m	-2624.1874	-2524.2167	8389.0728
Story1-3m	-2757.6448	-2652.5899	8772.7774
Base-0m	0	0	0

Tab. 5.7.3. Forcat prerëse të kateve

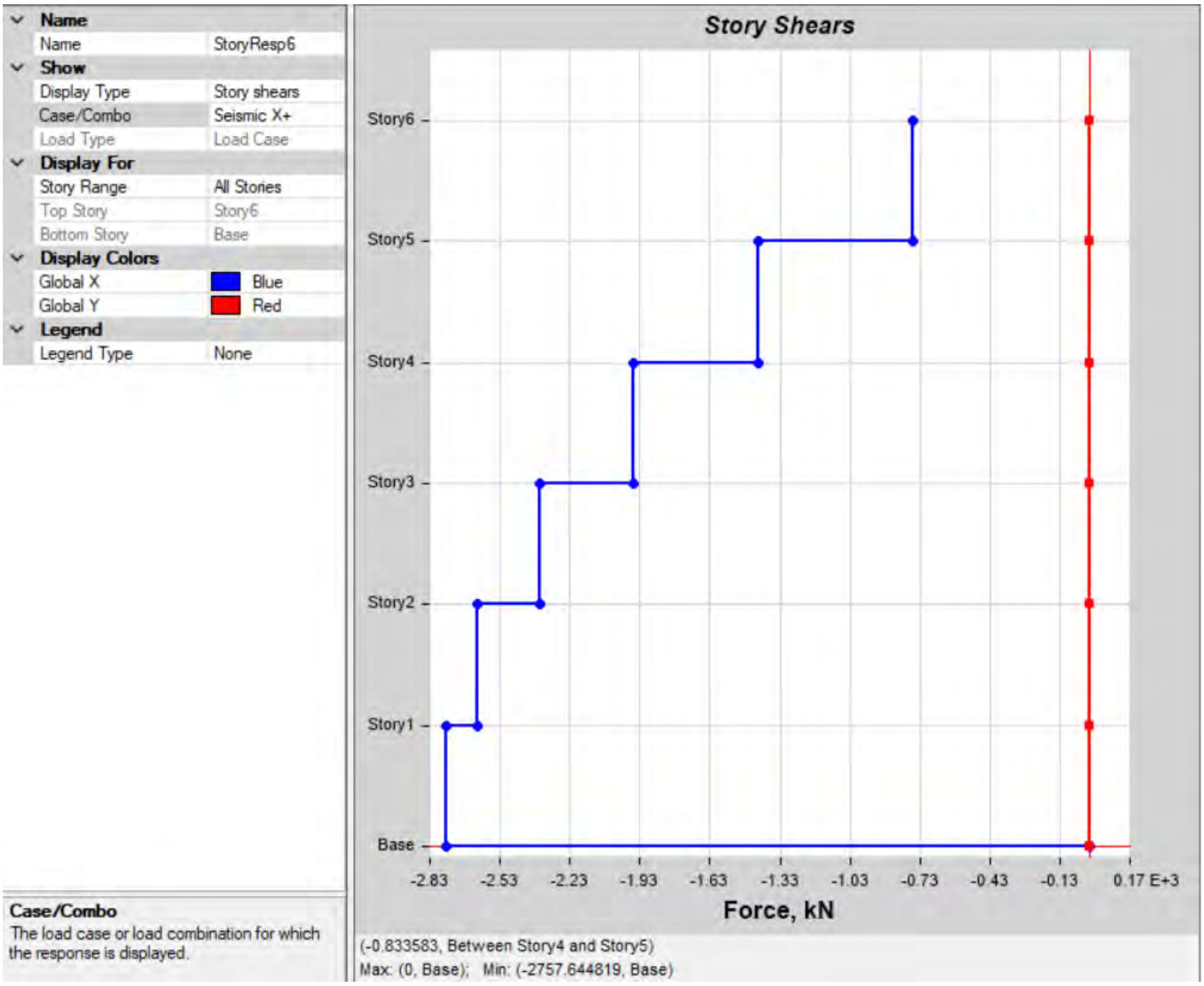


Fig.5.7.7– Forcat prerëse nga rasti sizmik Sx

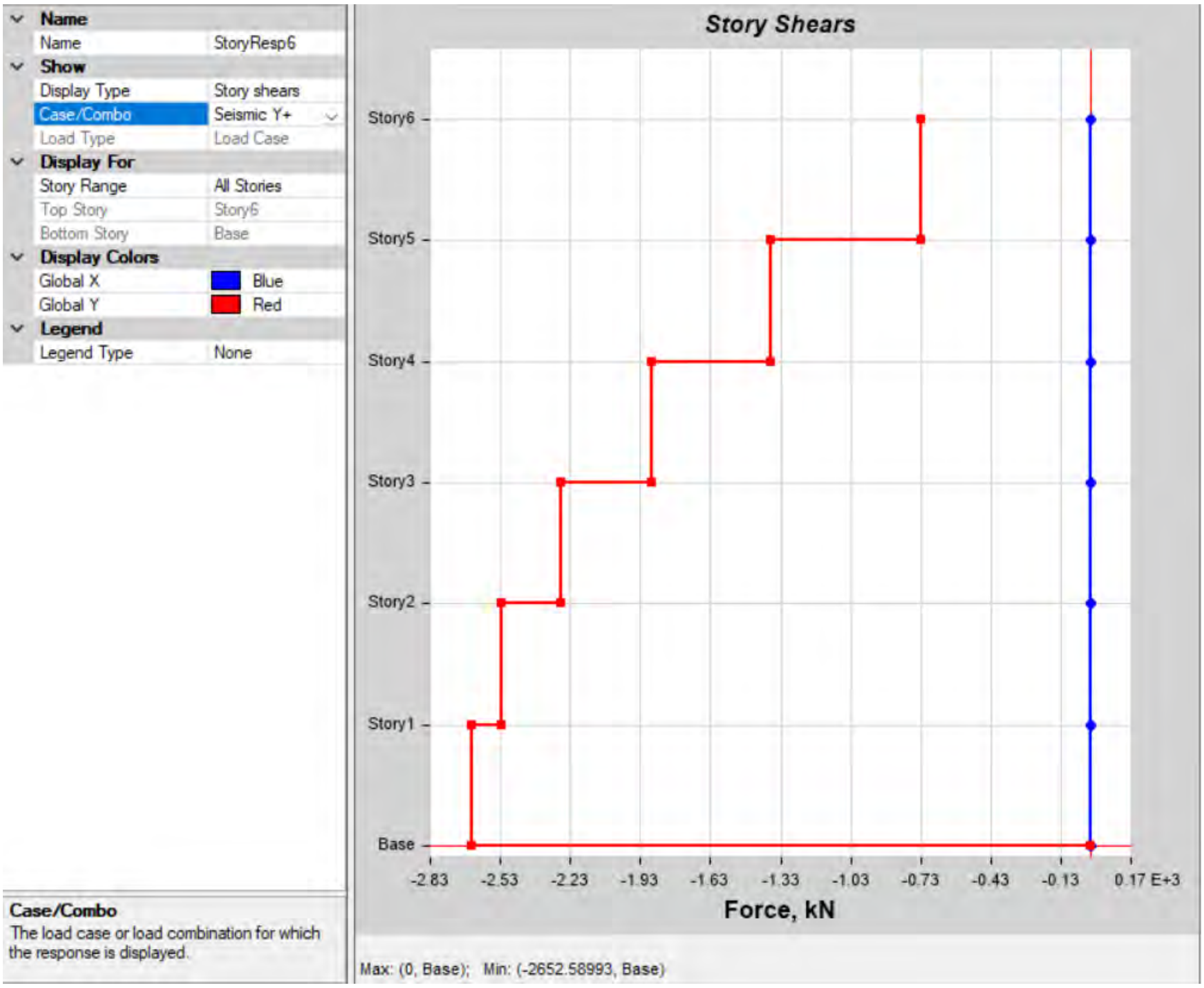


Fig.5.7.8 – Forcat prerëse nga rasti sizmik Sy

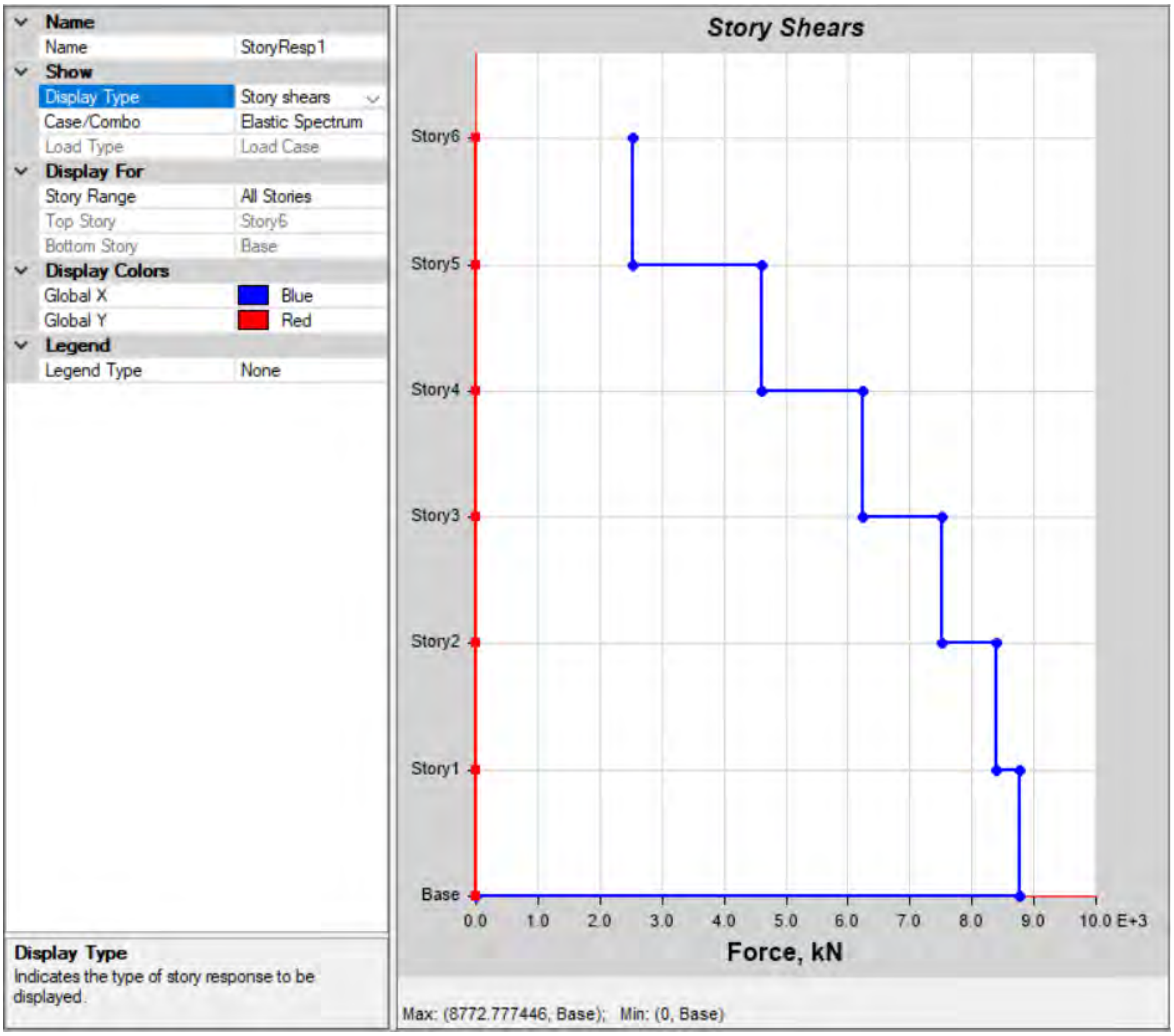


Fig.5.7.9 – Forcat prerëse nga Spektri elastik

5.8. Rezultatet e Diagrameve Statike Nga Rasti Më i Ngarkuar i Kombinimeve

Per shqyrëtim mirren elementet ne aksin B-B pasi që është rami më i ngarkuar.

Fig.5.8.1 – Momentet e përkuljes në aksin B-B

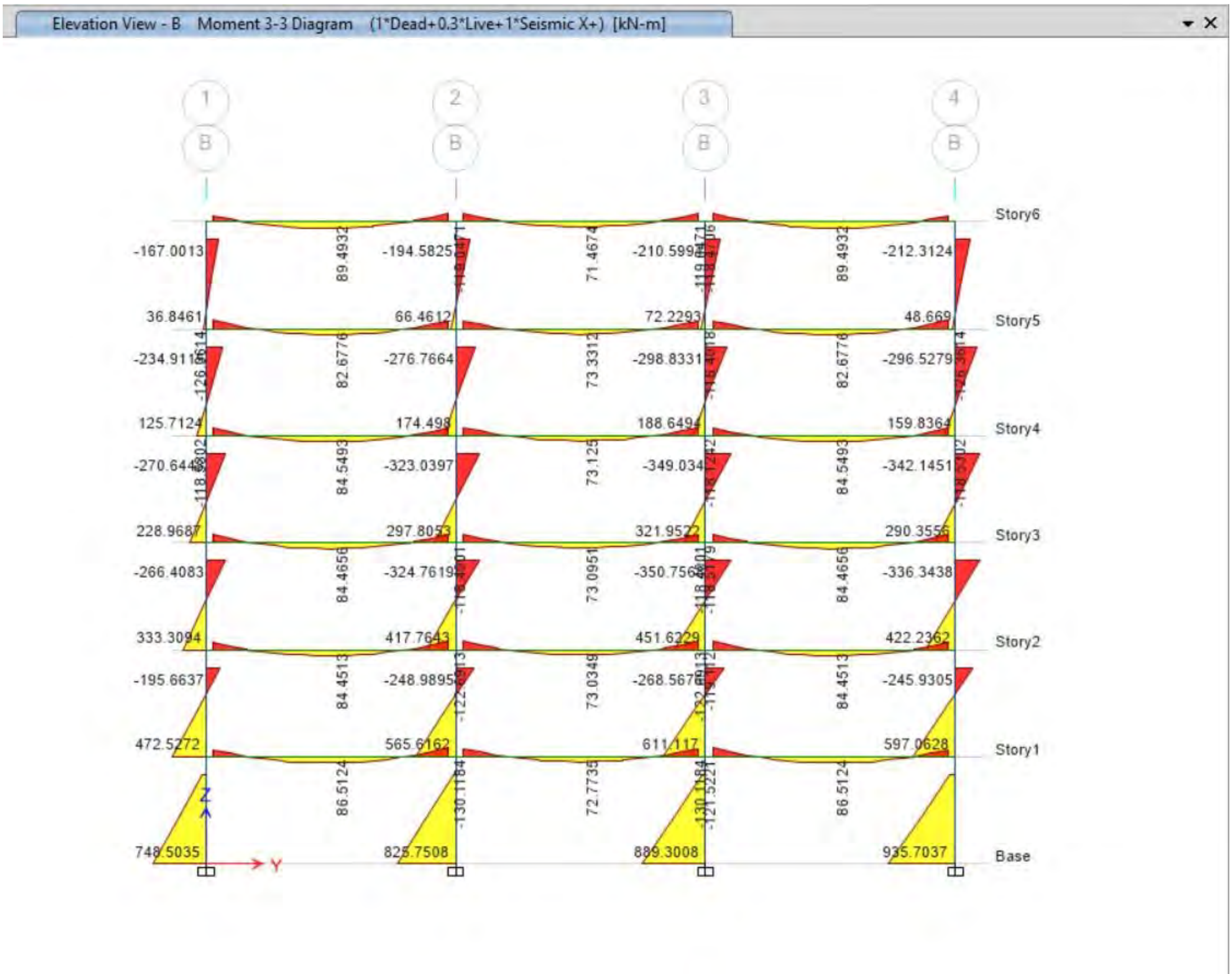


Fig.5.8.2 – Forcat tangjenciale në aksin B-B

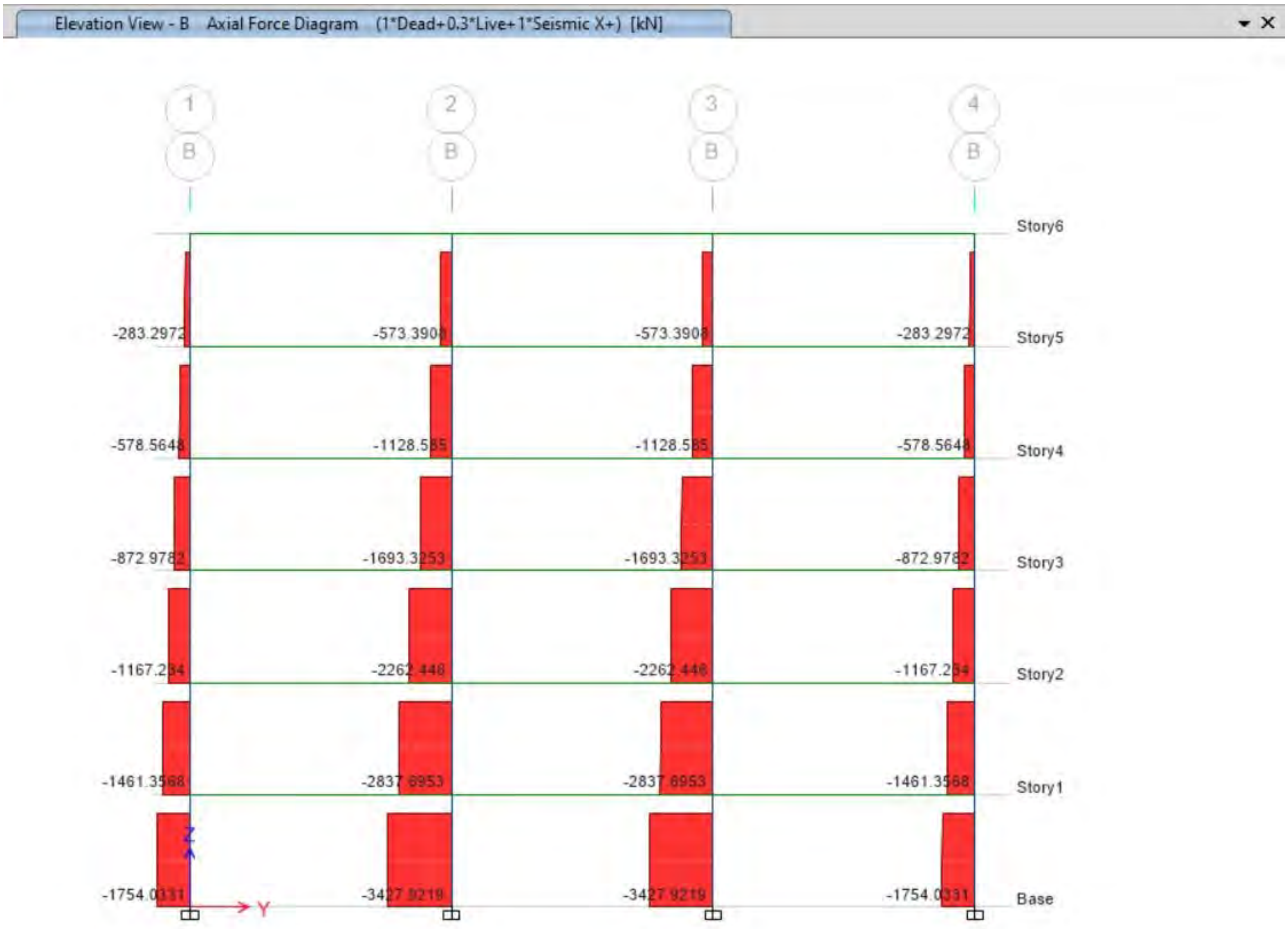


Fig.5.8.3 – Forcat normale në aksin B-B

5.9. Dimesnionimi I Shtyllës

Për dimesnionim të shytllës është marrë shtylla C8, SH_01 (b/h=80/40cm) në prerjen e akseve 2-B në bazën e përdhesës së strukturës.

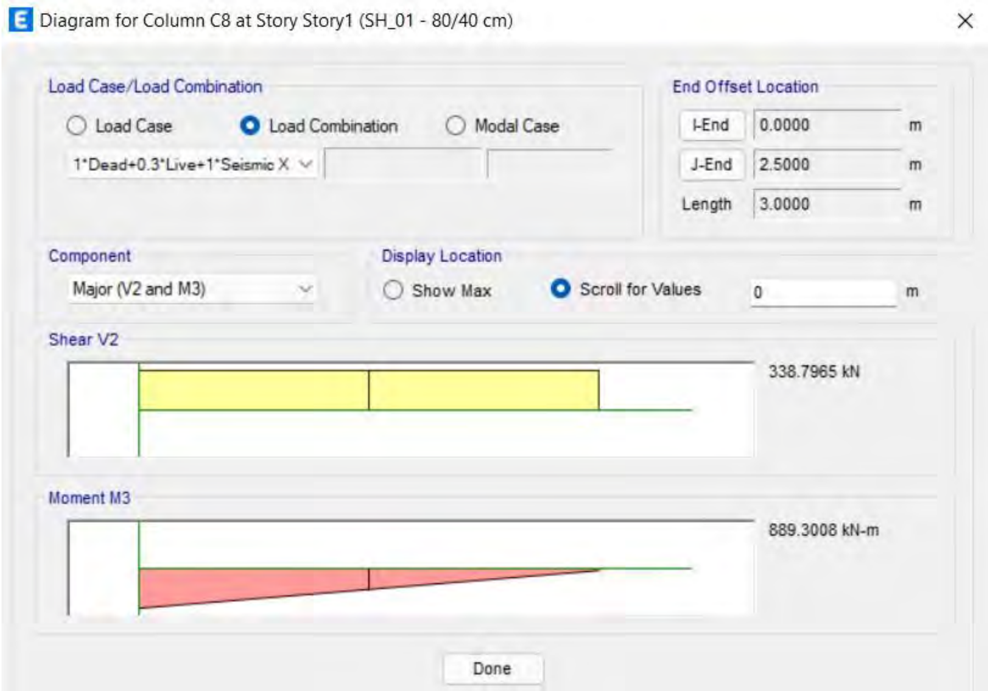


Fig.5.9.1 – Momentet e perkuljes dhe forcat transversale në shtyllën C8

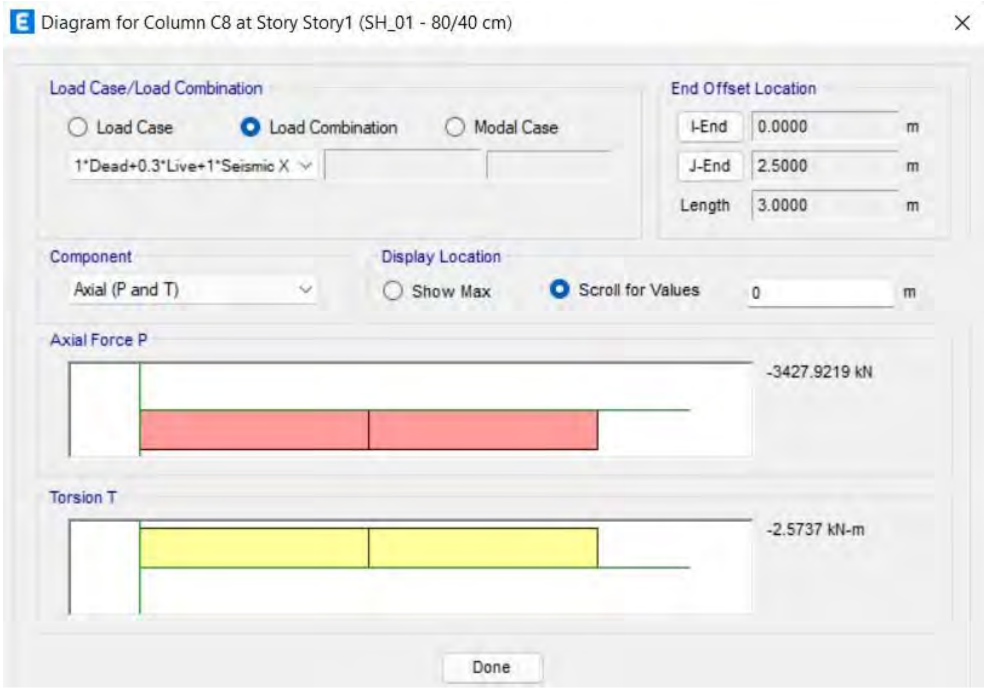


Fig.5.9.2 –Forcat normale dhe momenti i përdredhjes në shtyllën C8

Pas dimensionimit në programin ETABS kemi fituar këto rezultate të shtyllës:

Column Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)
Story1	C8	87	SH_{01} - 80/40 cm	1*Dead+0.3*Live+1*Seismic X+	0	3000

Column Element Details (Part 2 of 2)

SOM	LLRF	Type
Nominal Stiffness	0.4	DC Medium

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
400	800	60	30

Material Properties

E_c (MPa)	f_{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E_s (MPa)	f_{yk} (MPa)	$f_{yëk}$ (MPa)
33000	30	1	200000	413.69	413.69

Design Code Parameters

γ_C	γ_S	γ_{cE}	α_{CC}	α_{CT}	α_{LCC}	α_{LCT}
1.5	1.15	1.2	1	1	0.85	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design for N_{Ed}, M_{Ed2}, M_{Ed3} (governing permutation)

Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area mm²	Rebar %	D/C Ratio Unitless
3427.9219	-68.5584	910.7253	68.5584	91.4113	4779	1.49	0.984

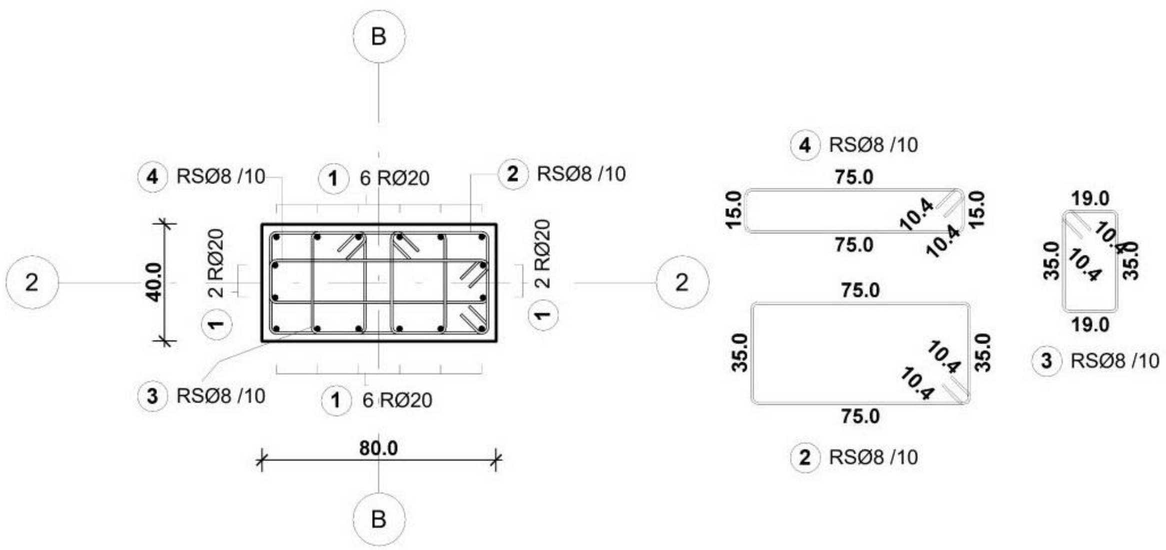


Fig.5.9.3 –Detali i armimit të shtyllës C8 (b/h=80/40)

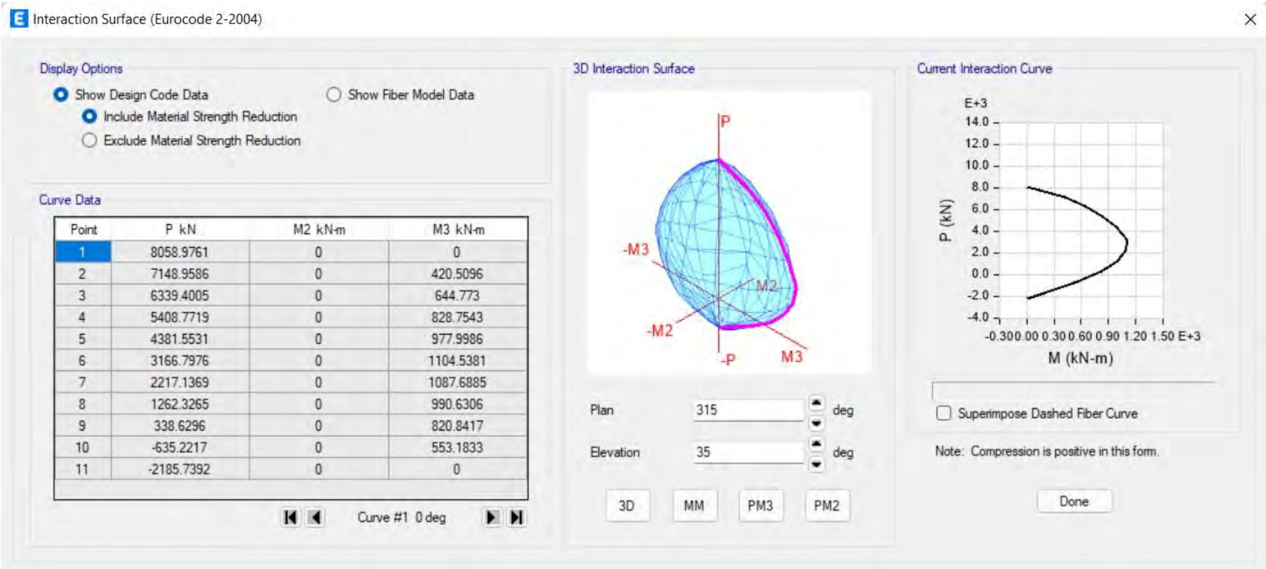


Fig.5.9.4 –Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C8 (b/h=80/40)

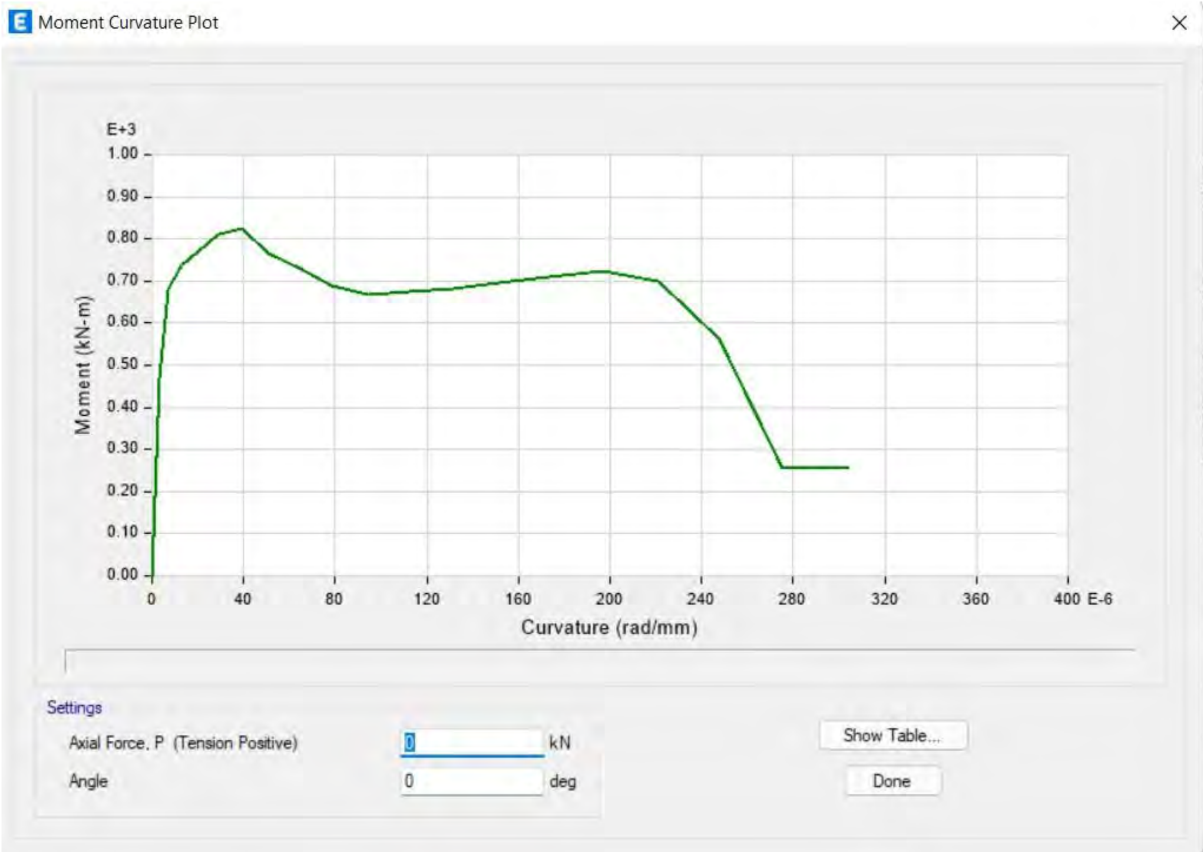


Fig.5.9.5 –Grafiku moment-kurbaturë i shtyllës

5.10. Dimensionimi I Traut

Për dimesnionim të traut është marrë trau B12, TR_01 (b/h=40/50cm) në prerjen e akseve 2-B në katin e parë të strukturës.

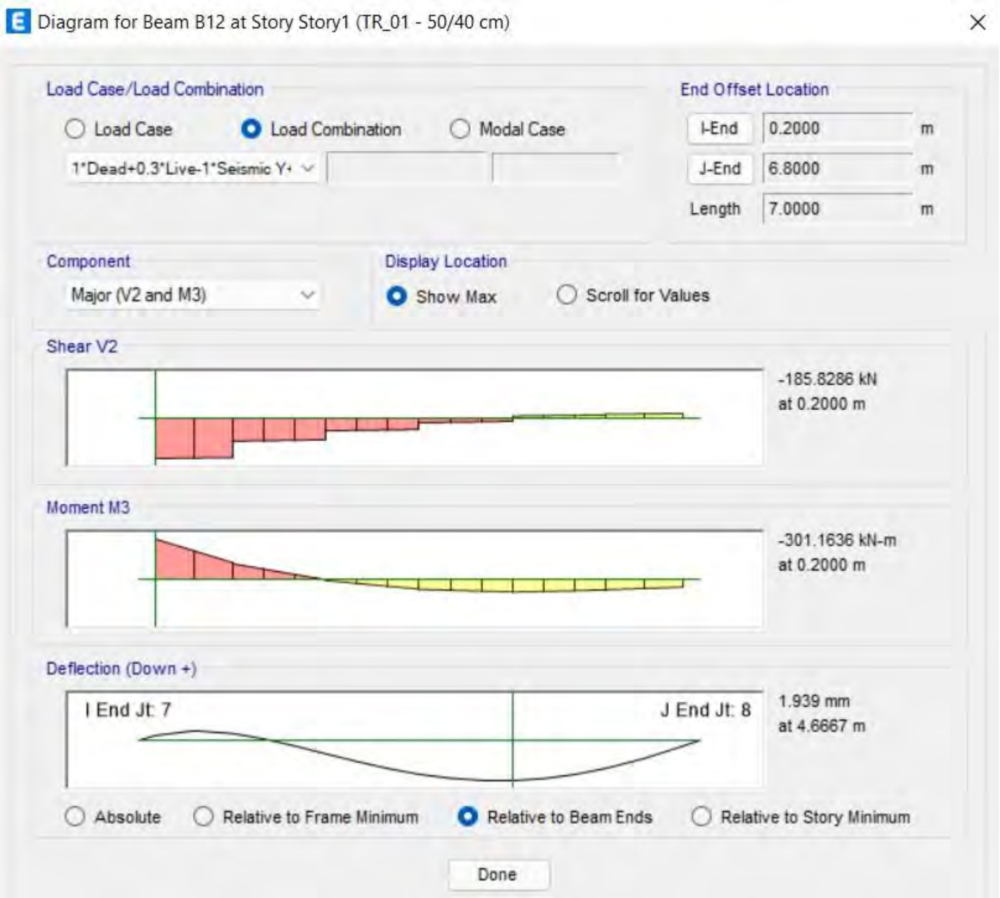


Fig.5.10.1 – Momentet e përkuljes në aksin B-B

Pas dimensionimit në programin ETABS kemi fituar këto rezultate të traut:

Beam Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)
Story1	B12	139	TR_{01} - 50/40 cm	1*Dead+0.3*Live-1*Seismic Y+	200	7000

Beam Element Details (Part 2 of 2)

LLRF	Type
0.982	DC Medium

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b_f (mm)	d_s (mm)	d_{ct} (mm)	d_{cb} (mm)
400	500	400	0	60	60

Material Properties

E_c (MPa)	f_{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E_s (MPa)	f_{yk} (MPa)	$f_{yëk}$ (MPa)
33000	30	1	200000	413.69	413.69

Design Code Parameters

γ_C	γ_S	γ_{cE}	α_{CC}	α_{CT}	α_{LCC}	α_{LCT}
1.5	1.15	1.2	1	1	0.85	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{Ed3}

	Design Moment kN-m	Design N_{Ed} kN	-Moment Rebar mm²	+Moment Rebar mm²	Minimum Rebar mm²	Required Rebar mm²
Top (+2 Axis)	-301.1636	0	2136	0	616	2136
Bottom (-2 Axis)	150.5818	0	0	1003	616	1003

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{Ed2}

Shear V_{Ed} kN	θ deg	tan(θ) Unitless	Shear V_{Rdc} kN	Shear V_{Rds} kN	Shear $V_{Rd,max}$ kN	Rebar $A_{së}$ /s mm²/m
185.8286	45	1	117.1906	185.8286	836.352	1304.5

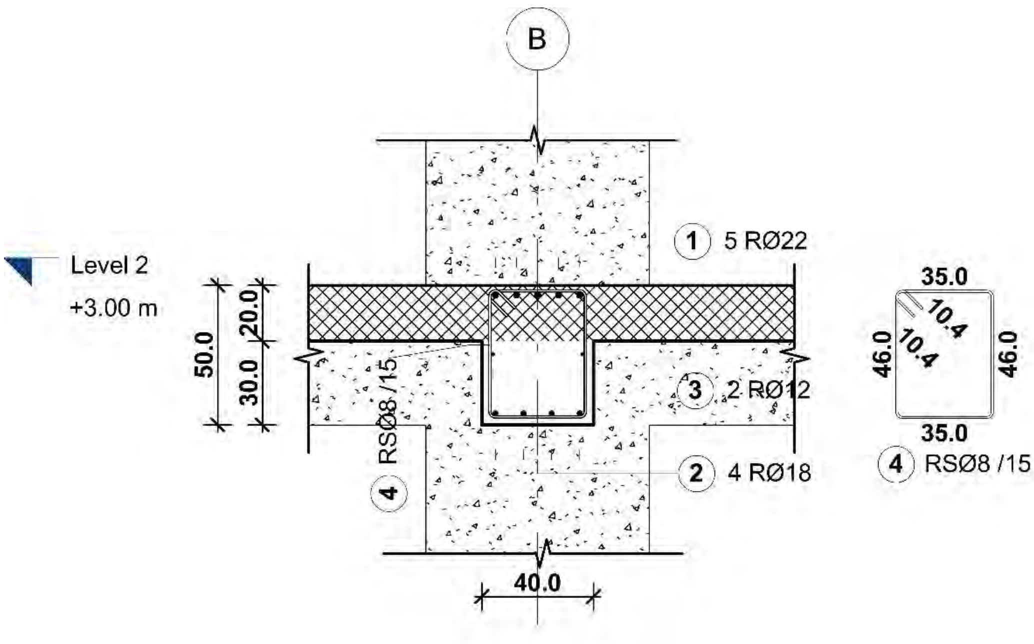


Fig.5.10.2 –Detali i armimit të traut B12 (b/h=40/50)

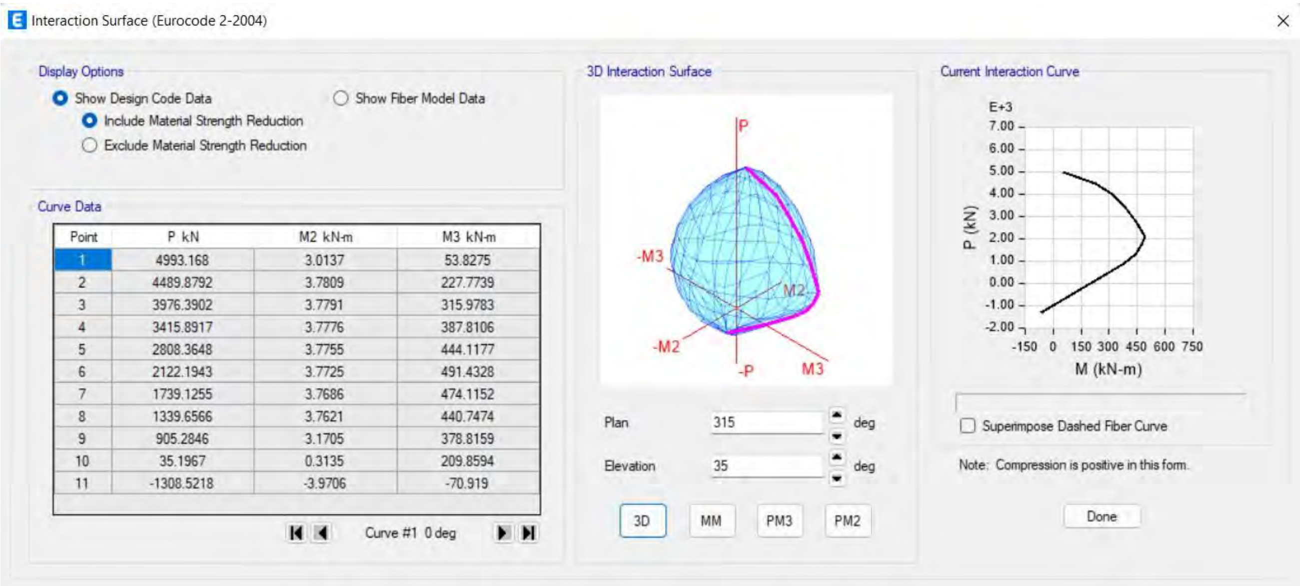


Fig.5.10.3 –Kapaciteti i prerjes tërthore të traut B12 (b/h=40/50)

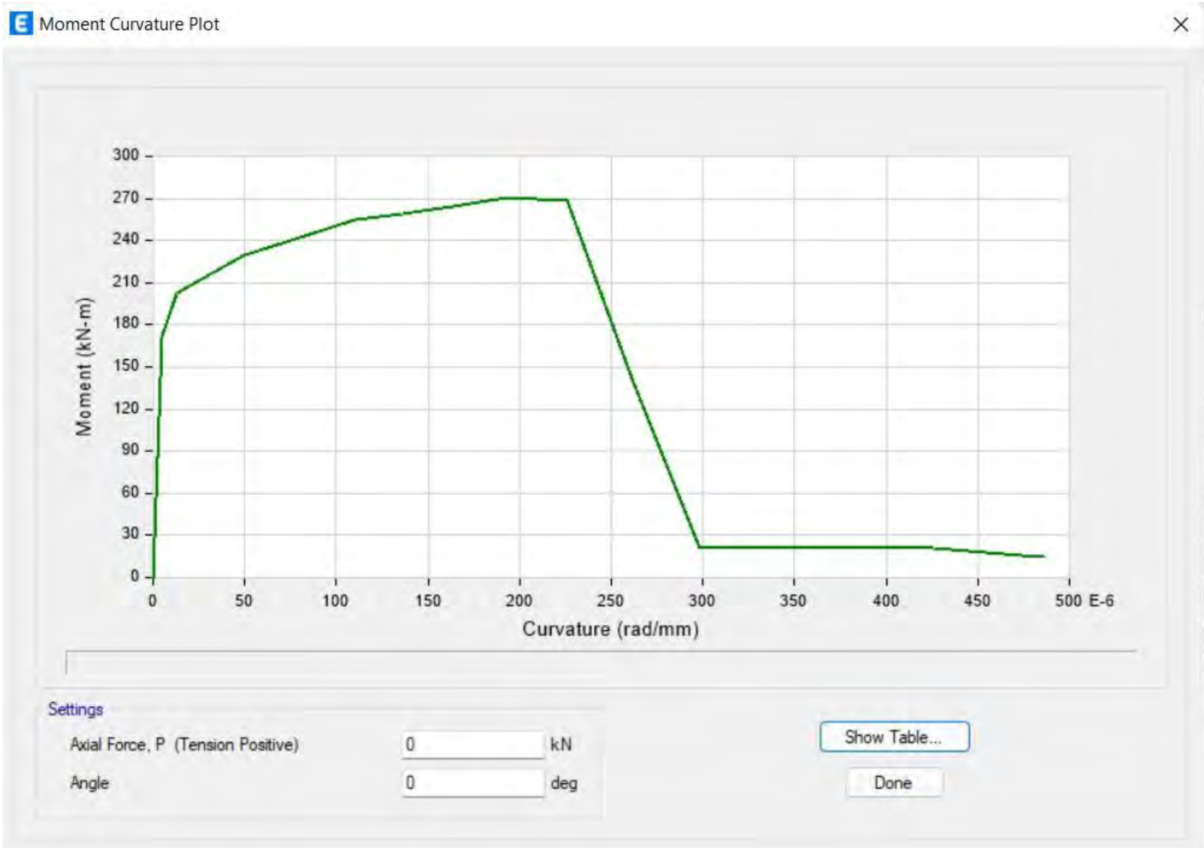


Fig.5.10.4 –Grafiku moment-kurbaturë i traut

5.11. Analiza Lineare Dhe Jolineare Dinamike Në Fushën Kohore

Për analizën lineare në fushën kohore dhe për analizën jolineare në fushën kohore kemi përdorur programin SAP 2000 me qëllimin se rezultatet dalëse janë më reale dhe llogaritja bëhet për një kohë më të shpejtë.

Si për analizën lineare ashtu edhe për atë jolineare në fushën kohore është përdorur akselerogrami nga tërmeti El Centro me kohëzgjatje prej 30 sekondave.

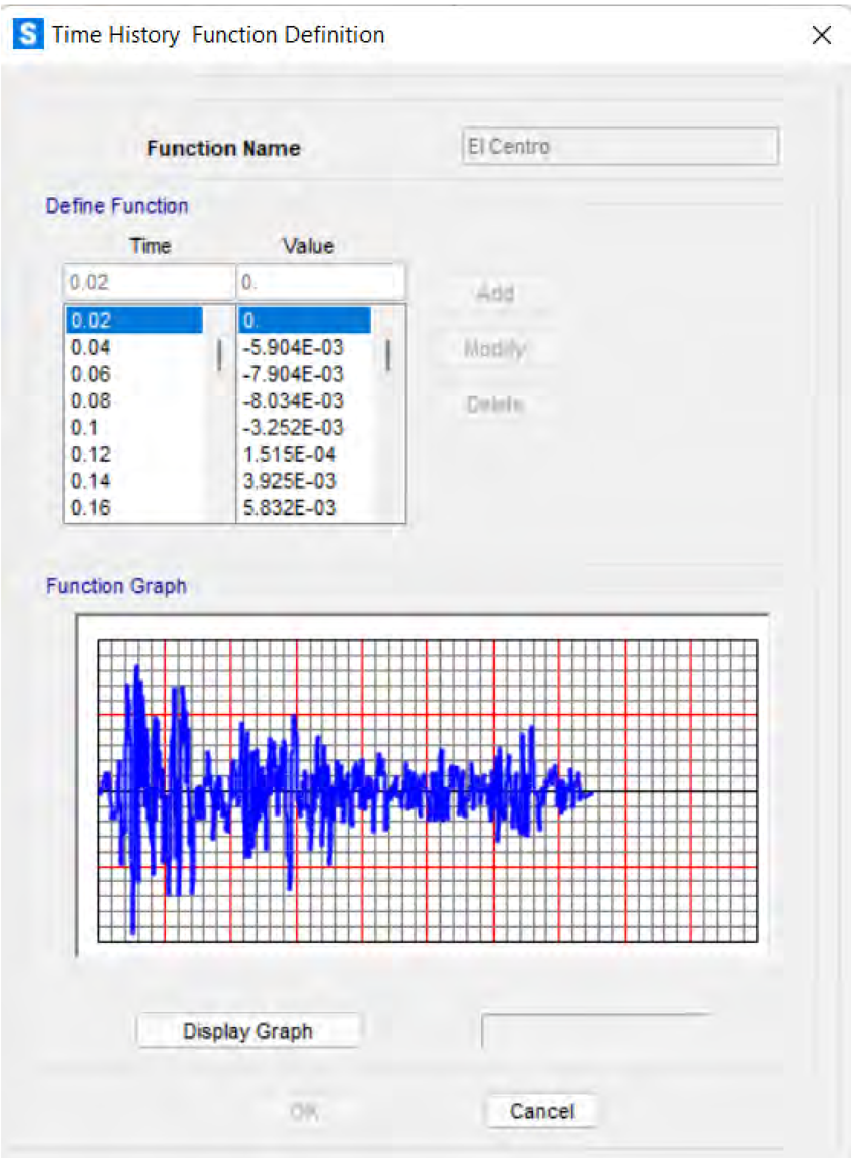


Fig.5.11.1 –Definimi i funksionit në fushën kohore – El Centro

Për llogaritje në analizën lineare në fushën kohore gjithashtu edhe në analizën jolineare në fushën kohore kemi marrë 3 raste në shqyrëtim dhe ato kur nxitimi i truallit është:

1. $a_g = 0.25g$
2. $a_g = 0.20g$
3. $a_g = 0.30g$

Arritjet e këtyre vlerave të nxitimit të truallit bëhen përmes scale factor ku bëhet reduktimi i akselerogramit El Centros në vlerën e kerkuar varësisht sipas rastit në të cilën jemi.

5.11.1. Rasti i parë - $a_g = 0.25g$

Për analizën lineare në fushën kohore bëhet definimi i rastit të ngarkimit ku kemi zgjedhur llojin e ngarkesës në fushën kohore (Time history) me analizë lineare me integrim direkt. Për funksionin të cilit i japim kohëzgjatje 24 sekonda janë marrë 420 hapa si rezultate dalëse me madhësi të hapit 0.05 sekonda. Shuarja është definuar në funksion të periodave dalëse të sistemit. Për integrim numerik është përdorur metoda e Hilber-Hughes-Taylor. Përmes Scale Factor është bërë reduktimi i akselerogramit El Centros dhe është përshtatur me nxitimin e truallit $a_g = 0.25g$, scale factor për këtë rast ka vlerën 8.67.

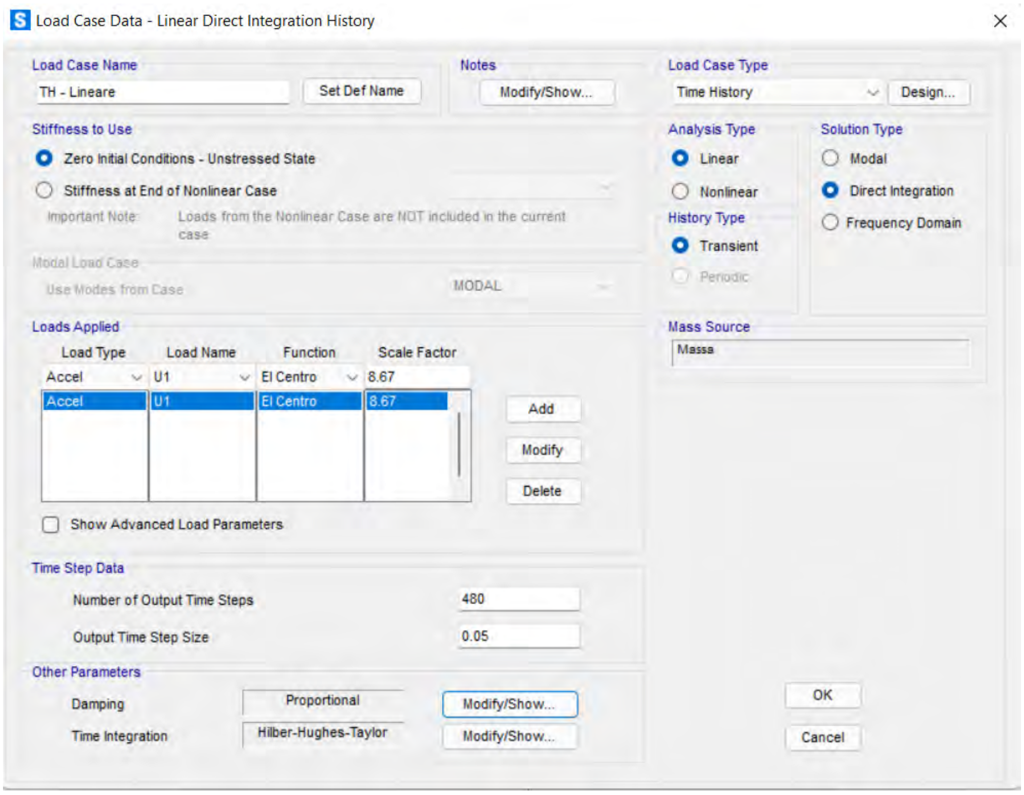


Fig.5.11.1.1 –Definimi i rastit të ngarkimit për analziën lineare në fushën kohore.

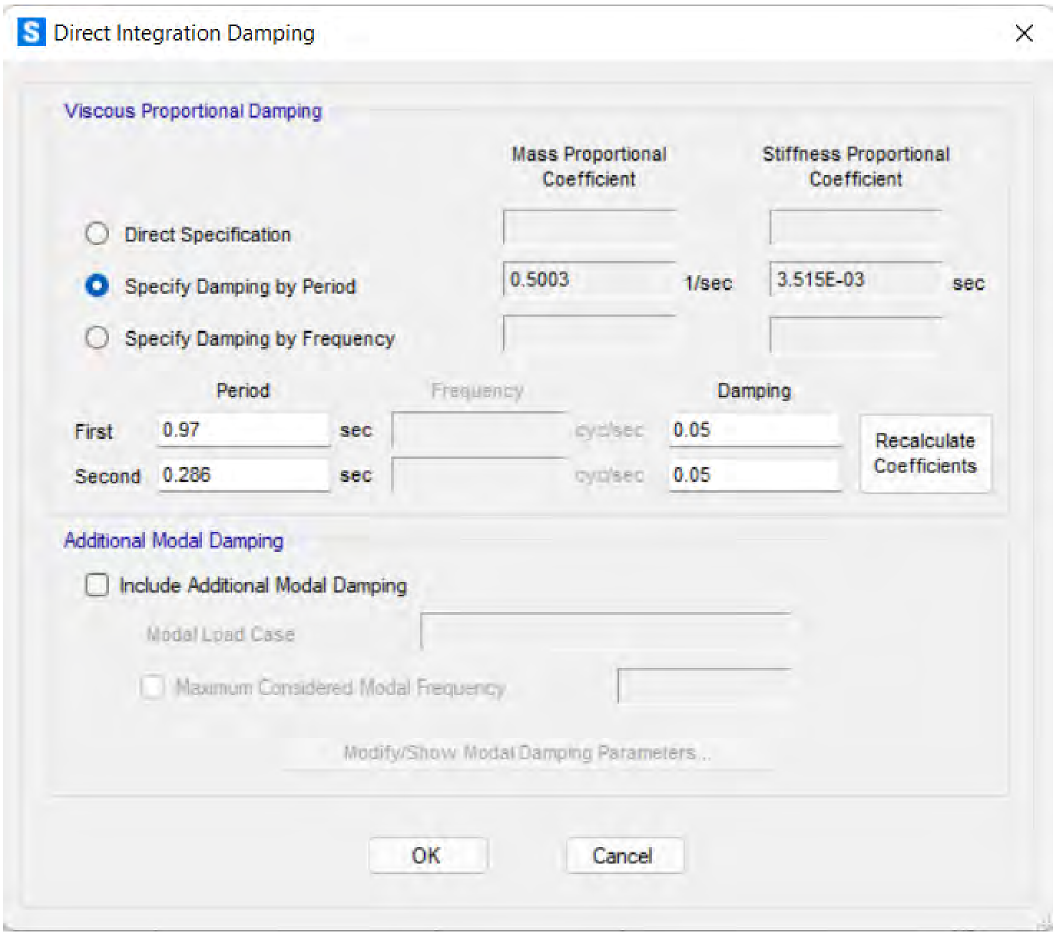


Fig.5.11.1.2 –Definimi i shuarjes përmes periodave

Gjithashtu edhe për analizën jolineare në fushën kohore është bërë definimi i rastit të ngarkimit ku kemi zgjedhur llojin e ngarkesës në fushën kohore (Time history) me analizë jolineare me integrim direkt. Për funksionin të cilit i japim kohëzgjatje 24 sekonda janë marrë 420 hapa si rezultate dalëse me madhësi të hapit 0.05 sekonda. Shuarja është definuar në funksion të periodave dalëse të sistemit. Për integrim numerik është përdorur metoda e Hilber-Hughes-Taylor. Përmes Scale Factor është bërë reduktimi i akselerogramit El Centro dhe është përshtatur me nxitimin e truallit $a_g = 0.25g$, scale factor për këtë rast ka vlerën 8.67. Për analinën jolineare në fushën kohore për dallim nga analiza linearë është marrë efekti i jolinearitetit gjeometrik ose ndryshe që njihet me emrin efekti P-Delta.

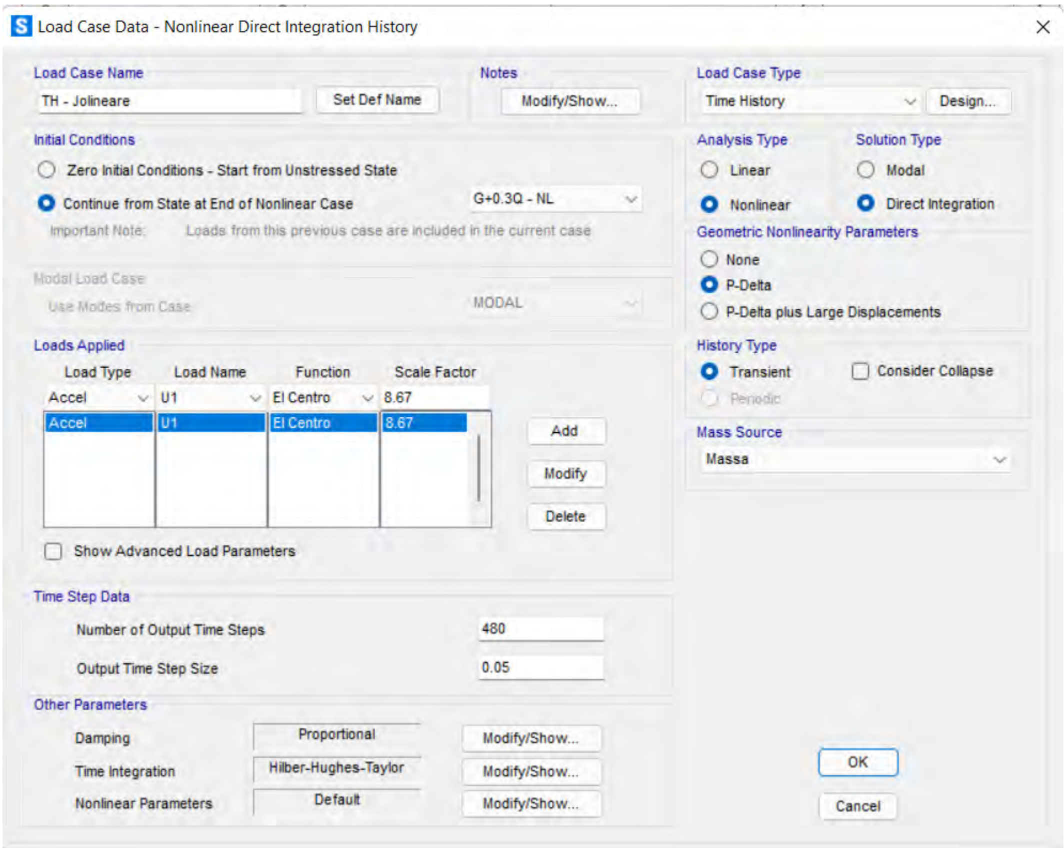


Fig.5.11.1.3 –Definimi i rastit të ngarkimit për analziën jolineare në fushën kohore.

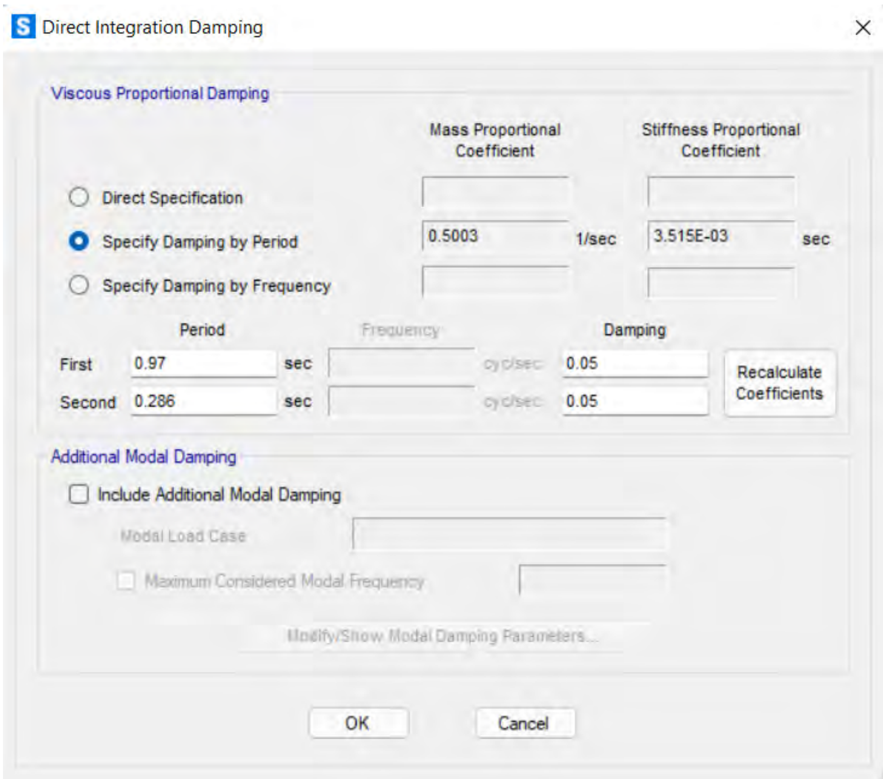


Fig.5.11.1.4 –Definimi i shuarjes përmes periodave

Definimi i prerjeve tërthore të shtyllave dhe trarëve është bërë përmes section designer ku shtyllat dhe trajet për dy analizat lineare dhe jolineare në fushën kohore janë dimensionuar me sasin e kerkuar të armaturës e cila është fituar nga dimensionimi i tyre.

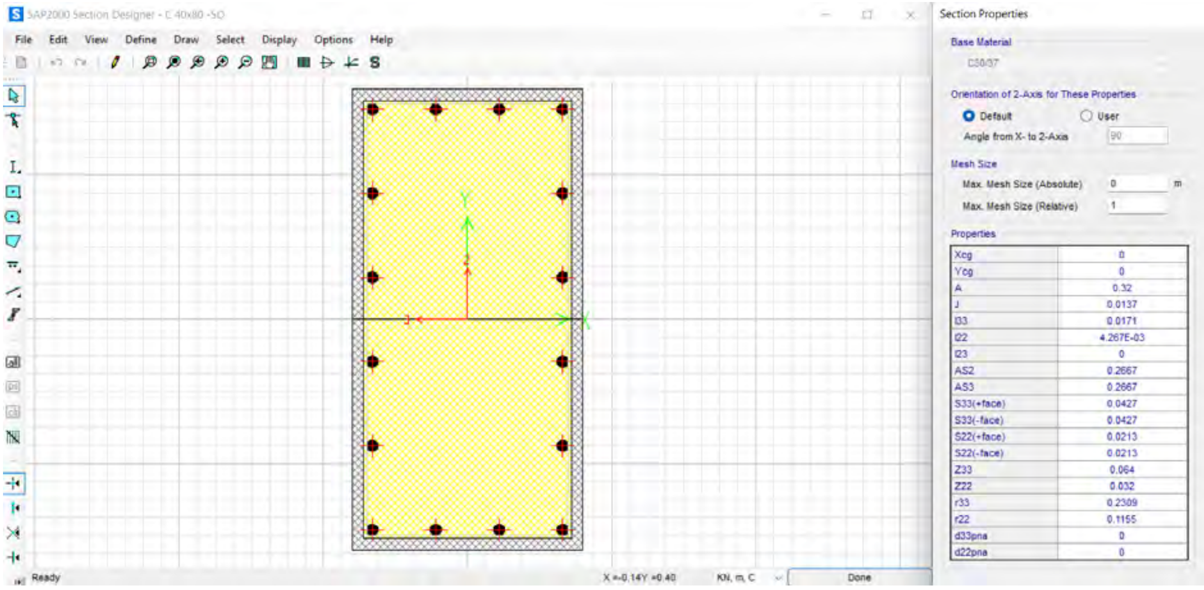


Fig.5.11.1.5 –Definimi i prerjes tërthore të shtyllës përmes section designer

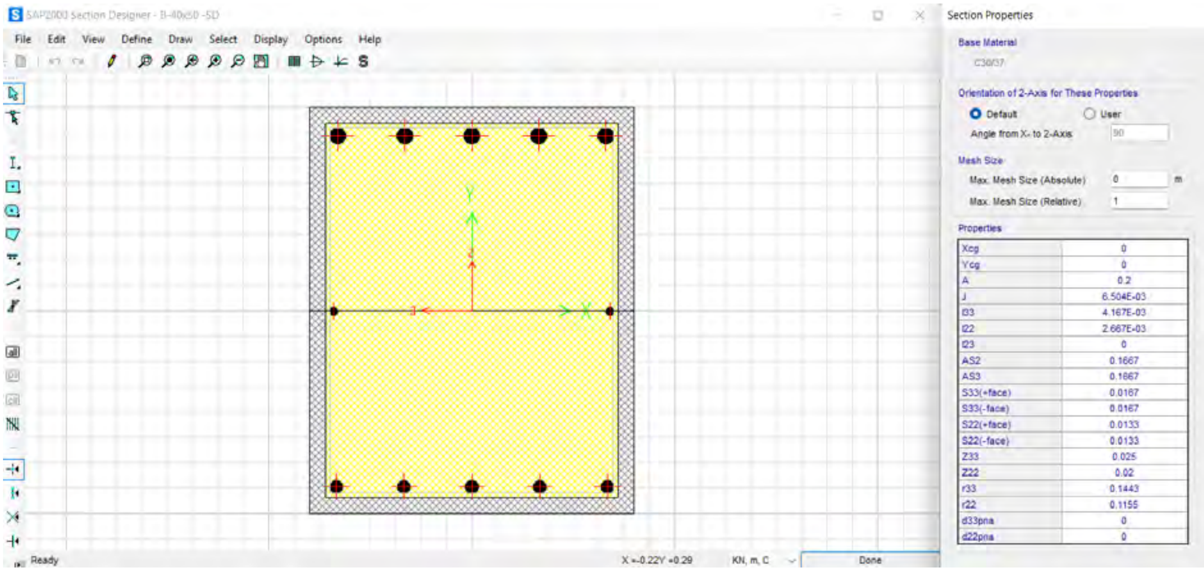


Fig.5.11.1.6 –Definimi i prerjes tërthore të traut përmes section designer

Për dallim nga analiza lineare në fushën kohore në analizën jolineare në fushën kohore bëhet edhe ndarja në fiber section për prerjet tërthore të shtyllave dhe të trajeve të cilat përmbajnë fibra të betonit dhe fibra të çelikut (armaturës).

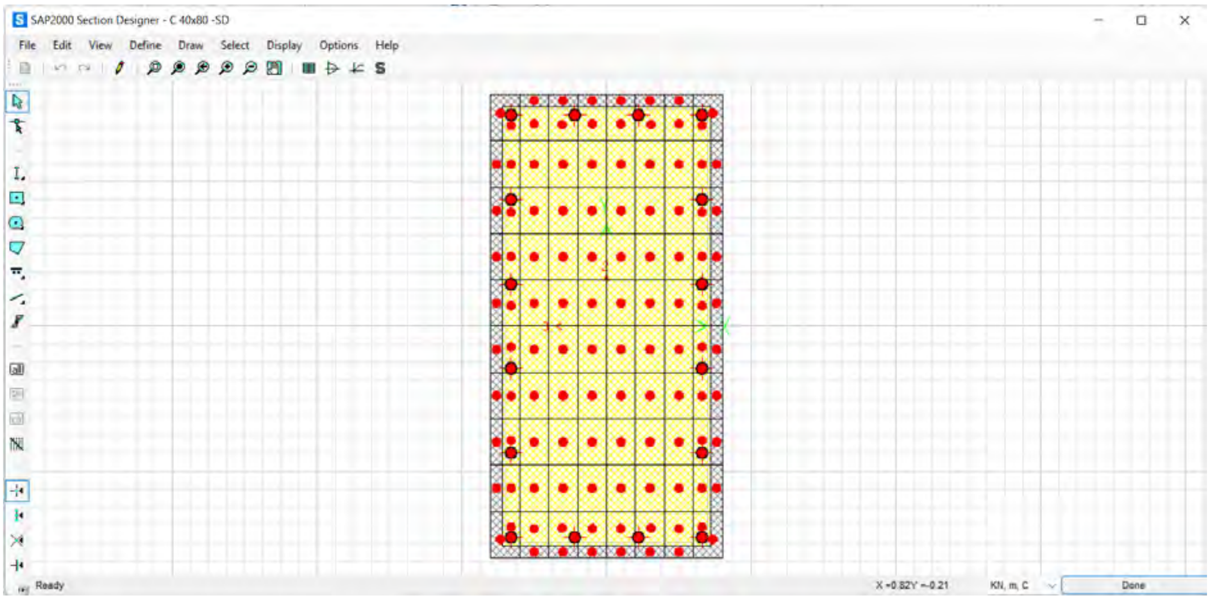


Fig.5.11.1.7. – Ndarja në fibra të betonit dhe çelikut të prerjës tëthore të shtyllës

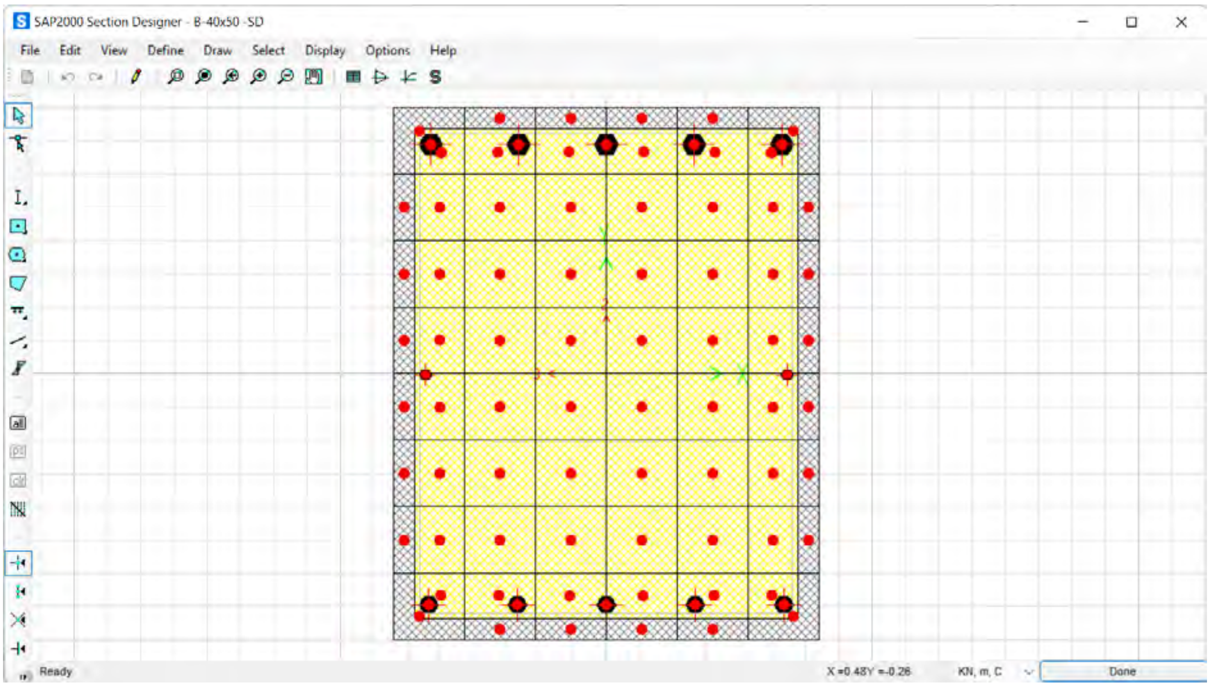
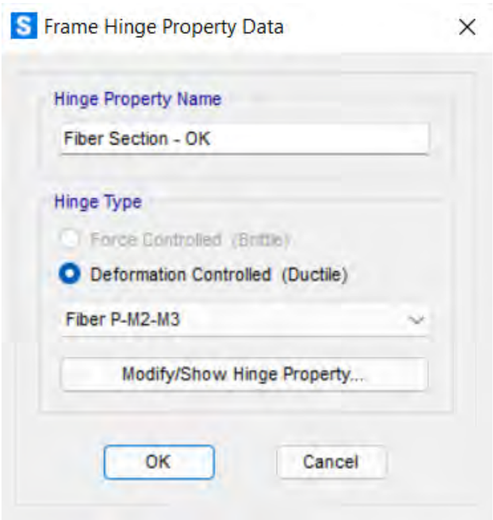


Fig.5.11.1.8. – Ndarja në fibra të betonit dhe çelikut të prerjës tëthore të traut

Pas ndarjes në fibra të prerjes tërthore të elementeve bëhet definimi i çernierave plastike ku caktohet lloji i çernierave plastike të kontrolluar nga deformimet dhe lloji i fibrave P-M2-M3, dhe me gjatësi të çernierës 0.1.



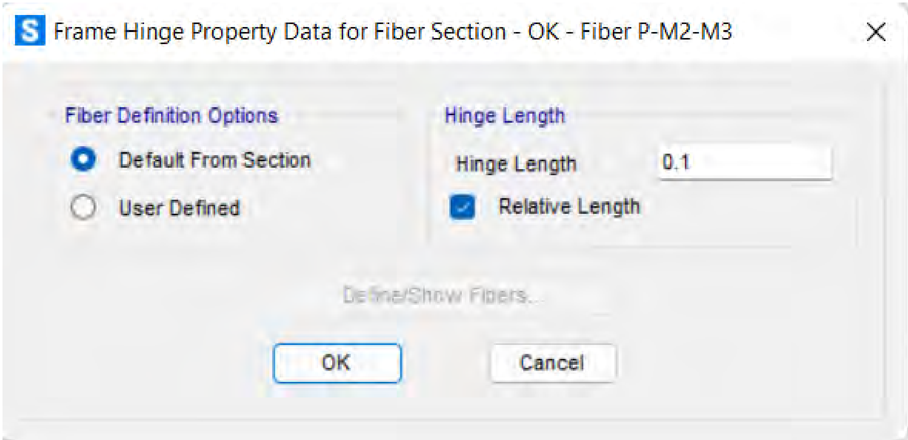


Fig.5.11.1.9. – Definimi i llojit të çernierave plastike

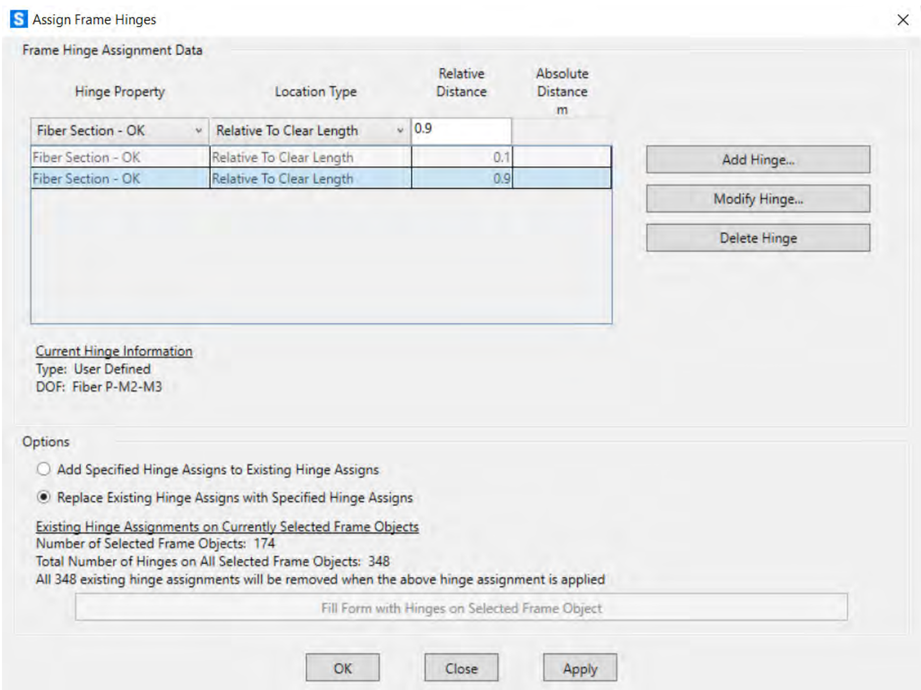


Fig.5.11.1.10. – Vendosja e çernierave plastike në elemetet strukturore tra dhe shtyllë

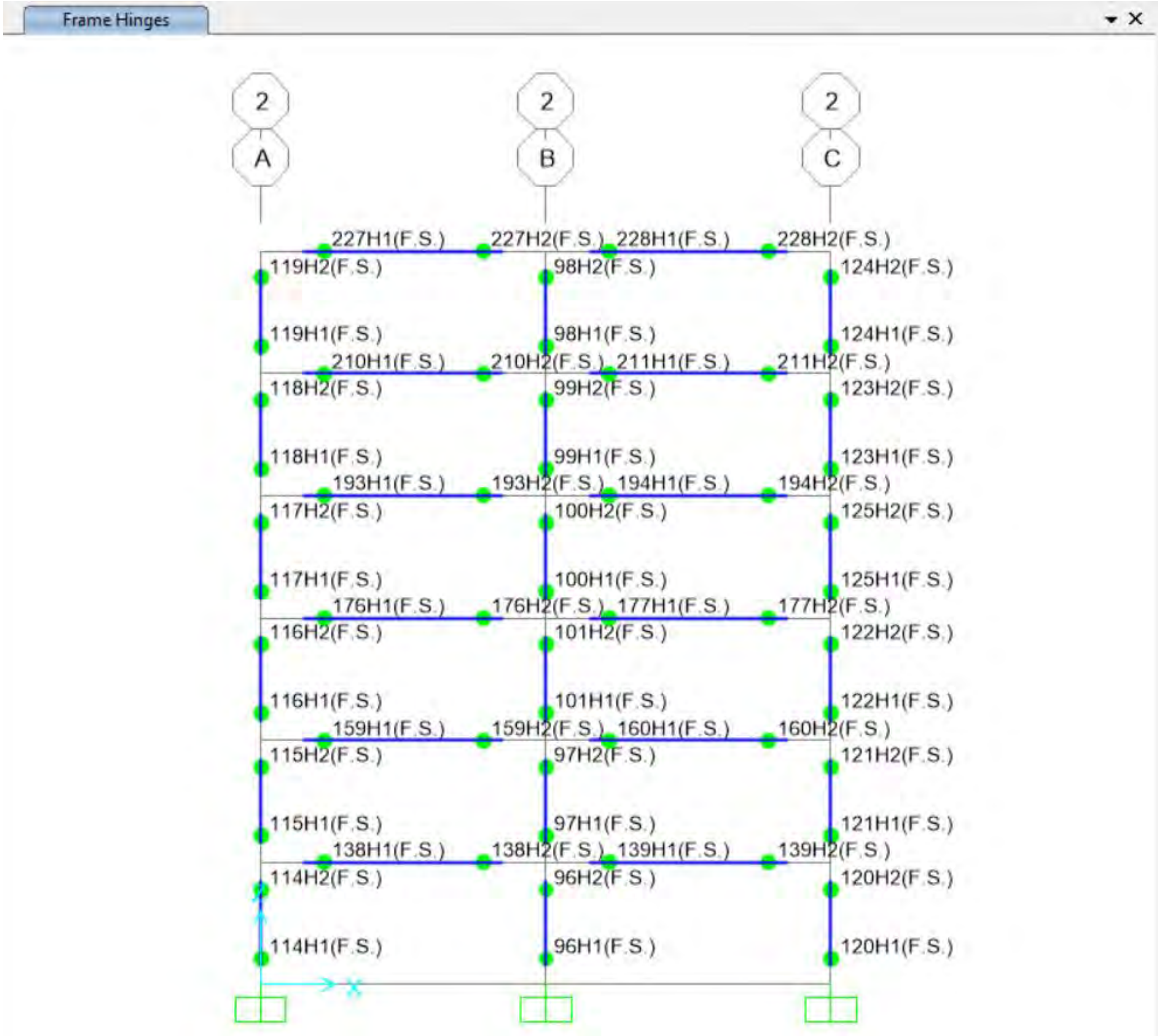


Fig.5.11.1.11. – Formimi i çernierave plastike traje dhe shtylla në ramin 2-2

5.11.2. Rezultatet Dalëse Për Rastin E Parë - $a_g = 0.25g$

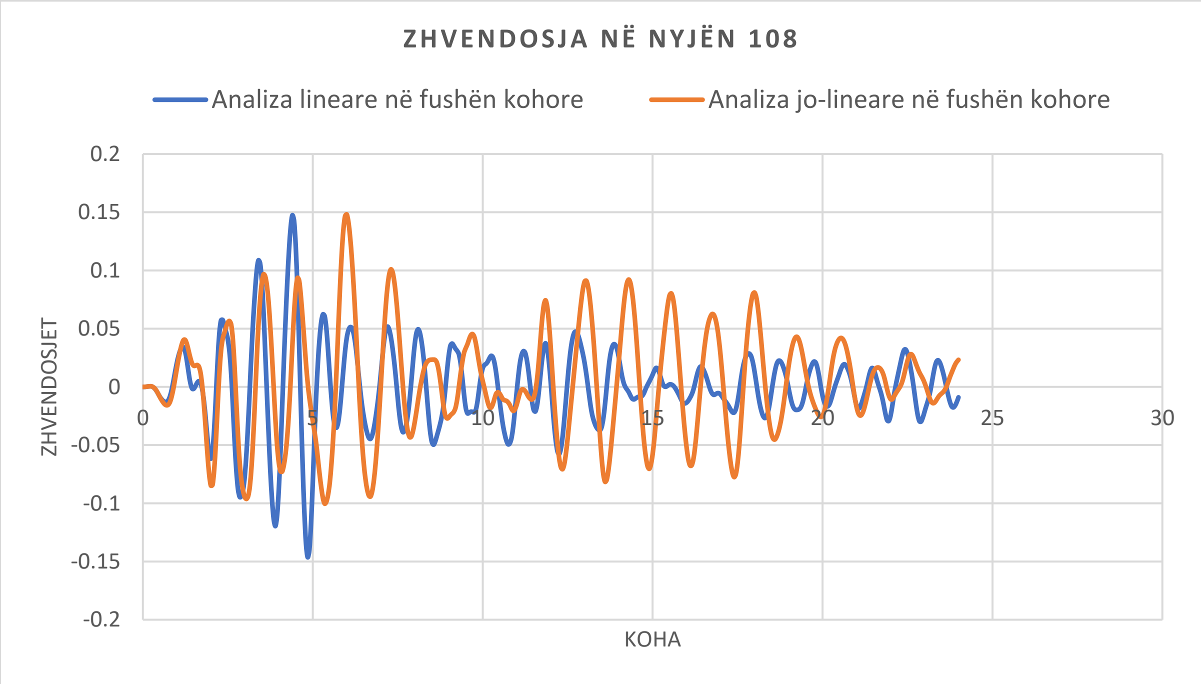


Fig.5.11.2.1. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 108 (niveli +18m')

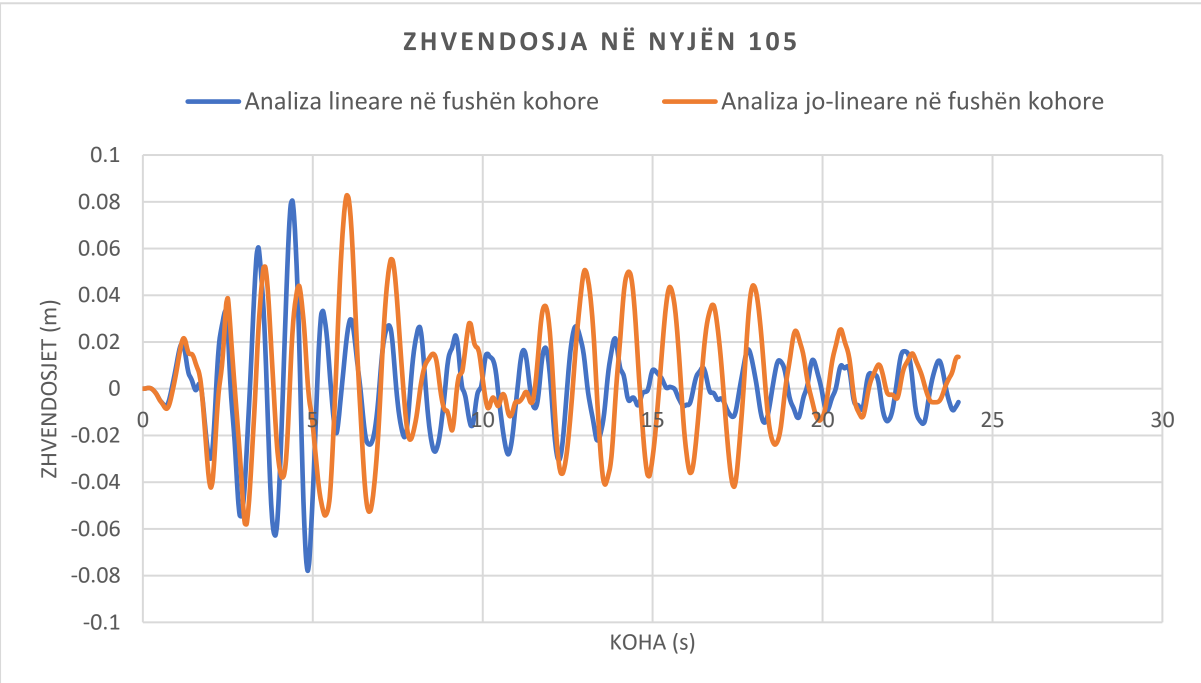


Fig.5.11.2.2. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 105 (niveli +9m')

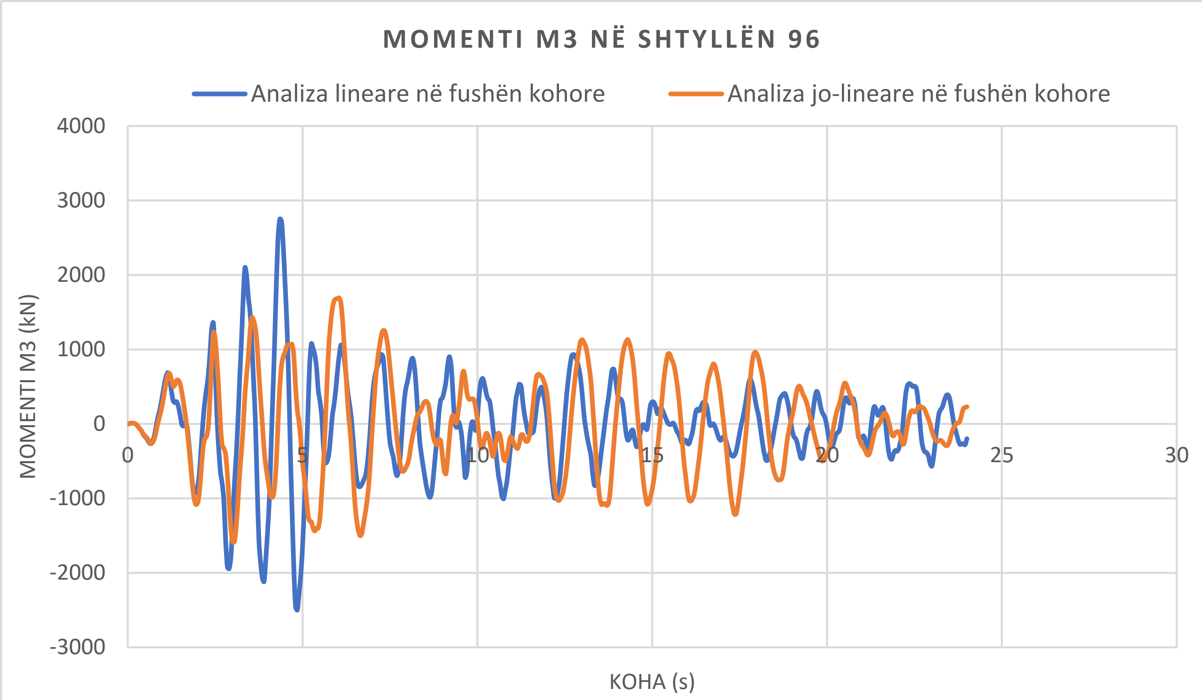


Fig.5.11.2.3. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 96 (niveli +0 m')

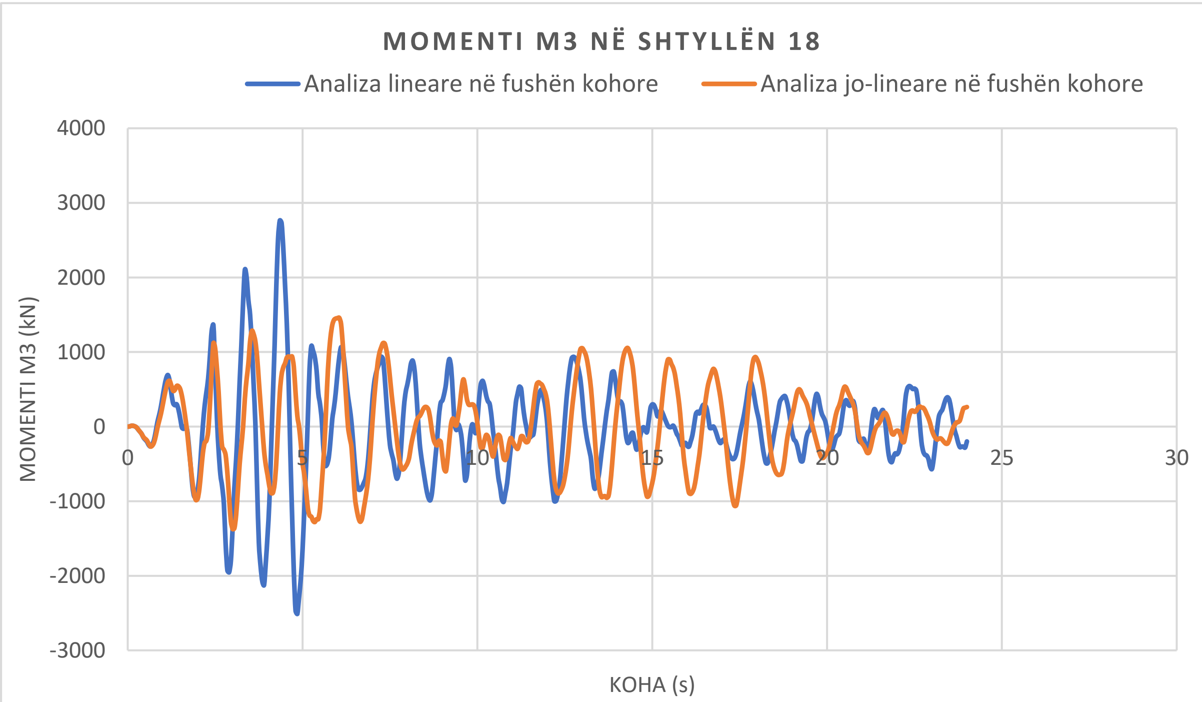


Fig.5.11.2.4. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 18 (niveli +0 m')

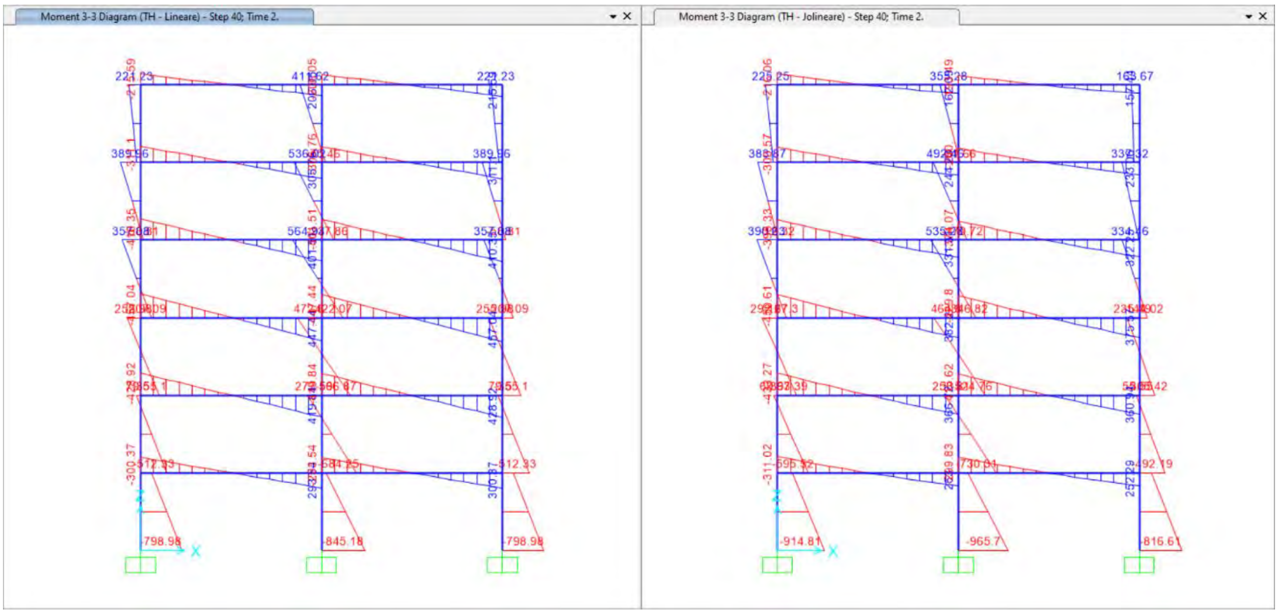


Fig.5.11.2.5. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=2.0 sec.

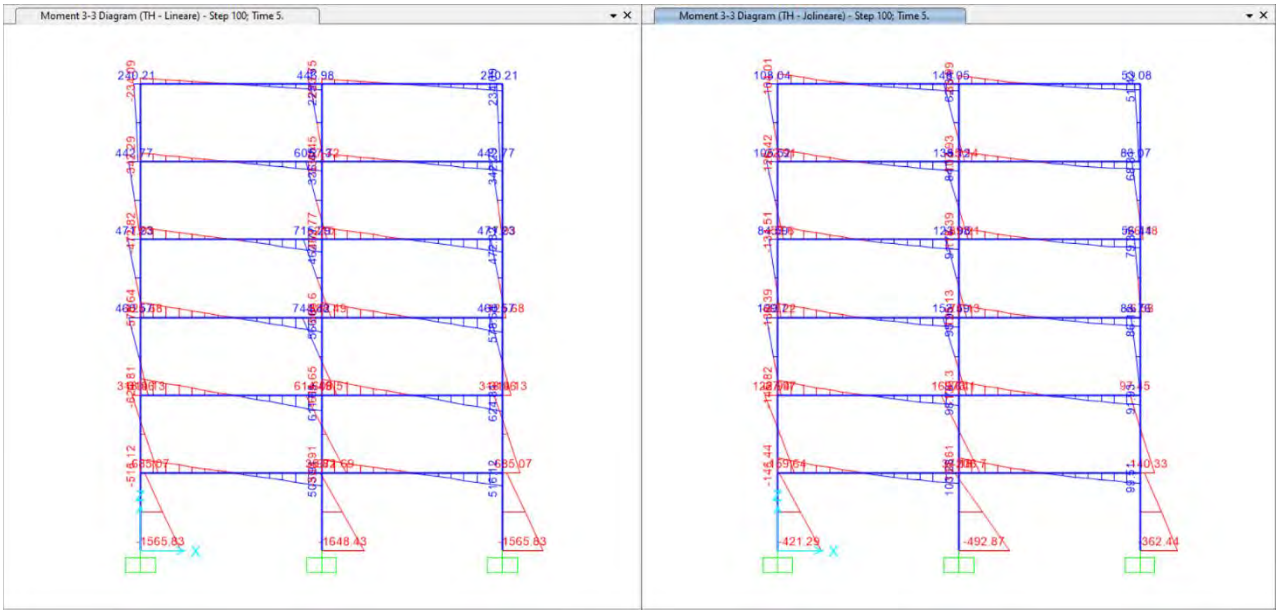


Fig.5.11.2.6. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=5.0 sec.

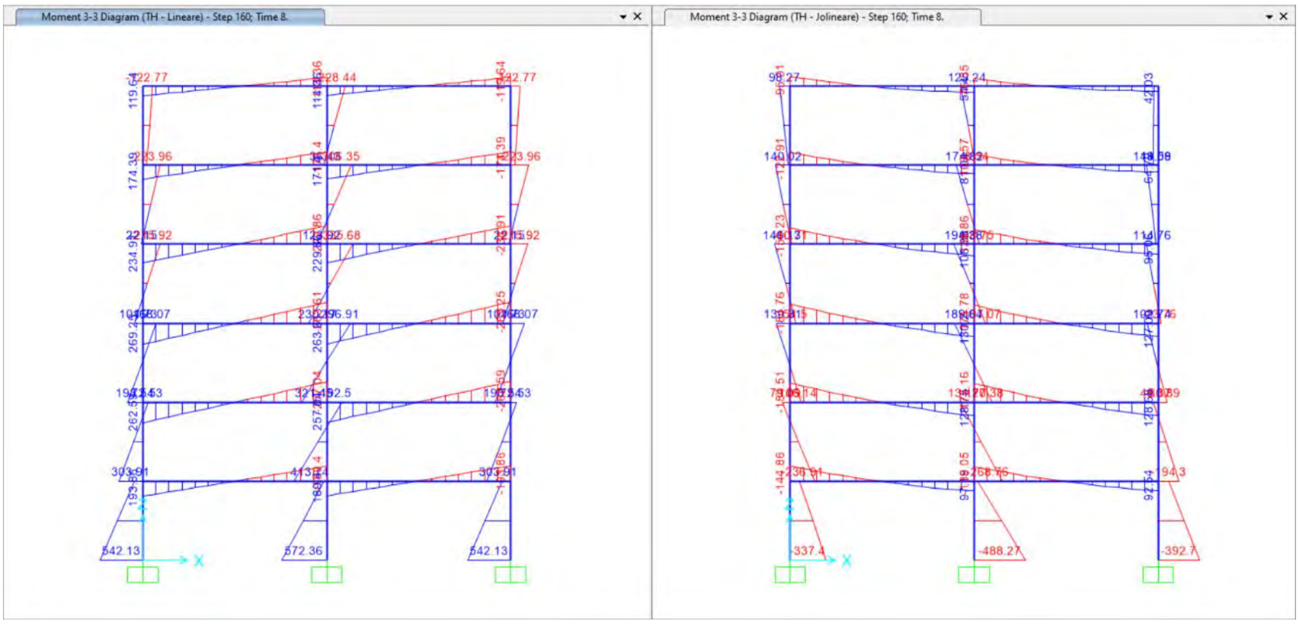


Fig.5.11.2.7. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=8.0 sec

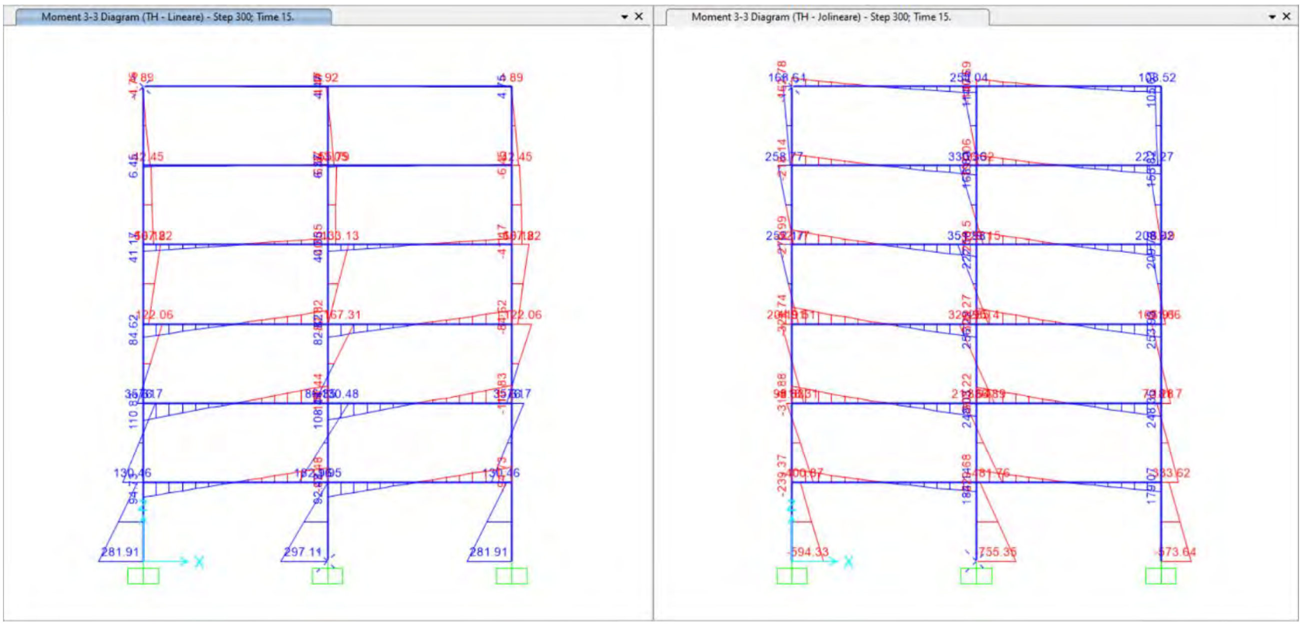


Fig.5.11.2.8. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=15.0 sec

Nga figurat e mësipërme vërjeme një ndryshim të dukshën të vlerave të momenteve nga anliza jolineare në fushën kohre nga ajo lineare në fushën kohre. Diagramet e momenteve M3 ndryshojnë sepse **analiza lineare** supozon sjellje elastike dhe shpërndarje uniforme të momenteve, ndërsa **analiza jolineare** merr parasysh efektet plastike, zhvendosjet e mëdha dhe redistribuimin e forcave. Kjo bën që momentet të ndryshojnë në mënyrë më komplekse dhe realiste në modelin jolinear.

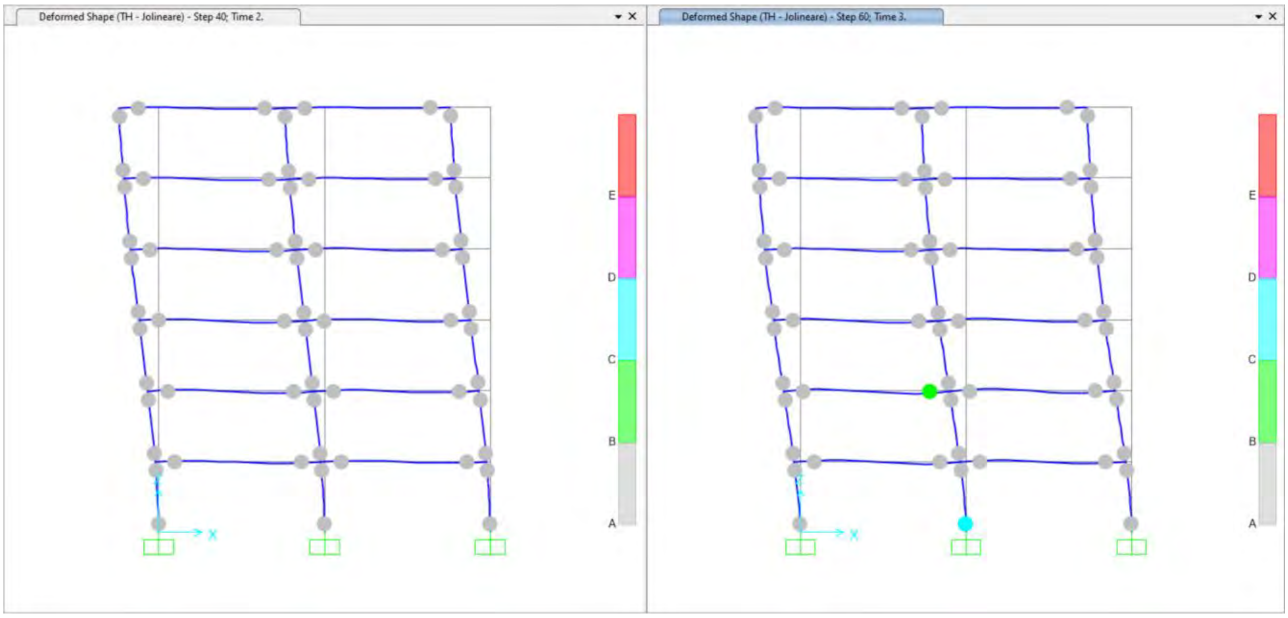


Fig.5.11.2.9. – Deformimet e strukturës dhe gjendja e çernierave plastike nën analizën jolineare në fushën kohore për kohën 2 sec (figura masjtas) dhe 3 sec (figura djathtas).

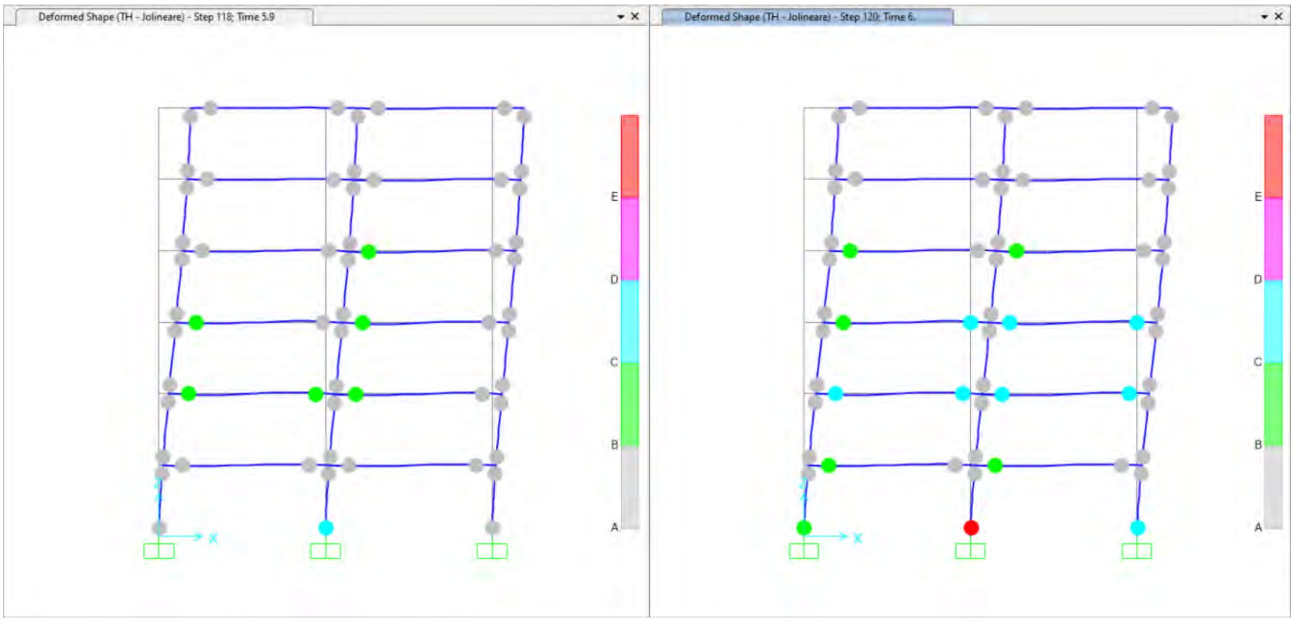


Fig.5.11.2.10. – Deformimet e strukturës dhe gjendja e çernierave plastike nën analizën jolineare në fushën kohore për kohën 5.9 sec (figura masjtas) dhe 6 sec (figura djathtas).

Të dyja figurat përfaqësojnë deformimin e një strukture nën analizën jolineare në fushën kohore. Ato tregojnë përparimin e deformimit dhe plastifikimit të elementeve strukturore me kalimin e kohës. Figura e parë tregon gjendjen e deformuar të strukturës në dy momente të ndryshme të analizës (2 dhe 3 sekonda) ku fillimisht, nuk ka shumë plastifikim (gjendja e nyjeve është kryesisht gri), ndërsa në kohën 3 sec shfaqen disa nyje plastike (me ngjyrë të gjelbërt dhe të kaltërt). Figura e dytë paraqet gjendjen në kohët më të vona (5.9 dhe 6 sekonda). Në këto momente, numri i nyjeve plastike është rritur ndjeshëm, me disa nyje që kanë arritur gjendjen kritike të rëndë të dëmtimit ose afër kolapsit. (e kuqe - gjendja E). Si përfundim struktura po përkeqësohet me kalimin e kohës nën ndikimin e ngarkesave dinamike, duke kaluar nga një gjendje elastike në një deformim plastik të përhapur, e cila në fazat e fundit mund të çojë në kolaps.

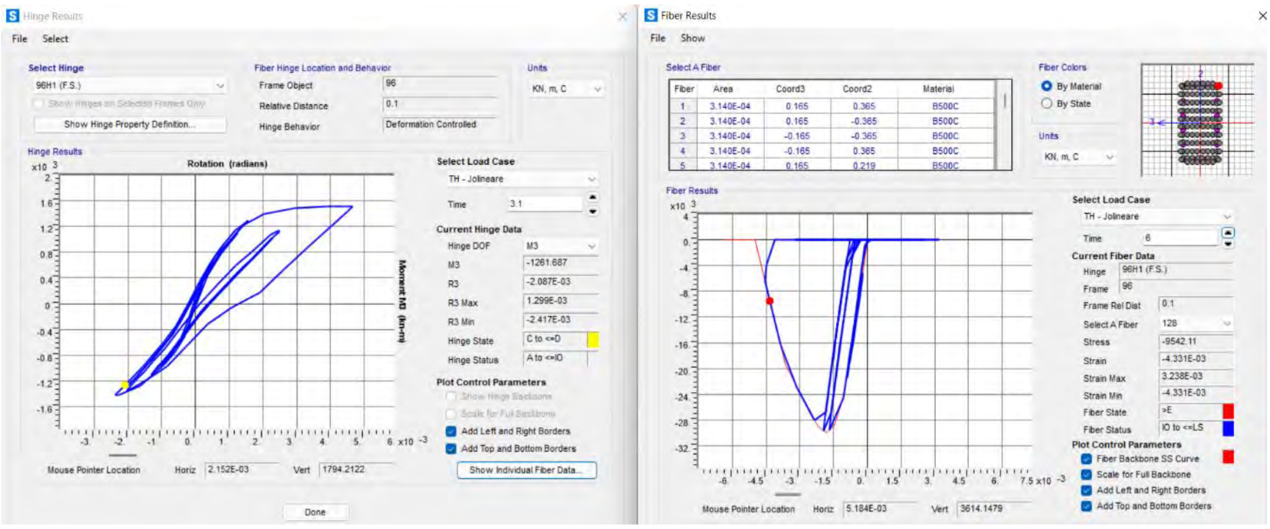


Fig.5.11.2.11. – Rezultatet e çernierës plastike në shtyllën 96H1 dhe rezultatet e fibrave të betonit të prerjes tërthore të asaj shtylle nën analizën jolineare në fushën kohore.

Në figurën majtas (Hinge Results) paraqitet diagrami moment-rrotullim për çernierën plastike, duke treguar sjellje ciklike me plastifikim. Nyja ndodhet në gjendjen C ≤ D, që nënkupton deformim të konsiderueshëm.

Figura djathtas (Fiber Results) tregon shpërndarjen e nderjeve në fibra brenda prerjes tërthore të elementit konkretisht në pjesën e betonit. Fibra ka arritur gjendjen plastike (B ≤ C ose më shumë), duke sinjalizuar një konsum të kapacitetit të materialit.

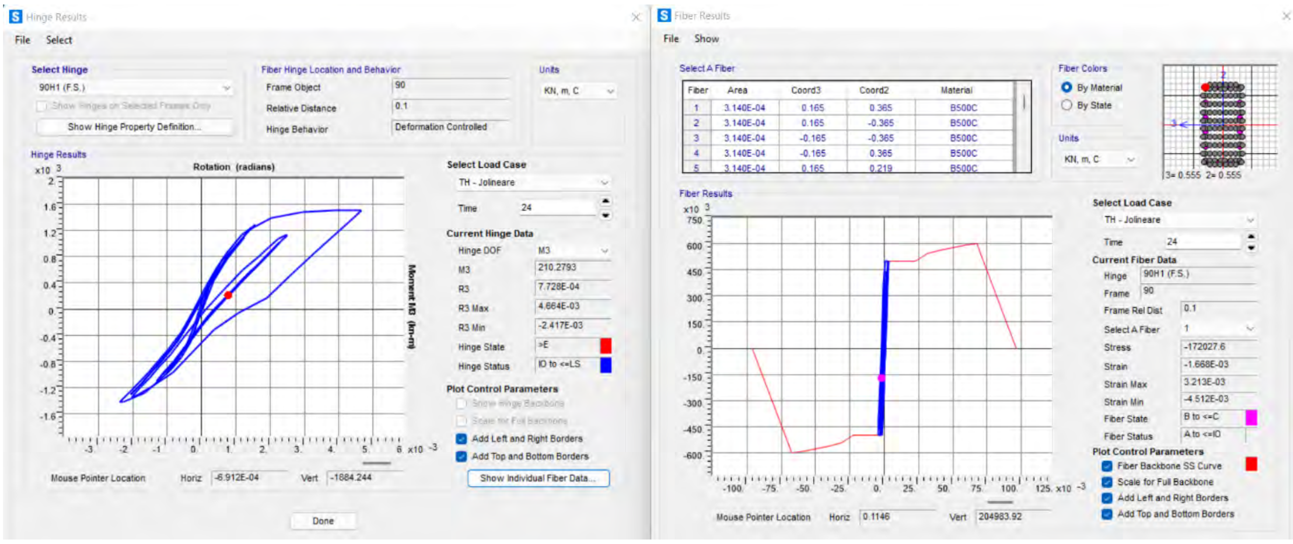


Fig.5.11.2.12. – Rezultatet e çernierës plastike në shtyllën 90H1 dhe rezultatet e fibrave të çelikut të prerjes tërthore të asaj shtylle nën analizën jolineare në fushën kohore.

Në figurën majtas (Hinge Results) paraqitet diagrami moment-rrotullim për çernierën plastike që tregon sjellje ciklike me degradim të kapacitetit. Çerniera plastikë është në gjendjen **>E** (e shënuar me të kuqe), që tregon një dëmtim të rëndë dhe humbje të kapacitetit mbajtës.

Në figurën djathtas (Fiber Results) paraqitet shpërndarja e forcave të brendshme në fibër çeliku brenda prerjes tëthrore të elementit. Fibra është në gjendjen plastike (**B ≤ C**), duke treguar se çeliku ka kaluar në deformim plastik, por nuk ka arritur në dështim total.

5.11.3. Rasti i Dytë - $a_g = 0.20g$

Gjithashtu sikur në rastin e parë për analizën lineare në fushën kohore bëhet definimi i rastit të ngarkimit ku kemi zgjedhur llojin e ngarkesës në fushën kohore (Time hisotry) me analizën lineare me integrim direkt. Për funksionin të cilit i japim kohëzgjatje 24 sekonda janë marrë 420 hapa si rezultate dalëse me madhësi të hapit 0.05 sekonda. Shuarja është definuar në funksion të periodave dalëse të sistemit. Për integrim numerik është përdorur metoda e Hilber-Hughes-Taylor. Përmes Scale Factor është bërë reduktimi i akselerogramit El Centros dhe është përshtatur me nxitimin e truallit $a_g = 0.20g$, scale factor për këtë rast ka vlerën 6.94.

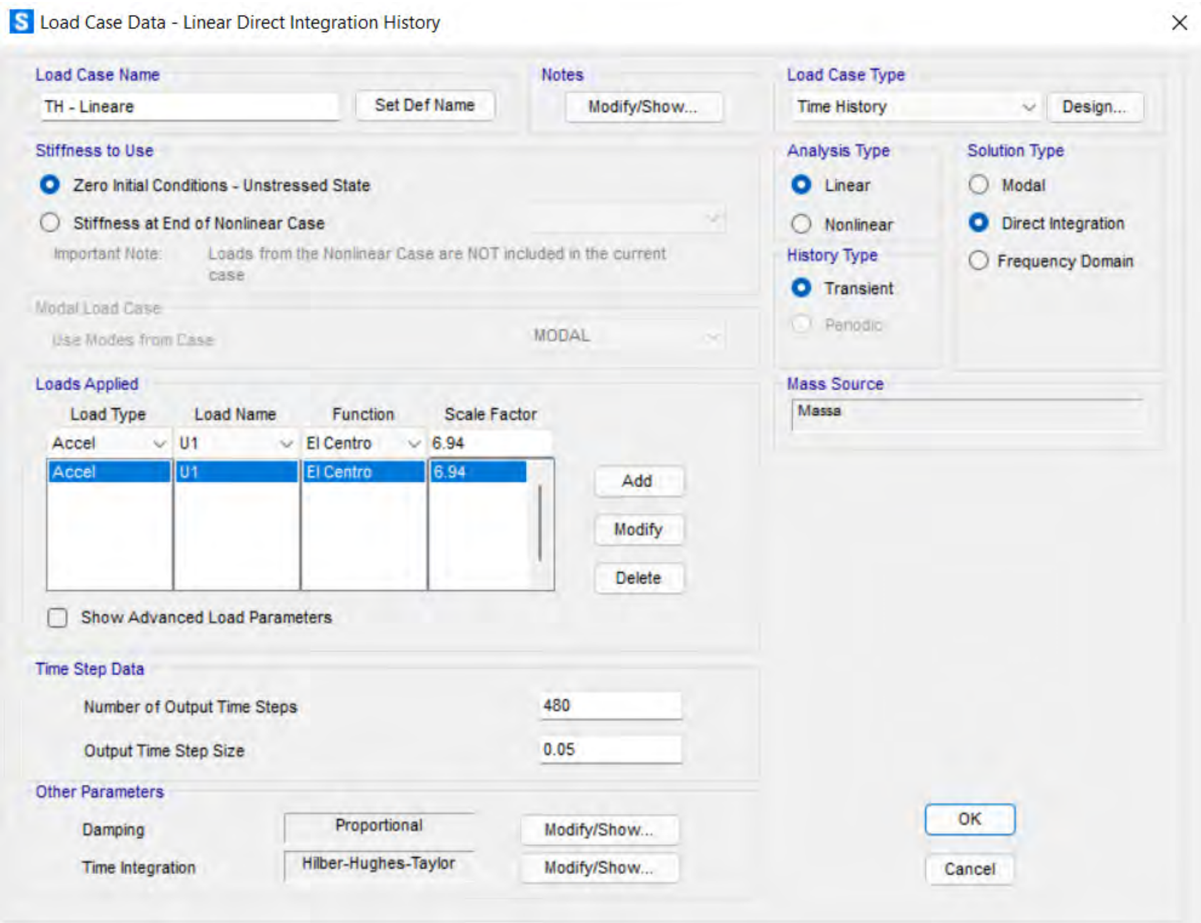


Fig.5.11.3.1. – Definimi i rastit të ngarkimit për analziën lineare në fushën kohore.

Gjithashtu edhe për analizën jolineare në fushën kohore është bërë definimi i rastit të ngarkimit ku kemi zgjedhur llojin e ngarkesës në fushën kohore (Time history) me analizë jolineare me integrim direkt. Për funksionin të cilit i japim kohëzgjatje 24 sekonda janë marrë 420 hapa si rezultate dalëse me madhësi të hapit 0.05 sekonda. Shuarja është definuar në funksion të periodave dalëse të sistemit. Për integrim numerik është përdorur metoda e Hilber-Hughes-Taylor. Përmes Scale Factor është bërë reduktimi i akselerogramit El Centro dhe është përshtatur me nxitimin e truallit $a_g = 0.20g$, scale factor për këtë rast ka vlerën 6.94. Për analinën jolineare në fushën kohore për dallim nga analiza linearë është marrë efekti i jolinearitetit gjeometrik ose ndryshe që njihet me emrin efekti P-Delta.

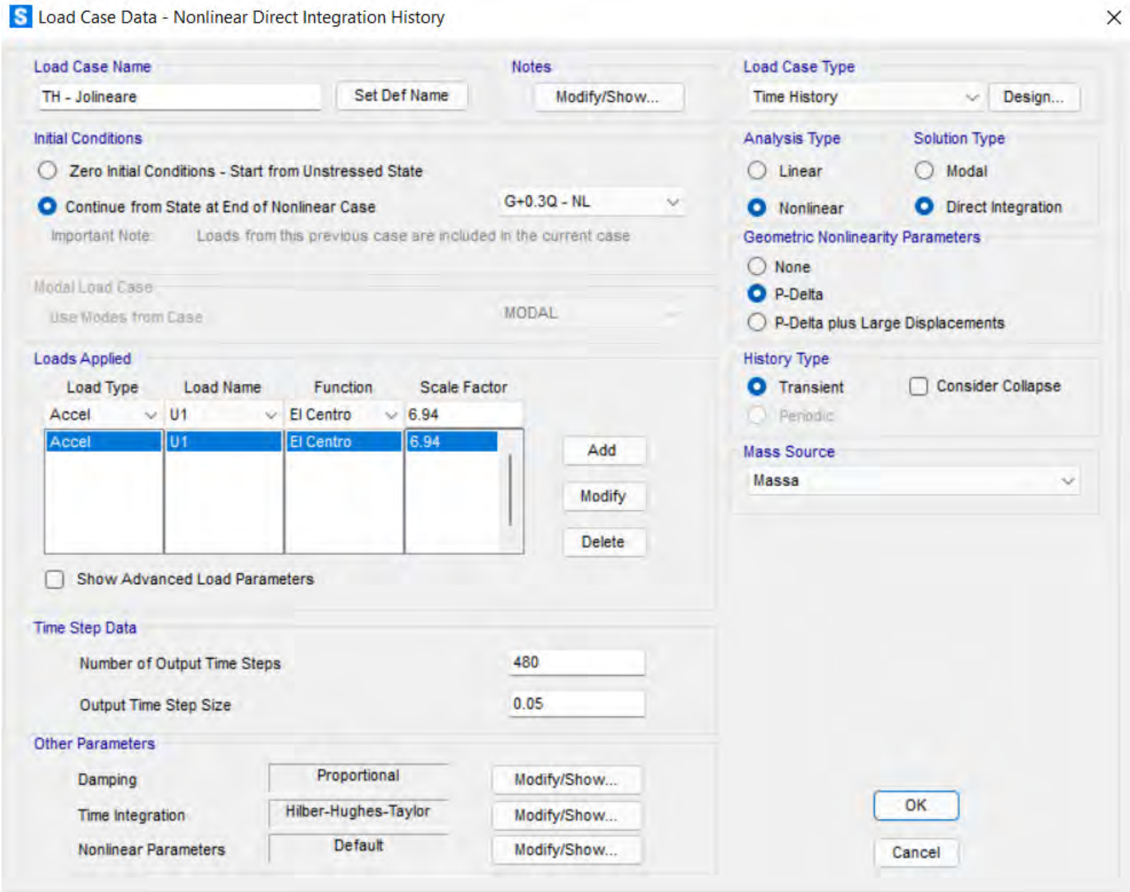


Fig.5.11.3.2. –Definimi i rastit të ngarkimit për analziën jolineare në fushën kohore.

Të gjitha të dhënat hyrëse tjera siç janë definimi i shuarjes përmes periodave, definimi i prerjve tërthore me section desiger, ndarja në fibra e prerjes tërthore si dhe definimi dhe formimi i çernierave plastike janë të njëjta sikurse te rasti i parë prandaj do të vazhdojmë me rezultatet dalëse për këtë rast.

5.11.4. Rezultatet Dalëse Për Rastin e Dytë - $a_g = 0.20g$

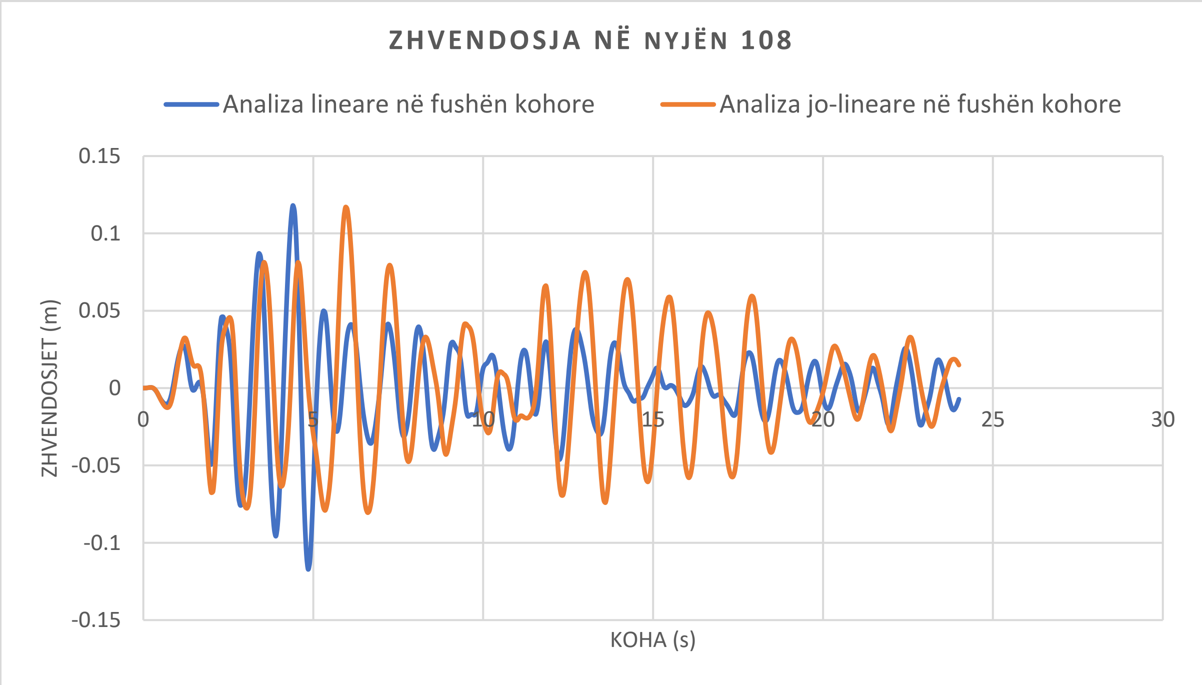


Fig.5.11.4.1. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 108 (niveli +18m')

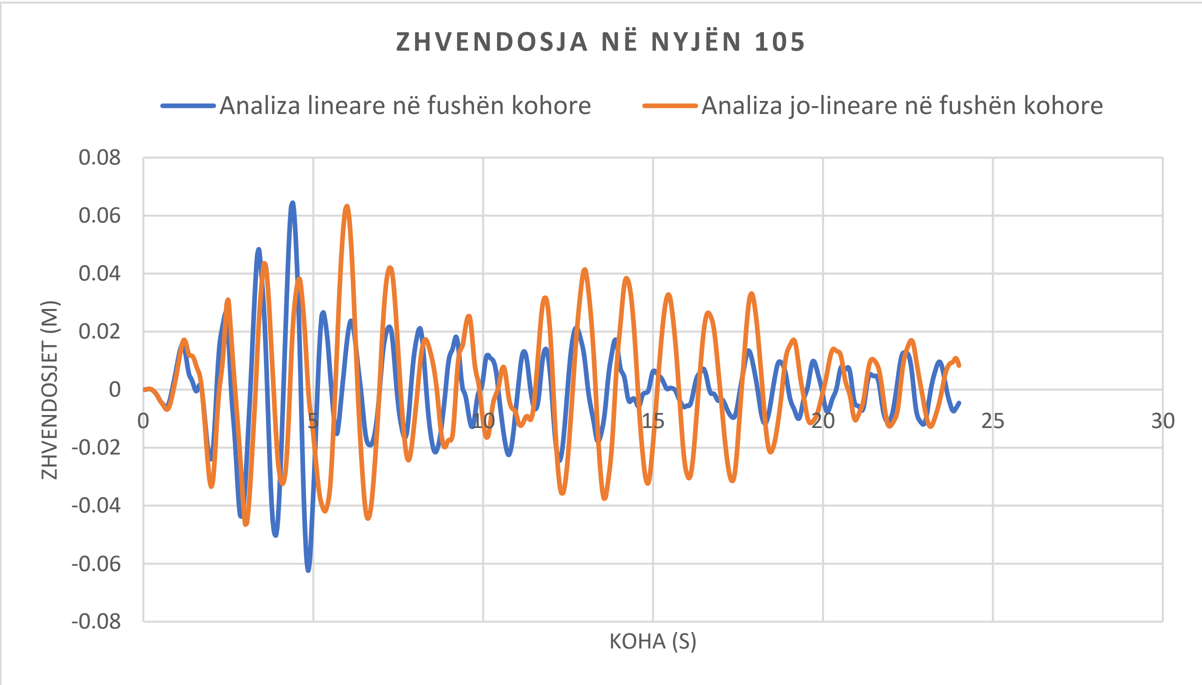


Fig.5.11.4.2. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 105 (niveli +9m')

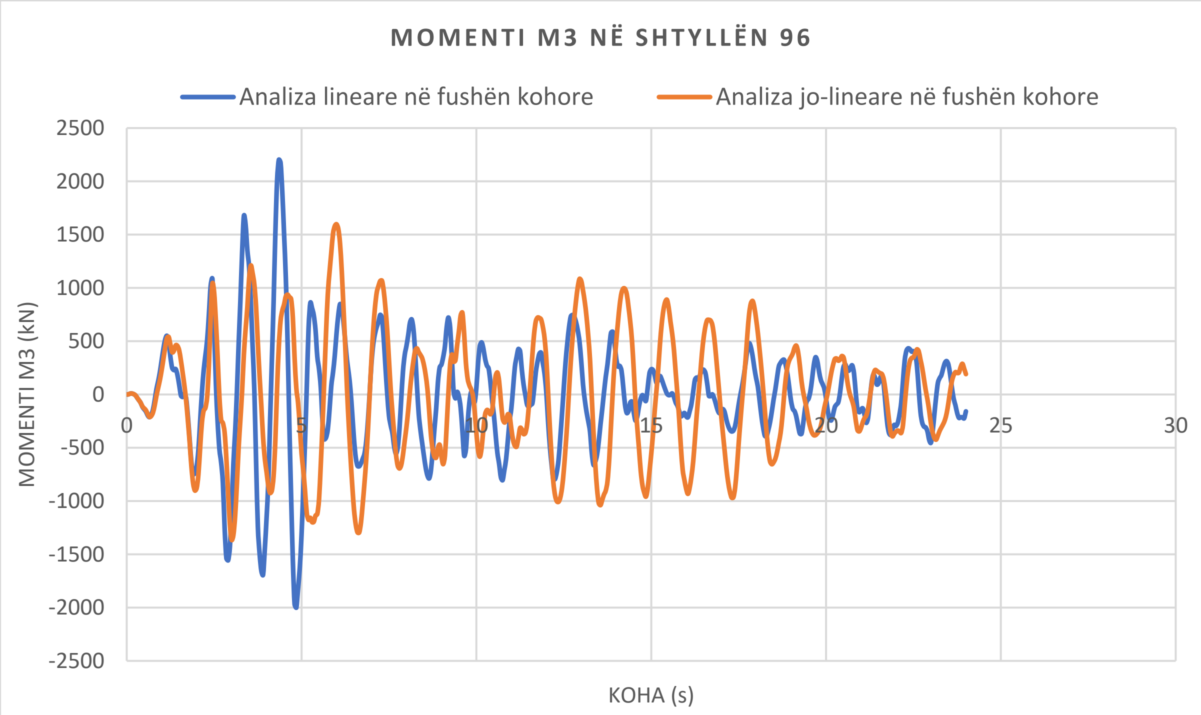


Fig.5.11.4.3. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 96 (niveli +0 m')

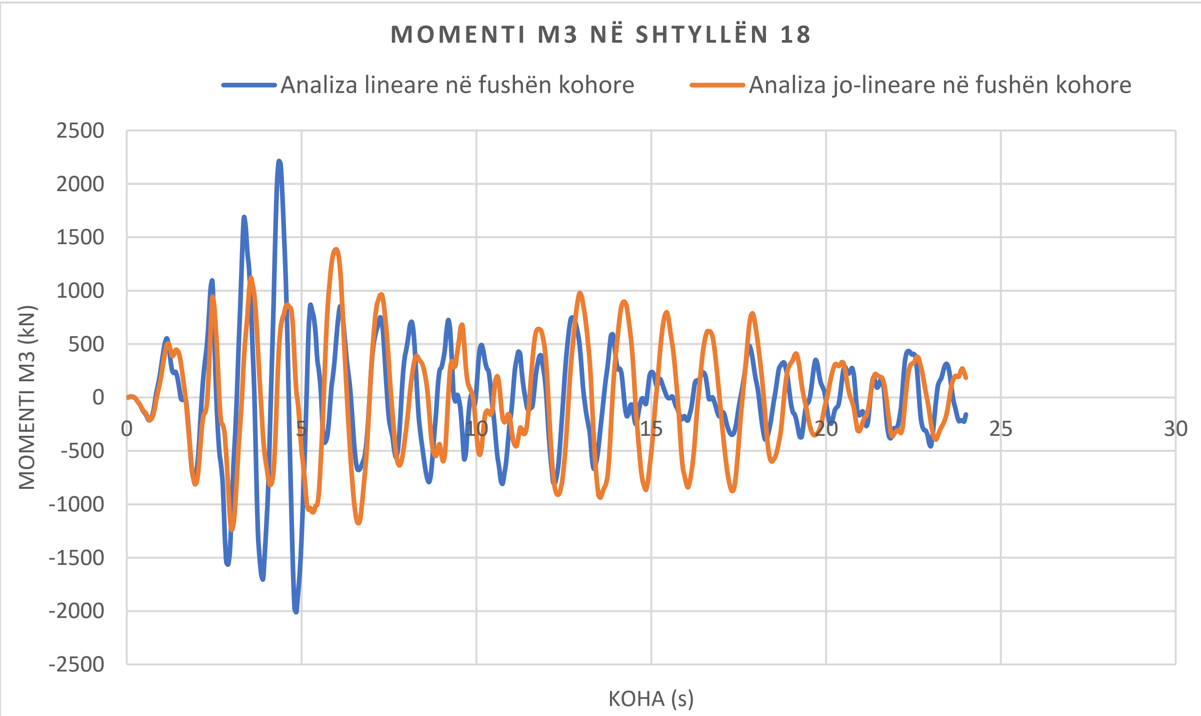


Fig.5.11.4.4. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 18 (niveli +0 m')

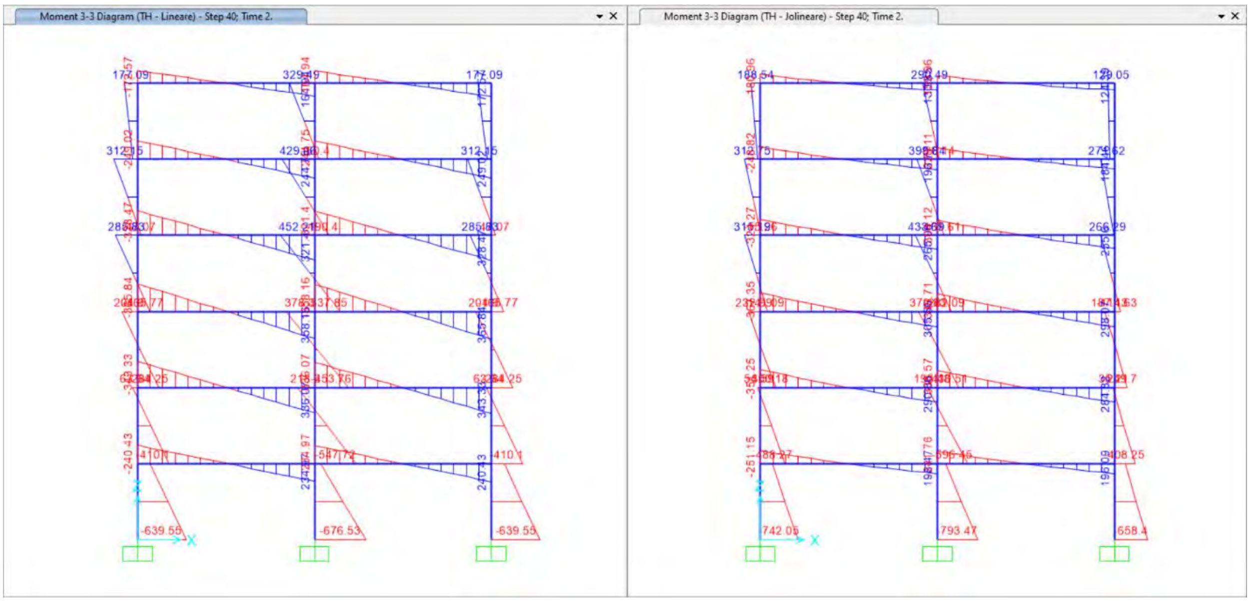


Fig.5.11.4.5. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=2.0 sec.

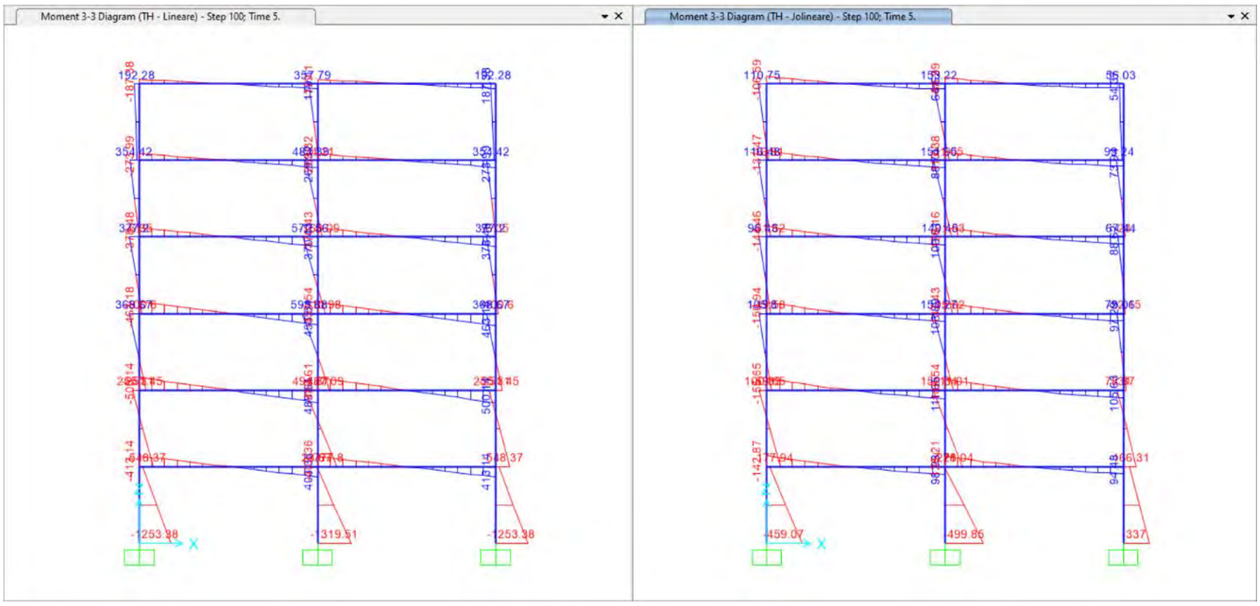


Fig.5.11.4.6. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=5.0 sec.

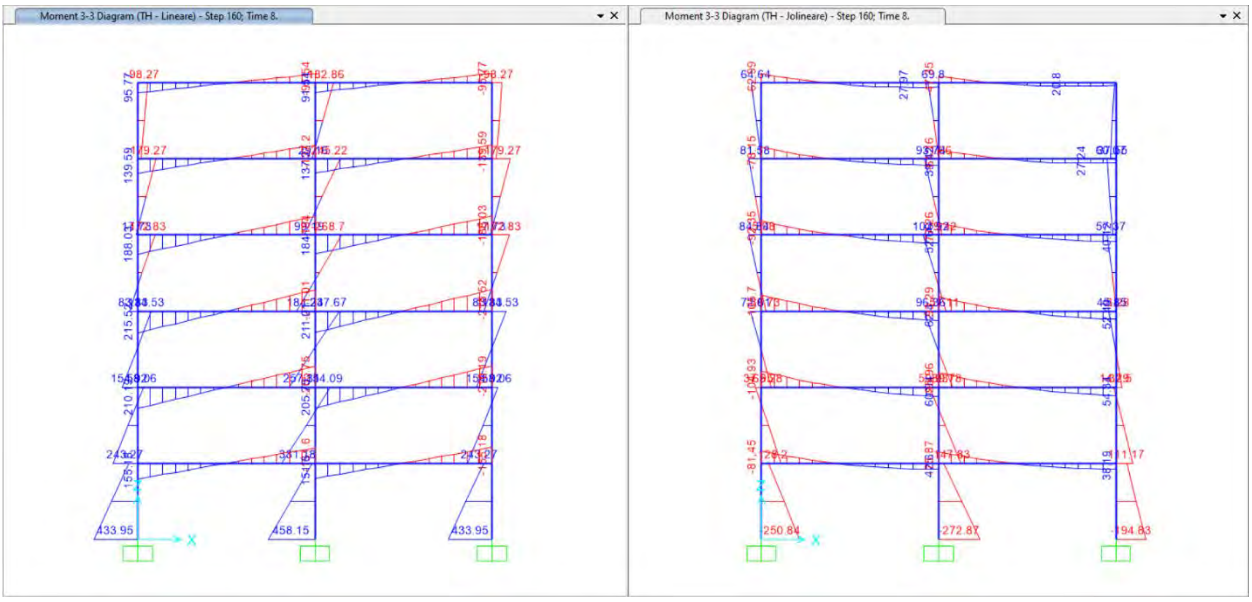


Fig.5.11.4.7. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=8.0 sec

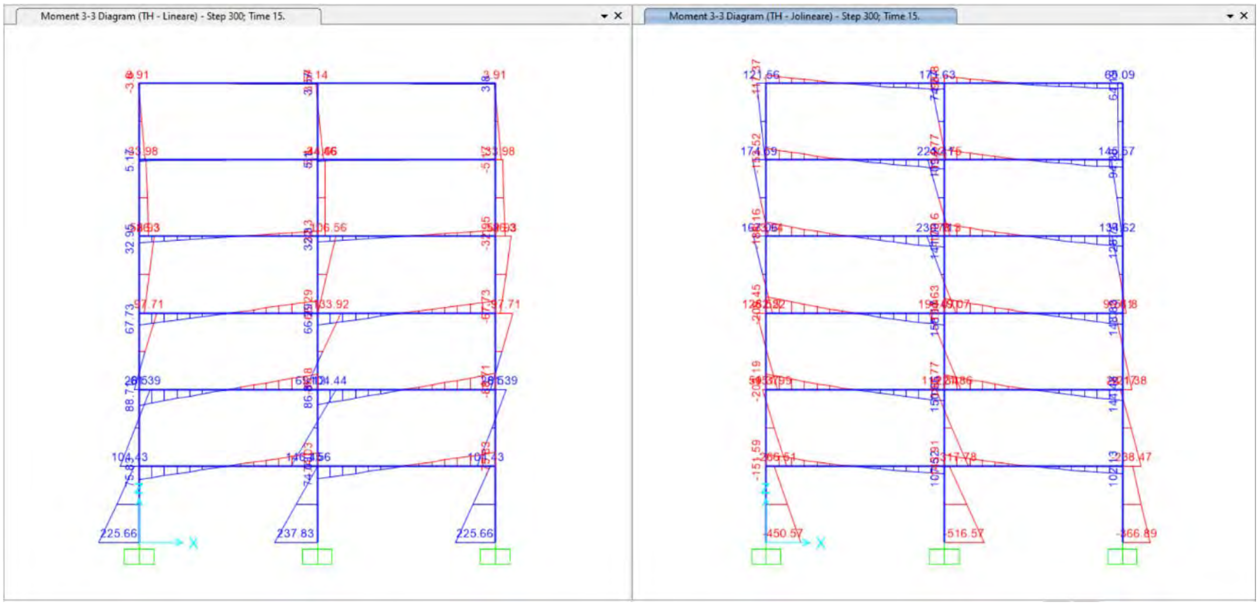


Fig.5.11.4.8. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=15.0 sec

Nga krahasimi i këtyre rezultateve dalëse për këtë rast me rastin e parë ku nxitimi i tokës është më i madhë vërejmë se momentet në këtë rast janë më të vogla. Vlerat e momenteve në rastin e parë janë më të mëdha sepse forcat sizmike janë më të mëdha, struktura hyn më shumë në sjellje jolineare dhe shpërndarja e forcave inerciale ndryshon. Kjo ndikon në deformimin dhe sjelljen e përgjithshme të ndërtesës.

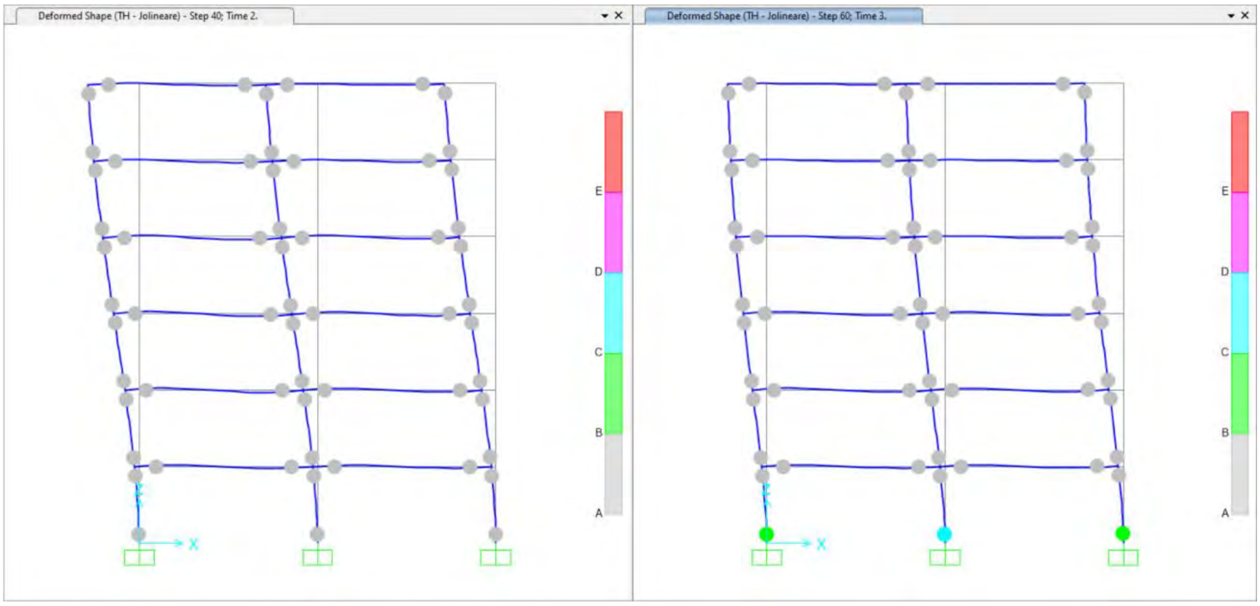


Fig.5.11.4.9. – Deformimet e strukturës dhe gjendja e çernierave plastike nën analizën jolineare në fushën kohore për kohën 2 sec (figura masjtas) dhe 3 sec (figura djathtas).

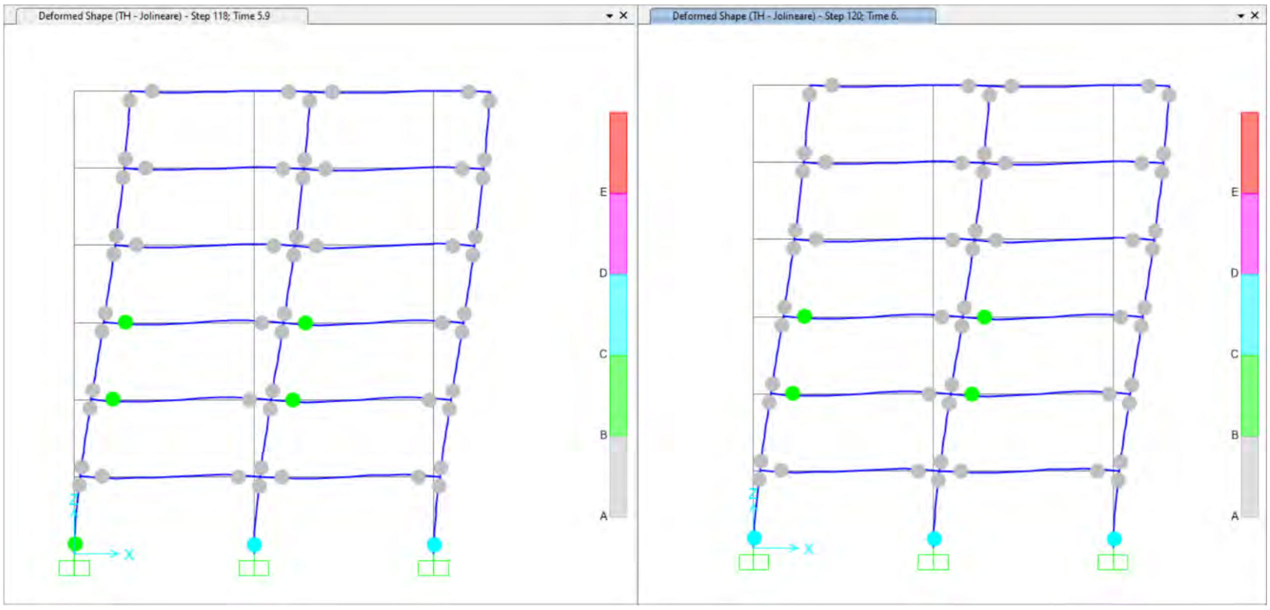


Fig.5.11.4.10. – Deformimet e strukturës dhe gjendja e çernierave plastike nën analizën jolineare në fushën kohore për kohën 5.9 sec (figura masjtas) dhe 6 sec (figura djathtas).

Për dallim nga rasti i parë kur nxitimi i truallit ka qenë më i lartë dhe struktura ka qenë më e deformuar dhe ka pasur më shumë nyjet plastike të përfshira në deformime plastike ku vërehet se shtylla e mesit ka qenë në kolaps në kohën 6 sec, në këtë rast për nxitim të truallit më të vogël struktura është më pak e deformuar dhe numri i nyjeve të prekura është më i vogël ku dhe shtylla e mesit nuk është në kolaps edhe pse ka deformime plastike të mëdha.

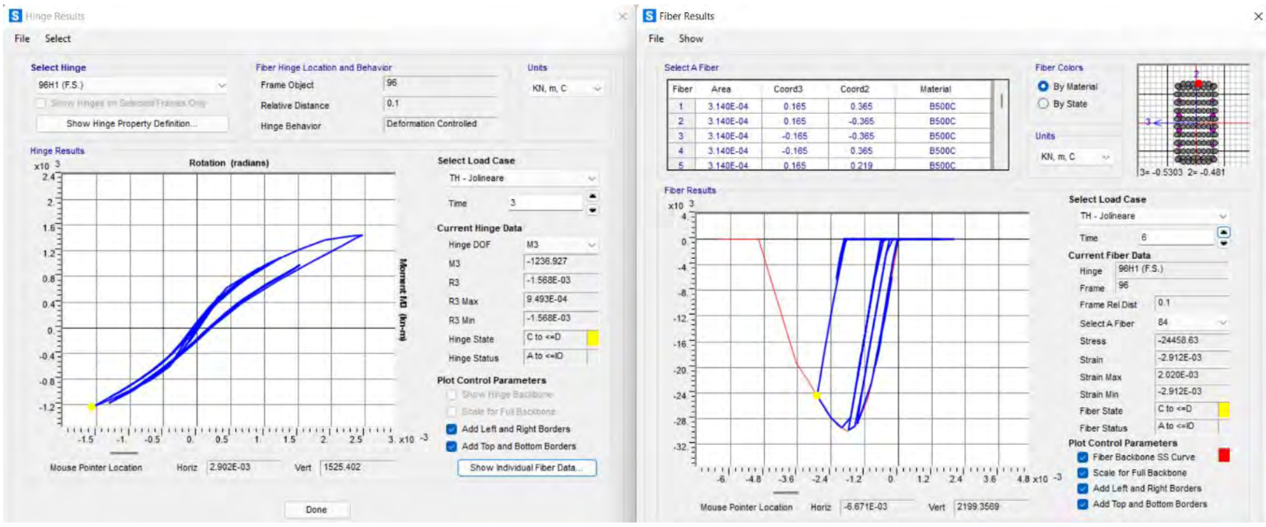


Fig.5.11.4.11. – Rezultatet e çernierës plastike në shtyllën 96H1 dhe rezultatet e fibrave të betonit të prerjes tërthore të asaj shtylle nën analizën jolineare në fushën kohore.

Në krahasim me rastin e parë ku nxitimi i truallit është më i madhë dhe sjellja e çernierave plastike është më e përhapur dhe ka sjellje të çrregullt në cilket e histerezës në këtë rast me nxitim më të vogël të truallit rezultatet e çernierave plastike tregojnë sjellje plastike më të qëndrusheme dhe ciklet e histeresës janë më të rregullta, gjithashtu momentet dhe rrotullimet janë më te vogla sesa në rastin e parë. Ndërsa në rezultatet e fibrave vërjemë se në këtë rast kanë një sjellje më të kufizuar të deformimeve plastike dhe raporti nderjve sforcim është më i vogël sesa në rastin e parë.

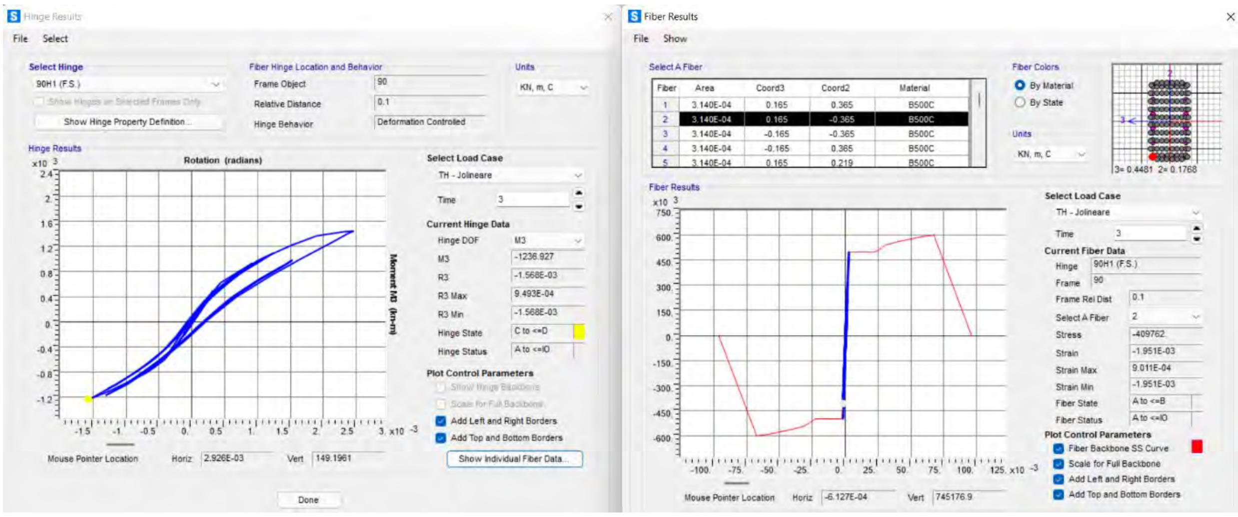


Fig.5.11.4.12. – Rezultatet e çernierës plastike në shtyllën 90H1 dhe rezultatet e fibrave të çelikut të prerjes tërthore të asaj shtylle nën analizën jolineare në fushën kohore.

Në krahasim me rastin e parë kemi plastifikim më të vogël të çernierave plastike dhe një sforcim më të vogël në seksionet e fibrave kjo për arsye se kemi një nxitim të truallit më të vogël.

5.11.5. Rasti I Tretë - $a_g = 0.30g$

Sikurëse në dy rastet e para për analizën lineare në fushën kohore bëhet definimi i rastit të ngarkimit ku kemi zgjedhur llojin e ngarkesës në fushën kohore (Time history) me analizë lineare me integrim direkt. Për funksionin të cilit i japim kohëzgjatje 24 sekonda janë marrë 420 hapa si rezultate dalëse me madhësi të hapit 0.05 sekonda. Shuarja është definuar në funksion të periodave dalëse të sistemit. Për integrim numerik është përdorur metoda e Hilber-Hughes-Taylor. Përmes Scale Factor është bërë reduktimi i akselerogramit El Centros dhe është përshtatur me nxitimin e truallit $a_g = 0.30g$, scale factor për këtë rast ka rezultuar me vlerën 10.41.

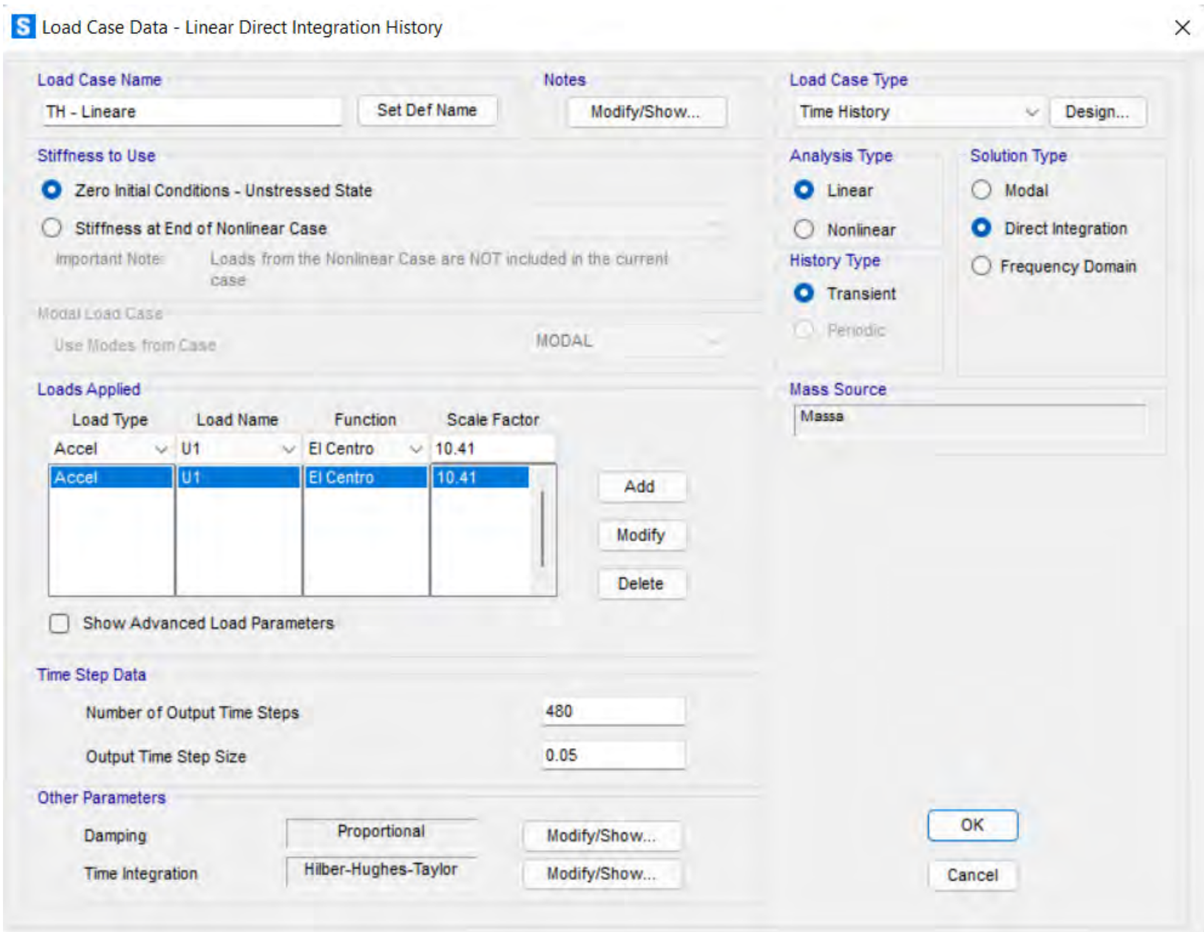


Fig.5.11.5.1. – Definimi i rastit të ngarkimit për analziën lineare në fushën kohore.

Gjithashtu edhe për analizën jolineare në fushën kohore sikurëse në dy rastet tjera është bërë definimi i rastit të ngarkimit ku kemi zgjedhur llojin e ngarkesës në fushën kohore (Time history) me analizën jolineare me integrim direkt. Për funksionin të cilit i japim kohëzgjatje 24 sekonda janë marrë 420 hapa si rezultate dalëse me madhësi të hapit 0.05 sekonda. Shuarja është definuar në funksion të periodave dalëse të sistemit. Për integrim numerik është përdorur metoda e Hilber-Hughes-Taylor. Përmes Scale Factor është bërë reduktimi i akselerogramit El

Centro dhe është përshtatur me nxitimin e truallit $a_g = 0.30g$, scale factor për këtë rast ka vlerën 10.41. Për analinën jolineare në fushën kohore për dallim nga analiza linearë është marrë efekti i jolinearitetit gjeometrik ose ndryshe që njihet me emrin efekti P-Delta.

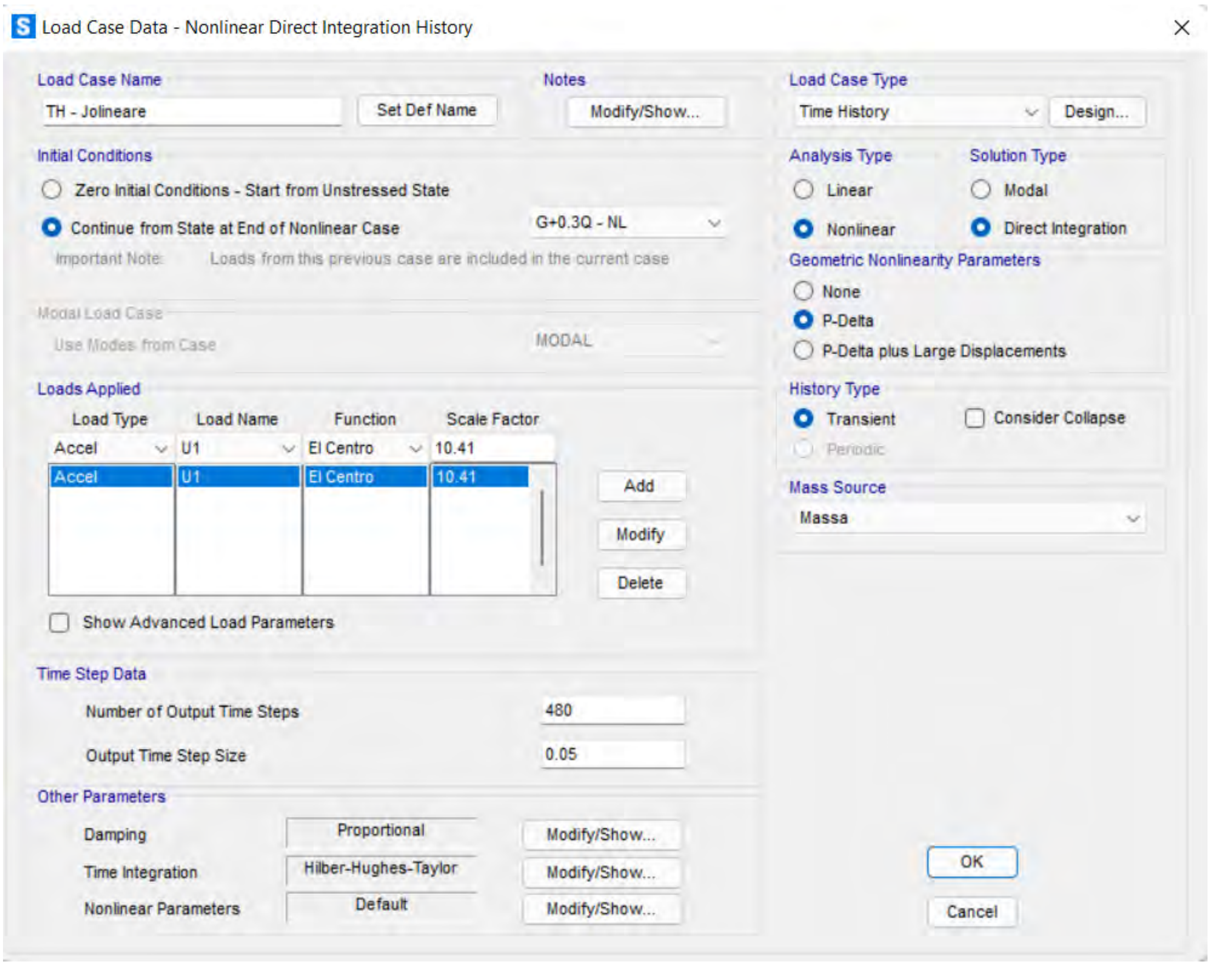


Fig.5.11.5.2. –Definimi i rastit të ngarkimit për analziën jolineare në fushën kohore.

Të gjitha të dhënat hyrëse tjera siç janë definimi i shuarjes përmes periodave, definimi i prerjve tërthore me section desiger, ndarja në fibra e prerjes tërthore si dhe definimi dhe formimi i çernierave plastike janë të njëjta sikurse te rastet e mësipërme prandaj do të vazhdojmë me rezultatet dalëse për këtë rast.

5.11.6. Rezultatet Dalëse Për Rastin E Tretë - $a_g = 0.30g$

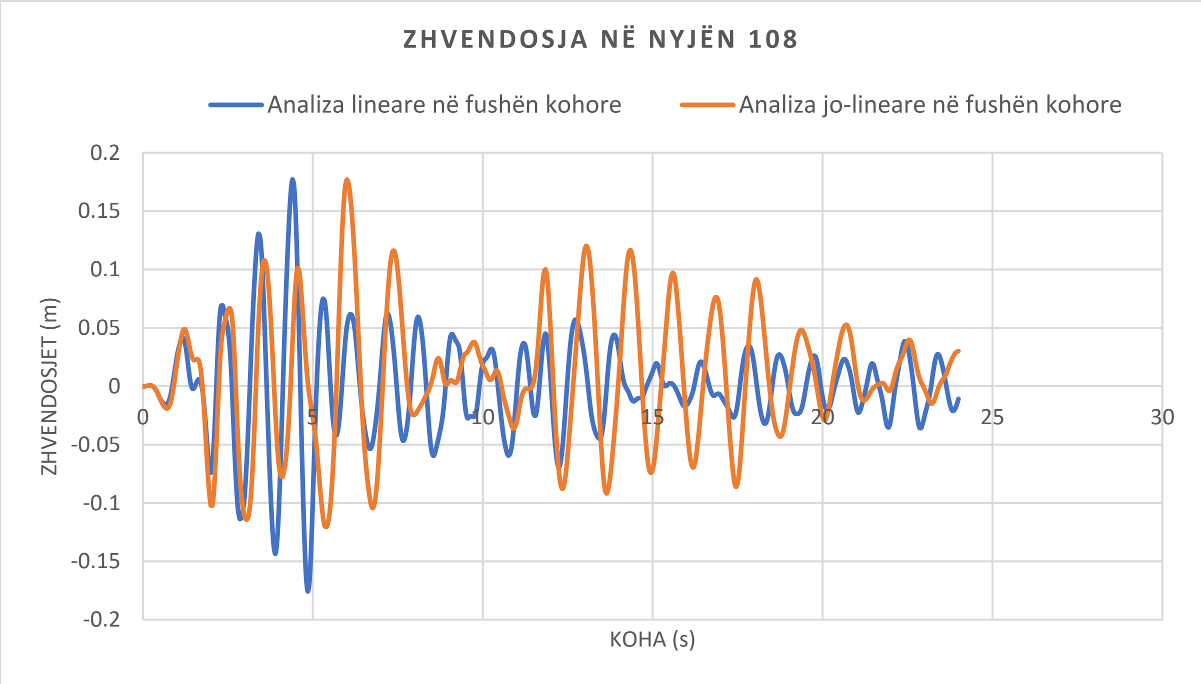


Fig.5.11.6.1. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 108 (niveli +18m')

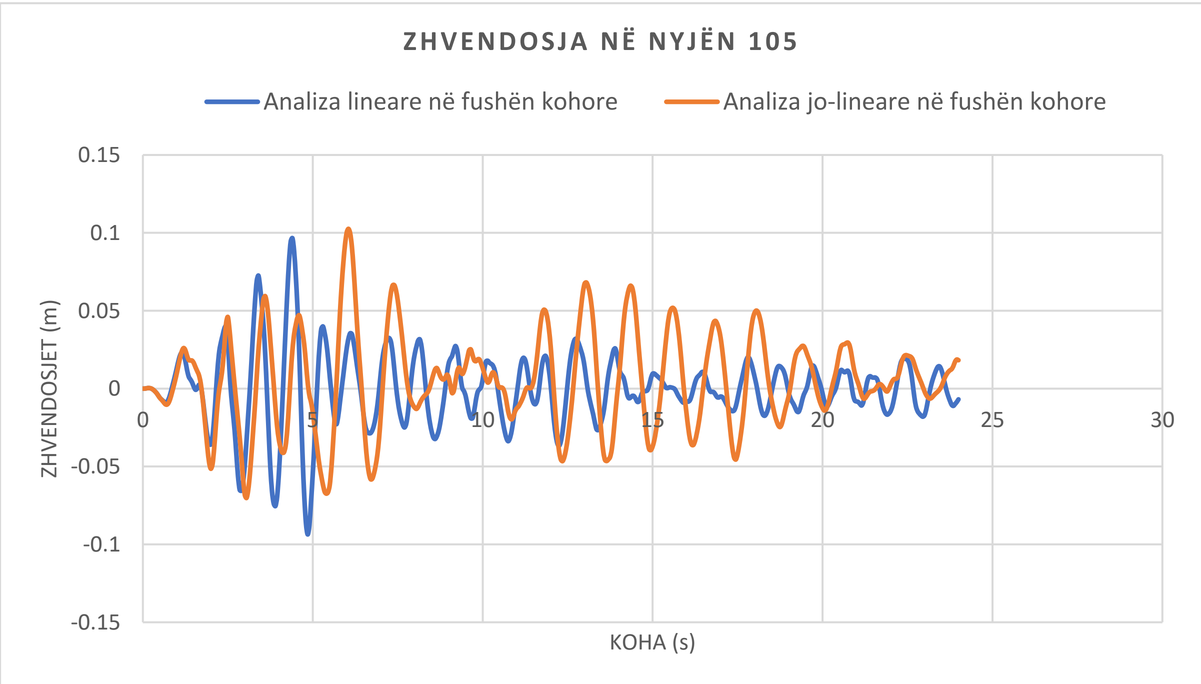


Fig.5.11.6.2. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 105 (niveli +9m')

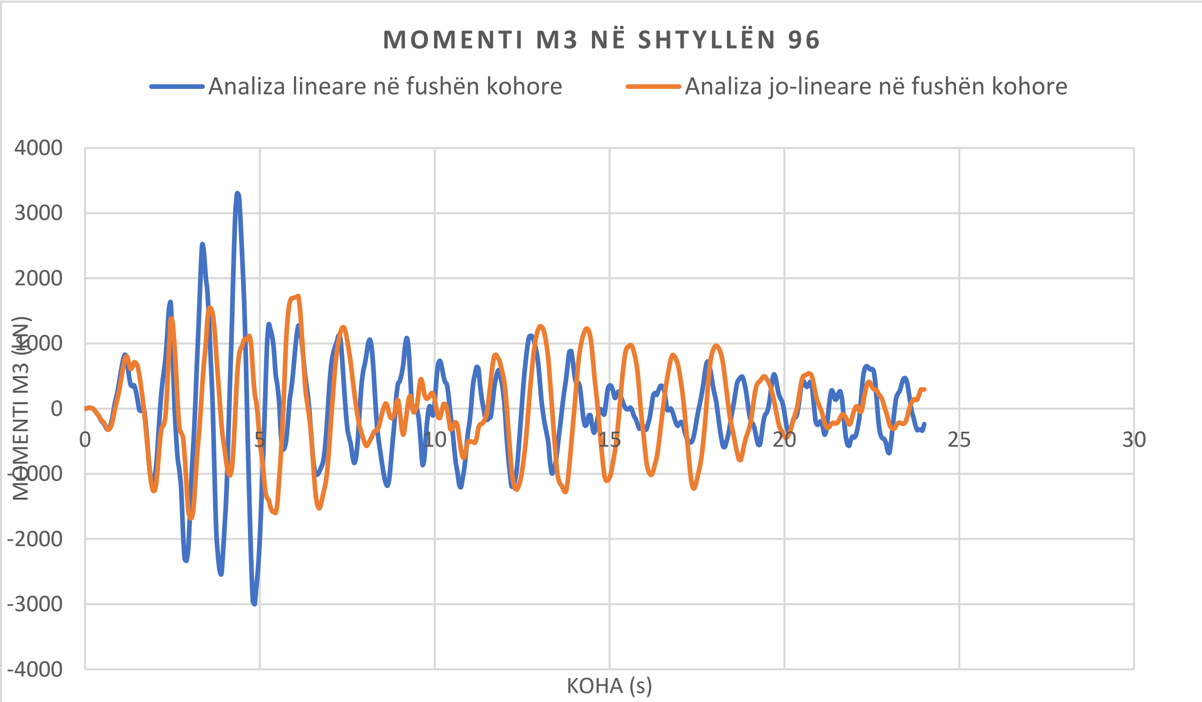


Fig.5.11.6.3. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 96 (niveli +0 m')

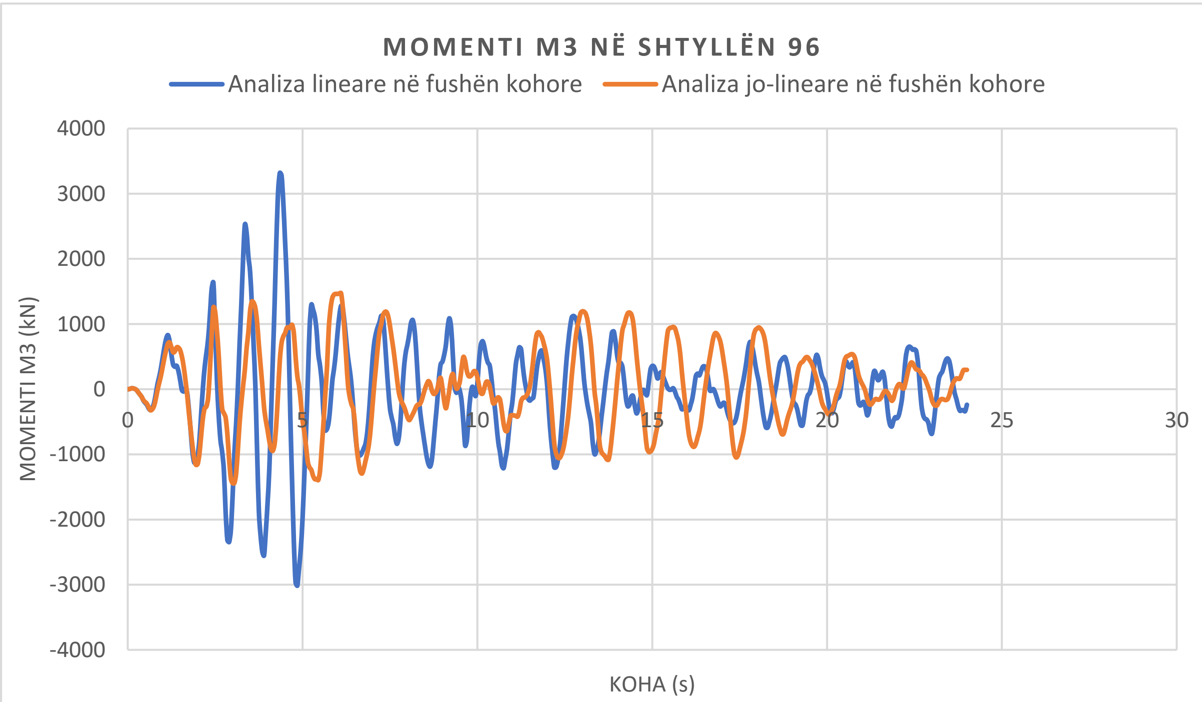


Fig.5.11.6.4. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 18 (niveli +0 m')

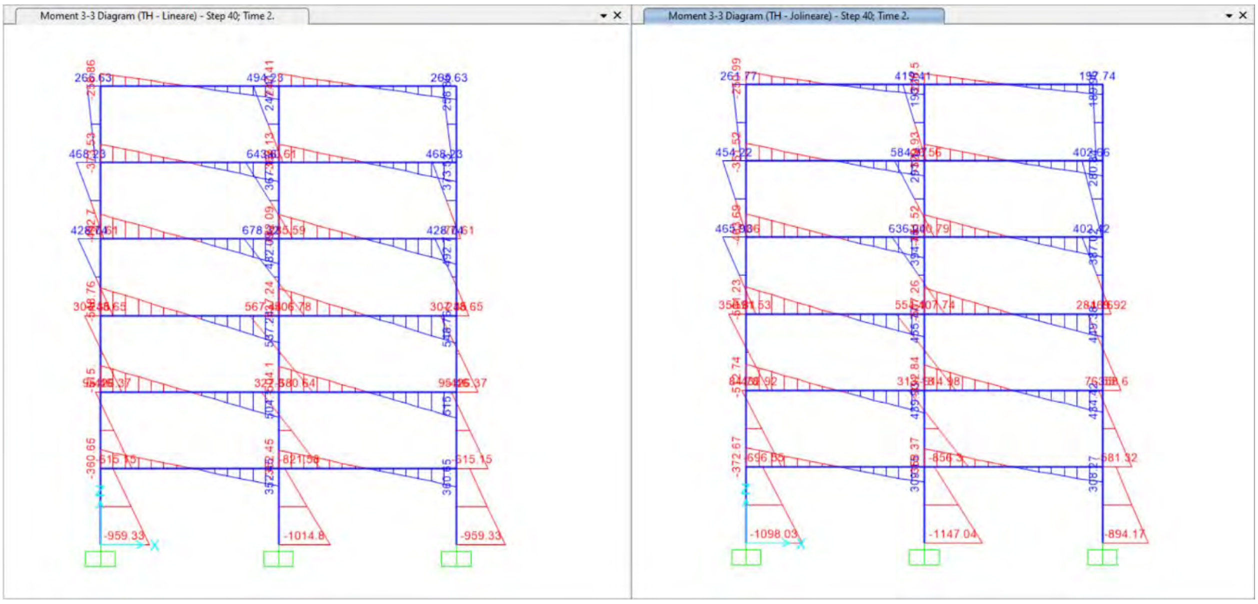


Fig.5.11.6.5. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën koh0re në ramin 4-4 për kohën t=2.0 sec.

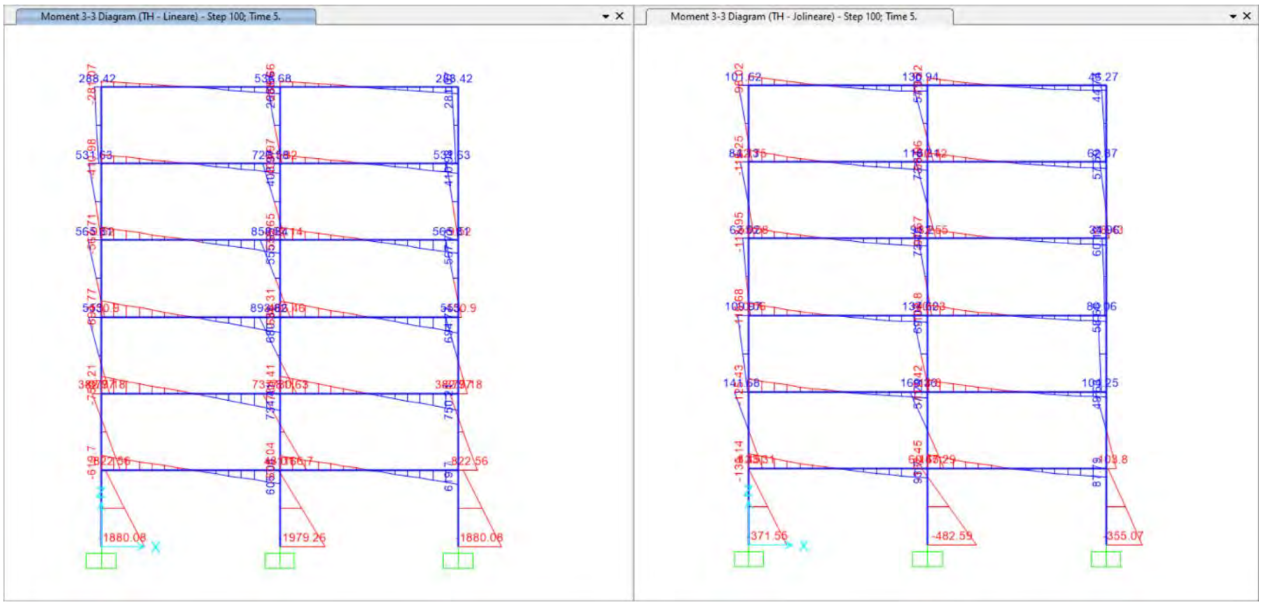


Fig.5.11.6.6. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=5.0 sec

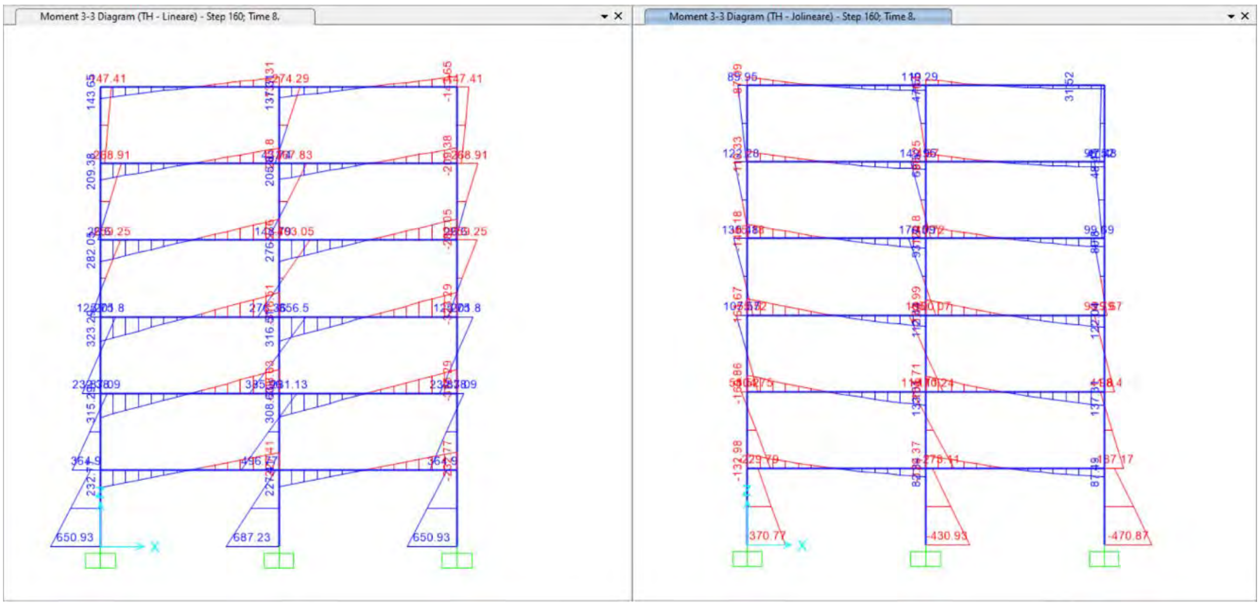


Fig.5.11.6.7. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=8.0 sec.

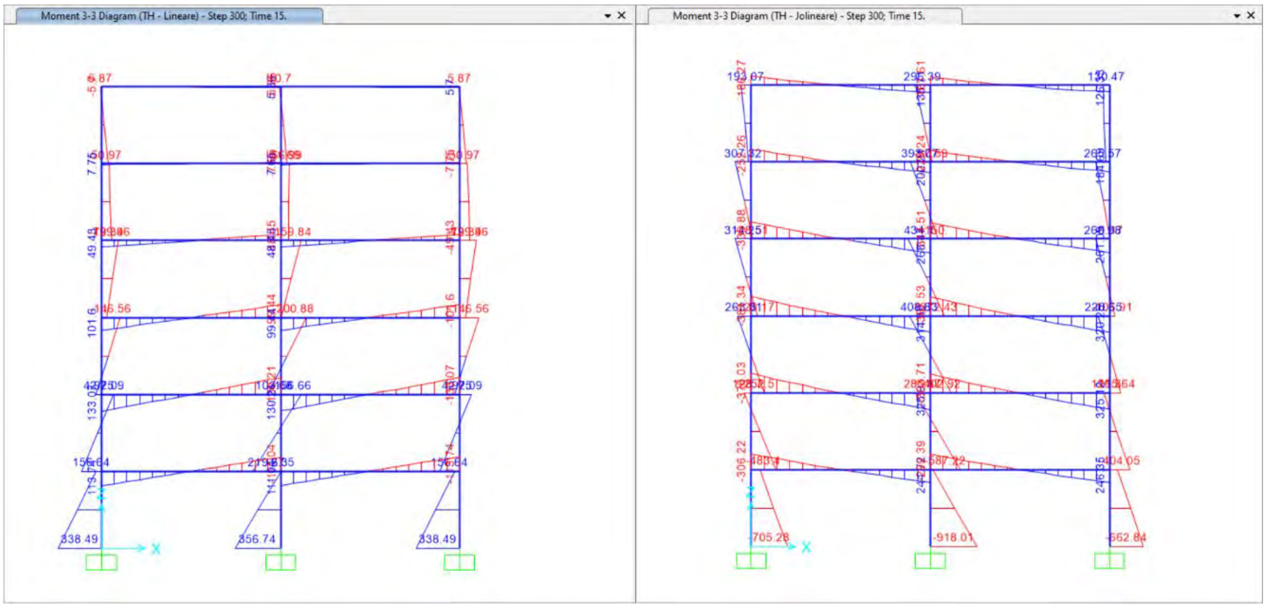


Fig.5.11.6.8. – Momenti M 3 për dy llojet e analizave dinamike lineare dhe jolineare në fushën kohore në ramin 4-4 për kohën t=15.0 sec

Nga krahasimi i ktyre rezultateve dalëse për këtë rast me dy rastet tjera ku nxitimi i tokës është më i vogël vërejmë se momentet në këtë rast ku nxitimi i truallit është më i madhë janë më të mëdha. Vlerat e momenteve në këtë rast janë më të mëdha sepse forcat sizmike janë më të mëdha, struktura hyn më shumë në sjellje jolineare dhe shpërndarja e forcave inerciale ndryshon. Kjo ndikon në deformimin dhe sjelljen e përgjithshme të ndërtesës.

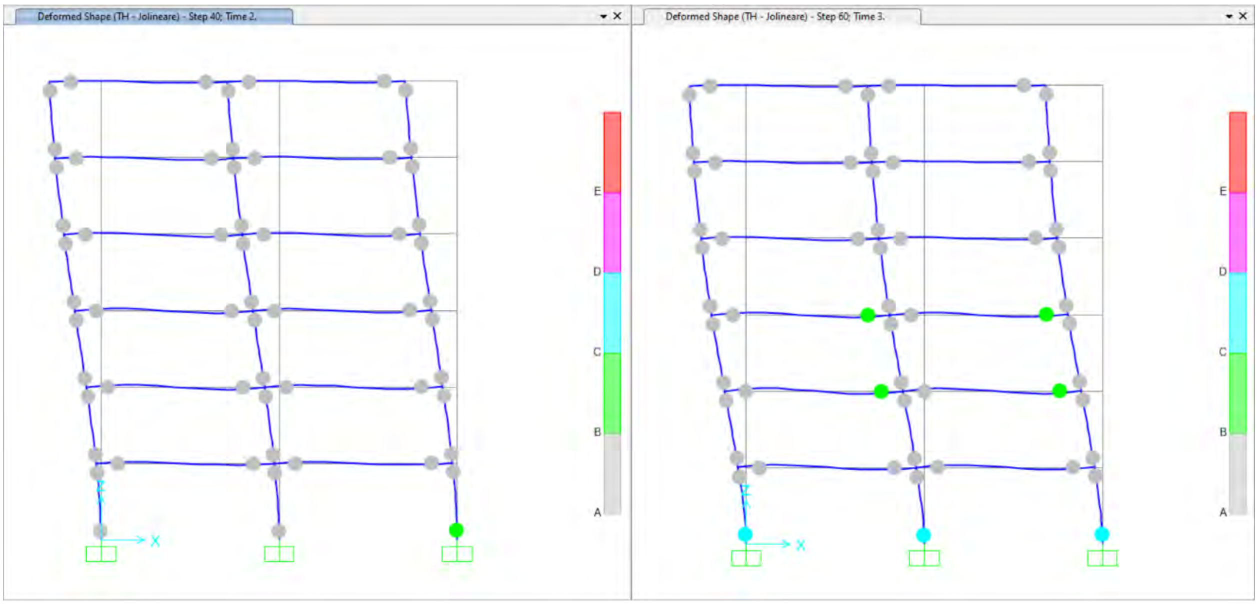


Fig.5.11.*6.9*. – Deformimet e strukturës dhe gjendja e çernierave plastike nën analizën jolineare në fushën kohore për kohën 2 sec (figura masjtas) dhe 3 sec (figura djathtas)

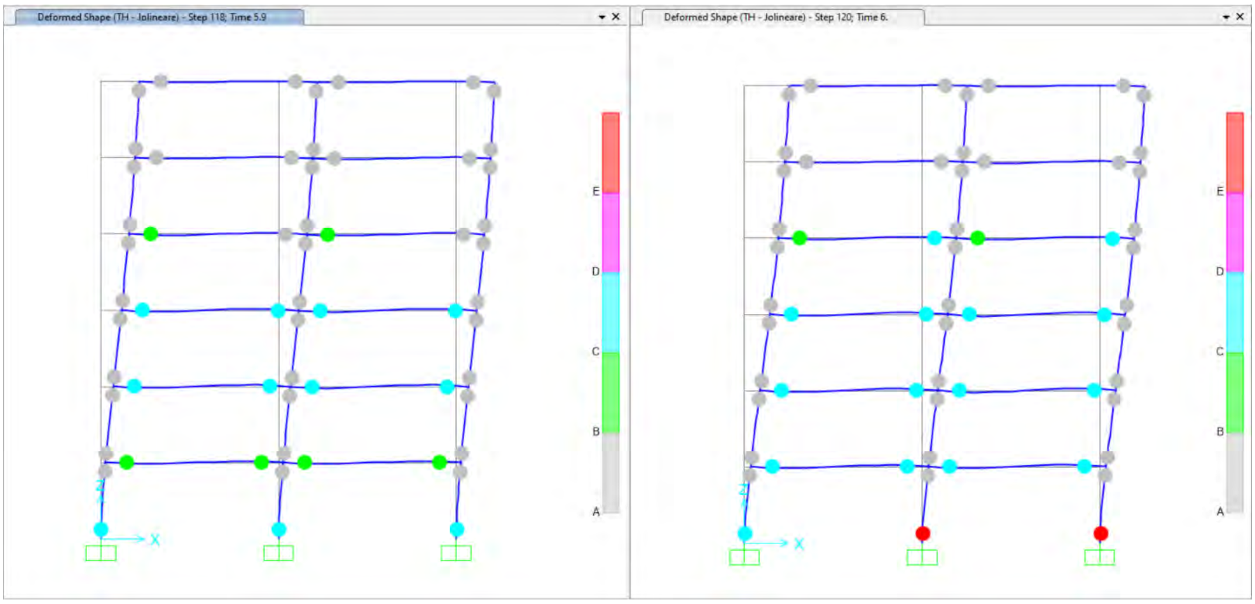


Fig.5.11.*6.10*. – Deformimet e strukturës dhe gjendja e çernierave plastike nën analizën jolineare në fushën kohore për kohën 5.9 sec (figura masjtas) dhe 6 sec (figura djathtas)

Për dallim nga dy rastet tjera kur nxitimi i truallit ka qenë më i vogël dhe struktura ka qenë më pak e deformuar dhe ka pasur më pak çerniera plastike të përfshira në deformime plastike, në këtë rast për nxitim të truallit më të madhë struktura është më e deformuar dhe numri i çernierave plastike të prekura është më i madhë, ku edhe vërehet se për kohën 6 sekonda dhe më tejë deri në fund të analizës dy shtyllat në katin e parë kanë arritur pikën kritike të deformime pastike dhe janë në gjendje kolapsi.

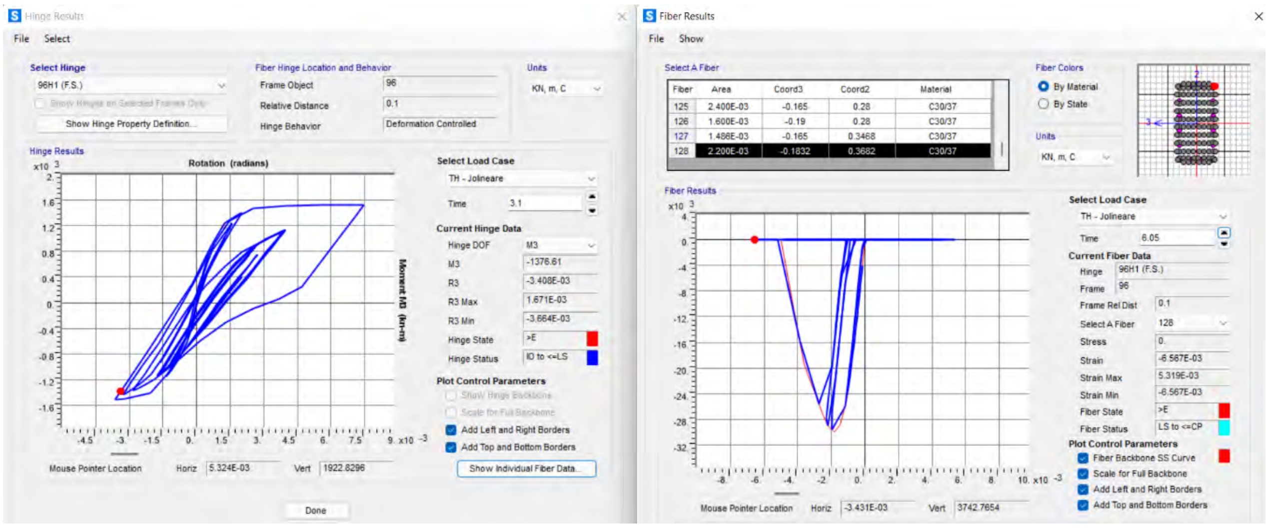


Fig.5.11.6.11. – Rezultatet e çernierës plastike në shtyllën 96H1 dhe rezultatet e fibrave të betonit të prerjes tërthore të asaj shtylle nën analizën jolineare në fushën kohore.

Në krahasim me dy rastet tjera ku nxitimi i truallit është më i vogël dhe sjellja e cernierave plastike është më e qëndrueshme dhe kanë sjellje më të rregullta në cilket e histerezës në këtë rast me nxitim më të madhë të truallit rezultatet e çernierave plastike tregojnë sjellje plastike jo të qëndrusheme konkretisht degraduese dhe ciklet e histeresës janë më të çrregullta, gjithashtu momentet dhe rrotullimet janë më të mëdha sesa në rastet tjera. Ndërsa në rezultatet e fibrave vërjemë se në këtë rast raporti nderjve-sforcim është më i madhë sesa në rastet e para.

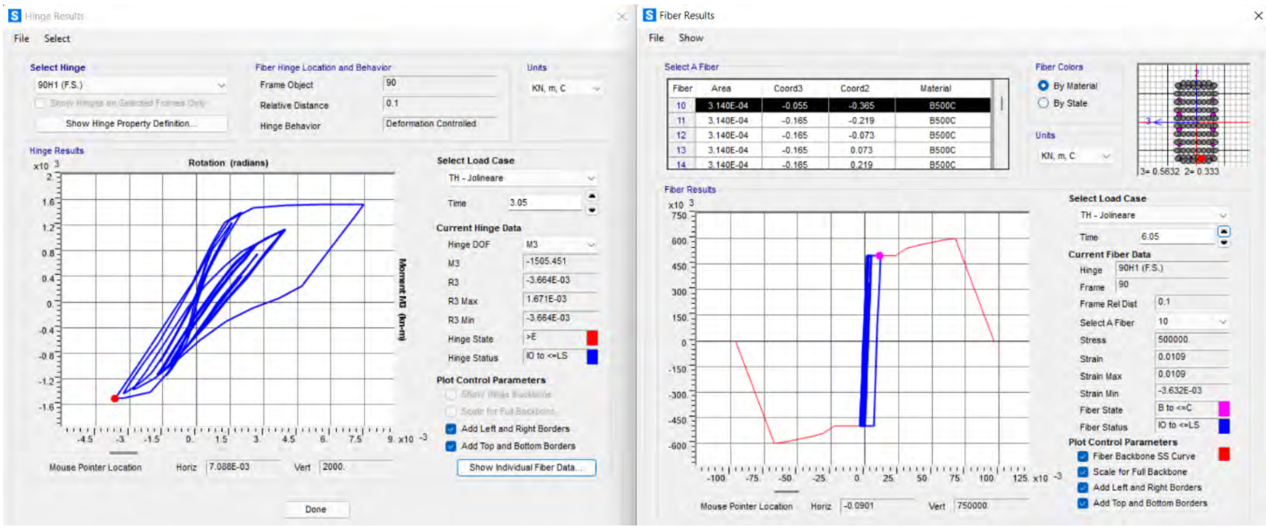


Fig.5.11.6.12. – Rezultatet e çernierës plastike në shtyllën 90H1 dhe rezultatet e fibrave të çelikut të prerjes tërthore të asaj shtylle nën analizën jolineare në fushën kohore.

Në krahasim me rastet e para kemi plastifikim të madhë të çernierave plastike dhe një sforcim më të madhë në seksionet e fibrave të çelikut kjo për arsye se kemi një nxitim të truallit më të madhë.

5.12. Efekti P-Δ

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

Efekti P-Δ – Drejtimi X						
Niveli	Lartësia	P_{TOT}	V_{TOT}	dr (Drift)	θ≤0.10	
	m	kN	kN	m		
Niveli 6	3	3473.1451	-755.7831	0.001347	-0.0020633	Plotëson!
Niveli 5	3	7000.3862	-1423.0704	0.002063	-0.0033828	Plotëson!
Niveli 4	3	10527.6274	-1956.9001	0.002717	-0.0048723	Plotëson!
Niveli 3	3	14054.8685	-2357.2725	0.003123	-0.0062068	Plotëson!
Niveli 2	3	17582.1096	-2624.1874	0.003022	-0.0067492	Plotëson!
Niveli 1	3	21109.3507	-2757.6448	0.00167	-0.0042612	Plotëson!
Niveli 0	3	/	/	/	/	/

Tab. 5.12.1. Efekti P-Δ në drejtimin X

Efekti P-Δ – Drejtimi Y						
Niveli	Lartësia	P_{TOT}	V_{TOT}	dr (Drift)	θ≤0.10	
	m	kN	kN	m		
Niveli 6	3	3473.1451	-726.9909	0.001162	-0.0018505	Plotëson!
Niveli 5	3	7000.3862	-1368.8572	0.001895	-0.0032304	Plotëson!
Niveli 4	3	10527.6274	-1882.3503	0.002553	-0.0047595	Plotëson!
Niveli 3	3	14054.8685	-2267.4701	0.002997	-0.0061923	Plotëson!
Niveli 2	3	17582.1096	-2524.2167	0.003013	-0.0069956	Plotëson!
Niveli 1	3	21109.3507	-2652.5899	0.001791	-0.0047509	Plotëson!
Niveli 0	3	/	/	/	/	/

Tab. 5.12.2. Efekti P-Δ në drejtimin Y

Nga rezultatet e mësipërme kuptojmë që efekti i rendit të dytë (Efekti P-Δ) nuk ka nevojë të mirret parasyshë pasi që kushti i dhënë nga shprehja e mësipërme plotëhohet për dy drejtimiet ortogonale X dhe Y.

5.13. Krahasimi i Rezultateve

Krahasimi i rezultateve në mes të tre rasteve të cilat i kemi shqyrtuar me nxitim të truallit të ndryshëm të arritura përmes scale factor, për dy llojet e analizës lineare dinamike dhe asaj jolineare dinamike në fushën kohore.

5.13.1. Krahasimi i Rezultateve të Analizës Lineare në Fushën Kohore

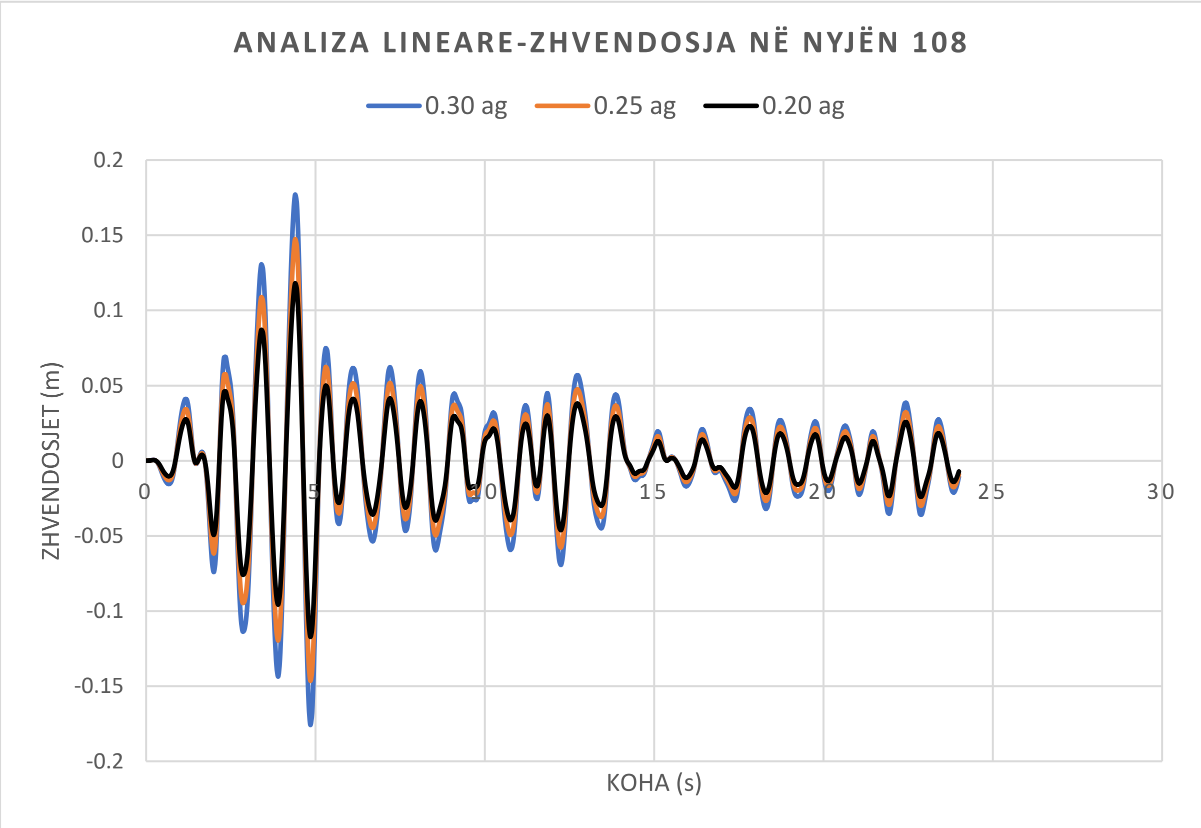


Fig.5.13.1.1. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 108 (niveli +18m') – krahasimi i tre rasteve në analizën lineare.

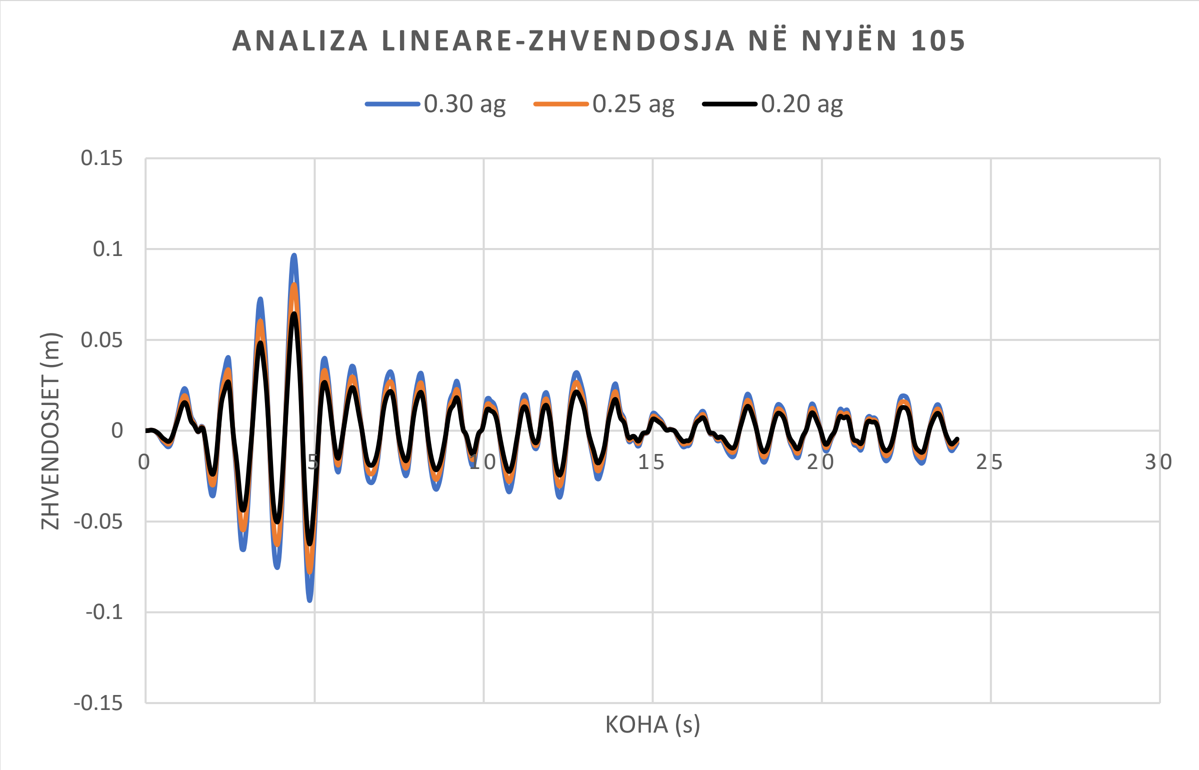


Fig.5.13.1.2. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 105 (niveli +9m') – krahasimi i tre rasteve në analizën lineare

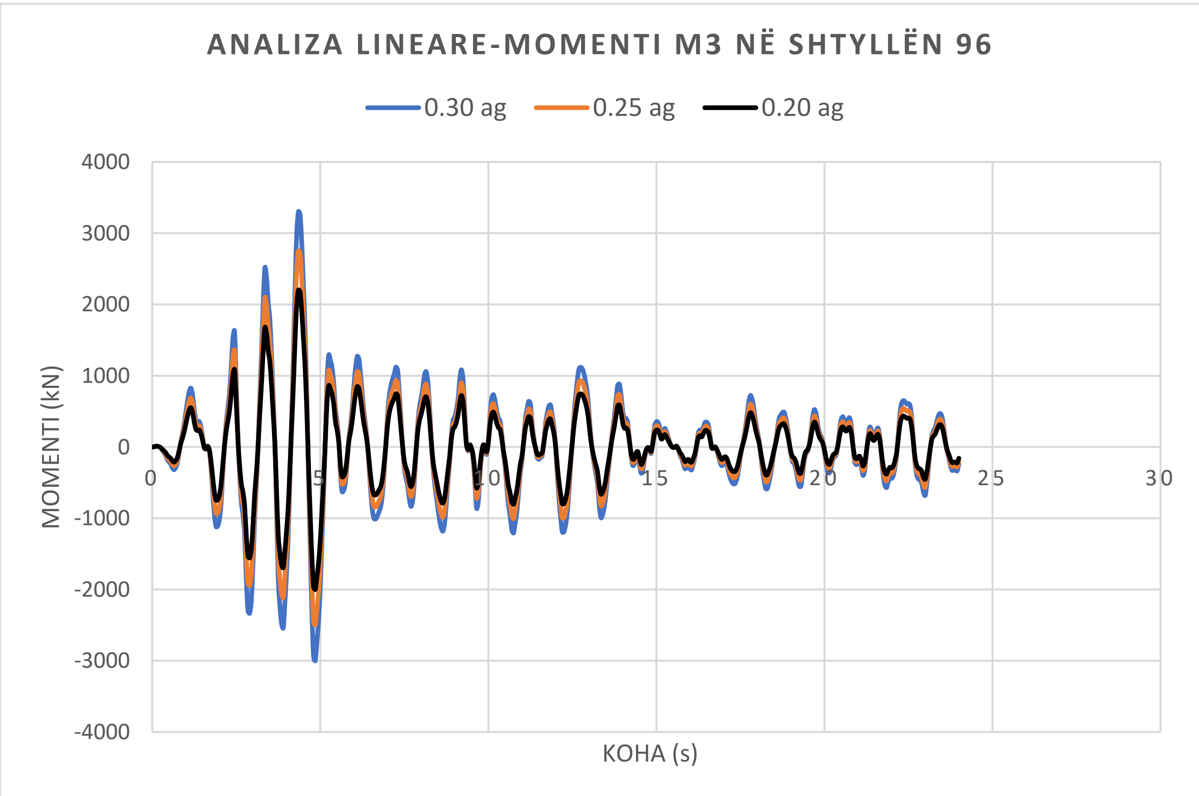


Fig.5.13.1.3. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 96 (niveli +0 m')– krahasimi i tre rasteve në analizën lineare.

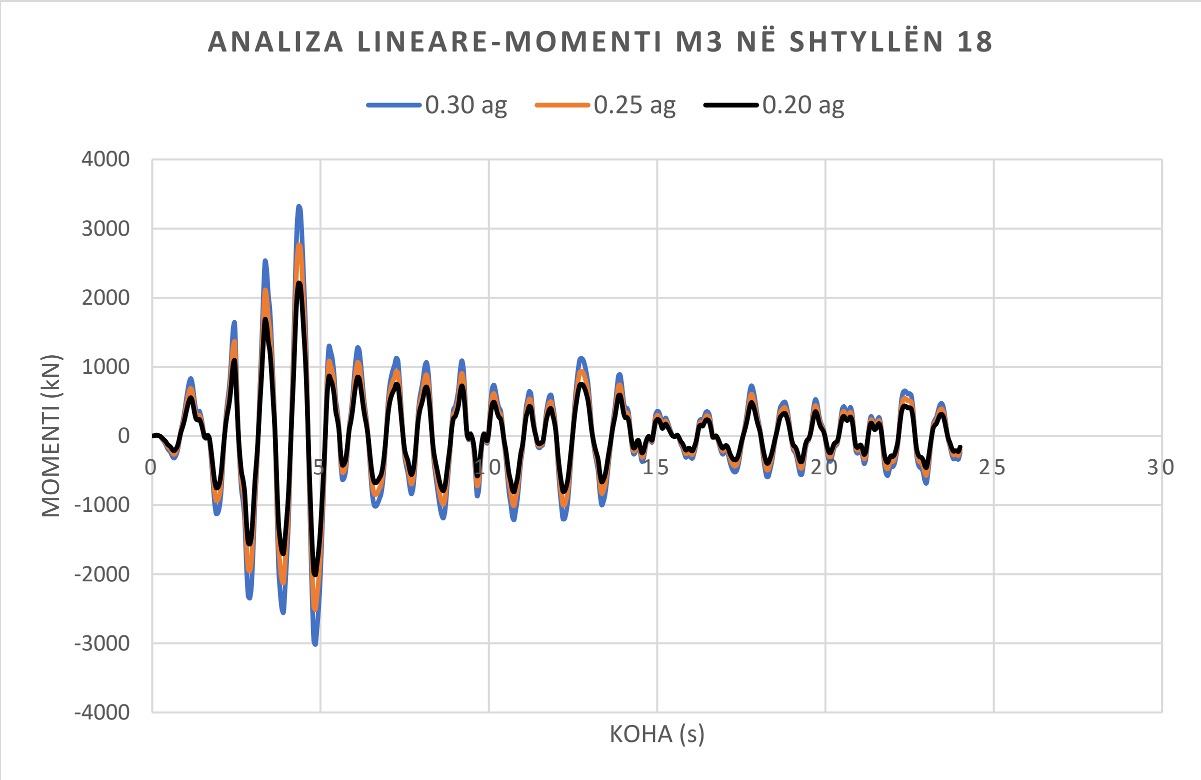


Fig.5.13.1.4. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 18 (niveli +0 m')– krahasimi i tre rasteve në analizën lineare.

Nga krahasimi i zhvendosjeve në nyjën 108 dhe në nyjën 105 për vlerat e fituara nga tre rastet karakteristike të cilat i kemi shqyrëtuar, vërjemë se kemi një ulje të zhvendosjeve për rastet kur kemi nxitim të turallit më të vogël, pra vlerat më të mëdha të zhvendosjeve janë në rastin kur a_g = 0.30 dhe fillojnë të zvogohen për rastet kur a_g: 0.25 dhe 0,20, kjo për arësyen se forcat sizmike vepruese në strukturë janë më të mëdha për nxitim të turallit më të madhë.

Gjitashtu i njejti fenomen vërehet edhe të momentet në shtyllën me id. 96 dhe në shtyllën me id.18 ku vlerat më të vogla të momenteve janë për rastet kur nxitimi i truallit është më i vogël dhe anasjelltas.

5.13.2. Krahasimi i Rezultateve të Analizës Jolineare në Fushën Kohore

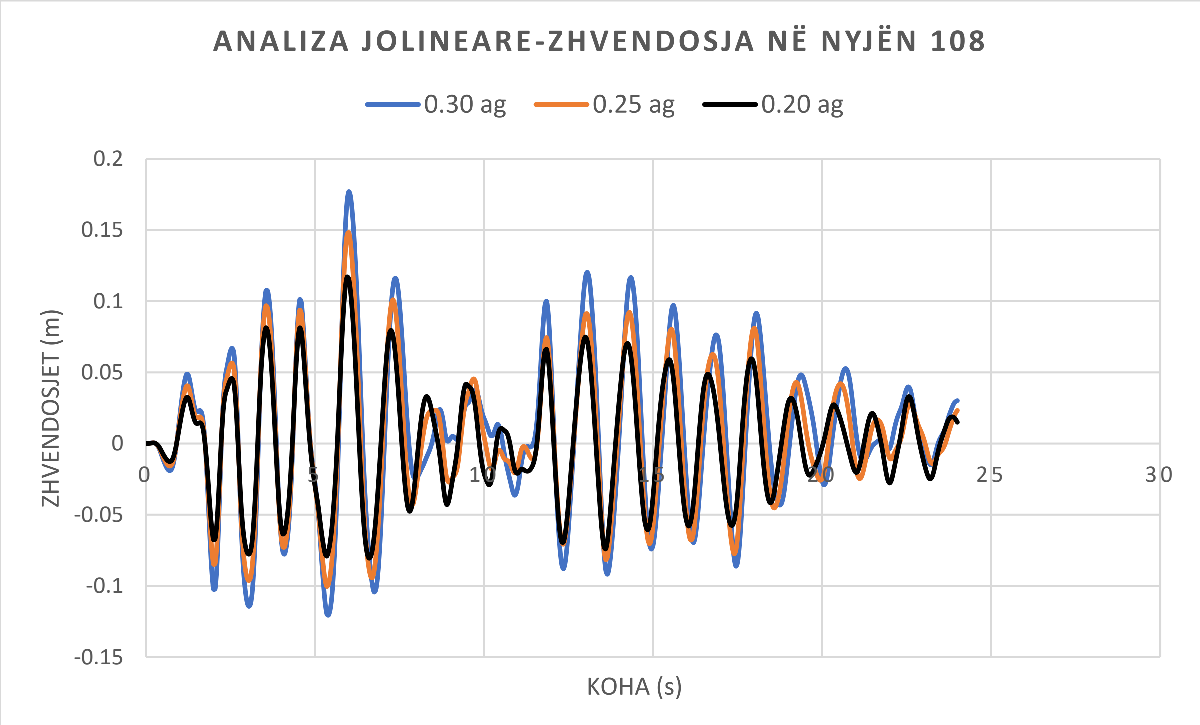


Fig.5.13.2.1. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 108 (niveli +18m') – krahasimi i tre rasteve në analizën jolineare.

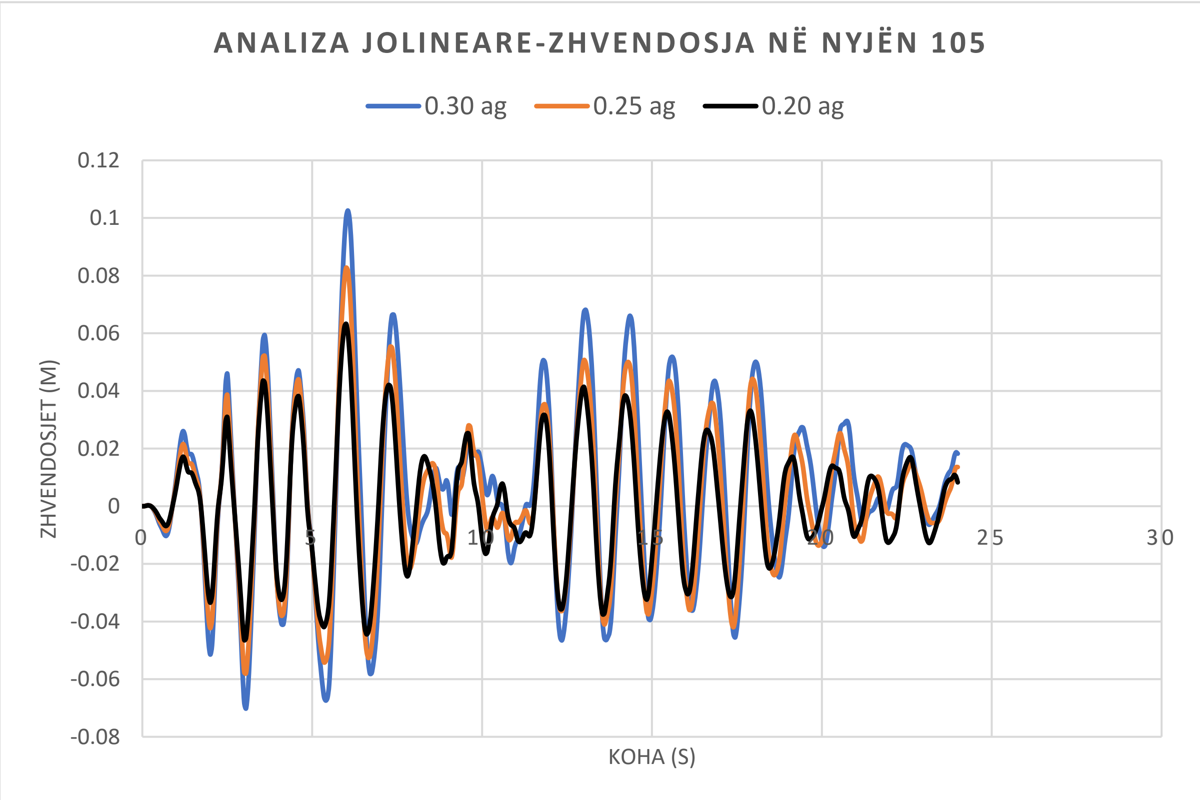


Fig.5.13.2.2. – Zhvendosjet e strukturës në nyjën 105 (niveli +9m') – krahasimi i tre rasteve në analizën jolineare

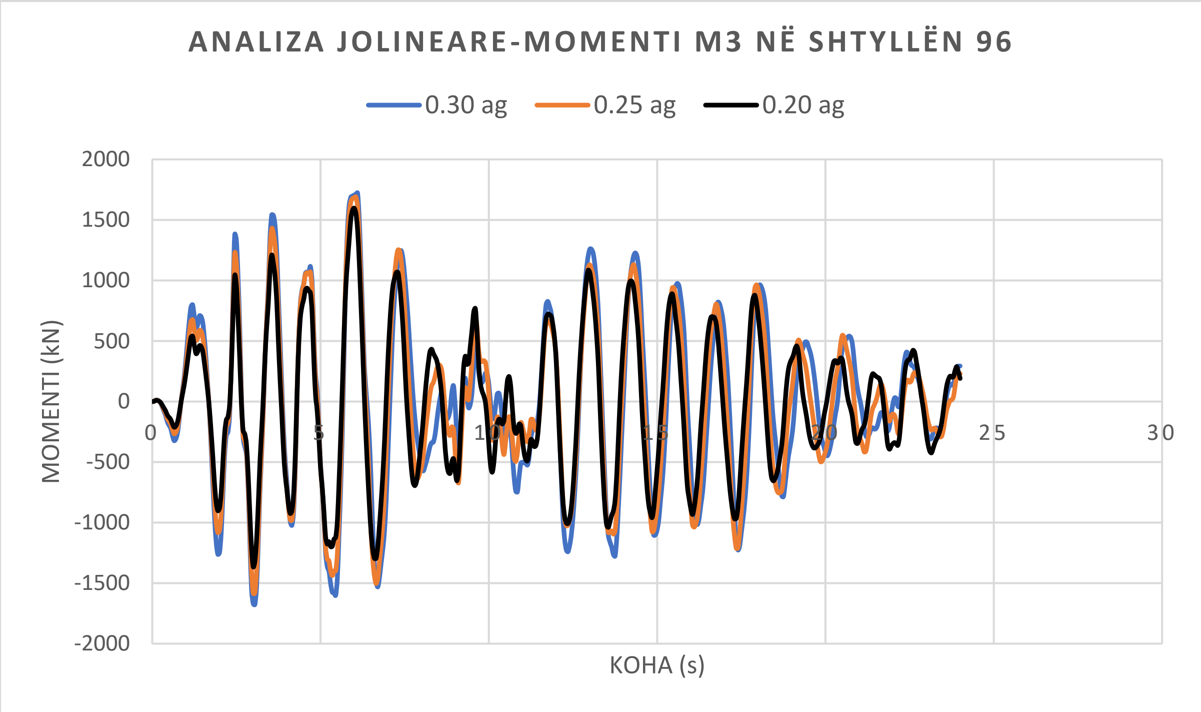


Fig.5.13.2.3. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 96 (niveli +0 m')– krahasimi i tre rasteve në analizën jolineare.

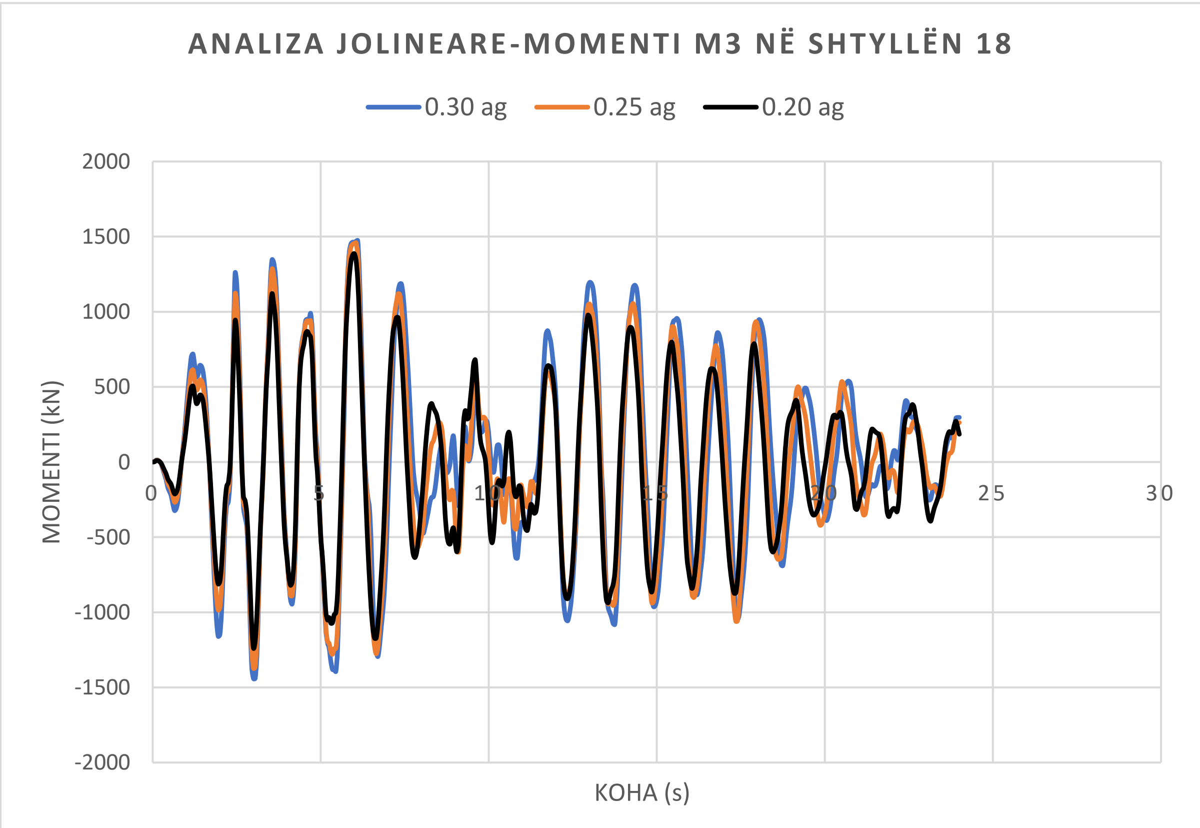


Fig.5.13.2.4. – Momenti M 3-3 në shtyllën me ID. 18 (niveli +0 m')– krahasimi i tre rasteve në analizën jolineare.

Gjithashtu sikurse në analizën lineare në fushën kohore ndryshimi i reultateve vie si rezultat i nryshimit të nxitimit të truallit në tre rastet e shqyrëtuar ku edhe këtu vërehet ndryshimi i zhvendosjeve ku për vlerën më të madhe të nxitimit kemi zhvendosje më të madhe, ndërsa për vlera më të vogla kemi zhvendosje më të vogla. Edhe për vlerat e momenteve vlen i njëjti koment ku për vlera të ndryshme të nxitimit të truallit fitohen momente të ndryshme, për vlerat më të mëdha të nxitimit të truallit fitohen momente më të mëdha, kjo për arysen se forcat sizmike në rastet kur nxitimi i truallit është më i madhë janë më të mëdha dhe anasjelltas.

VI. PËRFUNDIMET DHE REKOMANDIMET

1. Dallimi ndërmjet ngarkesave statike dhe dinamike

Ngarkesat statike janë konstante dhe nuk ndryshojnë me kalimin e kohës, ndërsa ngarkesat dinamike janë të ndryshueshme dhe ndikojnë ndjeshëm në sjelljen e strukturës. Kjo ka një ndikim të madh në mënyrën se si ndërtesat përballojnë tërmetet dhe forcat e tjera dinamike.

2. Rëndësia e analizës dinamike në fushën kohore

Analiza në fushën kohore mundëson vlerësimin e sjelljes strukturore në mënyrë më të detajuar, duke marrë parasysh të gjithë historinë e ngarkesave. Kjo metodë është veçanërisht e rëndësishme për të kuptuar mënyrën se si ndërtesat reagojnë ndaj tërmeteve me intensitete dhe karakteristika të ndryshme.

3. Krahasimi i analizave lineare dhe jolineare dinamike në fushën kohore

Analiza lineare dinamike në fushën kohore ofron një vlerësim të përgjithshëm të përgjigjes strukturore, por nuk merr parasysh plastifikimet dhe ndryshimet jolineare që ndodhin gjatë veprimit sizmik. Nga ana tjetër, analiza jolineare siguron një pasqyrë më të saktë të deformimeve dhe sjelljes së strukturës gjatë ngarkesave të mëdha, duke evidentuar shpërndarjen e plastifikimeve dhe disipimin e energjisë.

4. Rasti studimor dhe rezultatet e analizave

Rasti studimor i përfshirë në këtë punim ka treguar se për vlera të ndryshme të përshpejtimit sizmik (ag = 0.20g, 0.25g, 0.30g) në analizat lienare dhe jolineare dinamike në fushën kohre, përgjigja strukturore ndryshon ndjeshëm. Në rastet me përshpejtim më të lartë, zhvendosjet dhe plastifikimet janë më të theksuara, duke treguar se analiza jolineare është e domosdoshme për të vlerësuar saktësisht sjelljen e strukturave gjatë tërmeteve.

Rekomandimet

Për të siguruar ndërtesa më të sigurta dhe më të qëndrueshme ndaj tërmeteve, rekomandohet që analiza jolineare të përdoret si një metodë standarde në projektimin sizmik, veçanërisht për ndërtesat e larta dhe ato me rëndësi të veçantë.

Për një vlerësim më realist të përgjigjes strukturore, është e nevojshme që të përdoren të dhëna reale të regjistruara të tërmeteve, në mënyrë që modelet analitike të pasqyrojnë më saktë sjelljen e ndërtesave gjatë lëkundjeve sizmike.

Projektimi i strukturave duhet të bazohet në standardet e fundit të Eurocode 8 dhe rregulloret ndërkombëtare për të siguruar një nivel të lartë të sigurisë dhe qëndrueshmërisë ndaj tërmeteve.

REFERENCAT

- John T. Katsikadelis. (2020). *Dynamic Analysis of Structures.* London UK: Academic Press.
- Ray W. Clough & Joseph Penzien. (2003). *Dynamics of Structures.* Berkeley USA: Computers & Structures, Inc.
- Anil K. Chopra. (2012). *Dynamic of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering.* USA: Pearson Education, Inc.
- Niko Pojani & Niko Lako. (2002). *Teoria e Strukturave Dinamika.*
- Niko Pojani (2003). *Inxhinieria Sizmike*. Tiranë: Botimet Toena.
- Shashikant K. Duggal. (2013) *Earthquake-Resistant Design of Structures* (Second Edition). India: Oxford University Press.
- T. Paulay, M. Priestley. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings.* USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Seth. Stein, Michael. Wysession. (2003). *An Introduction to Seismology, Earthquakes, and Earth Structures.* USA: Blackëell Publishing.
- Ahmed Y. Elghazouli. (2009). *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8.* USA & Canada: Spon Press.
- Fardis, M.N., Marvalho, E. C., Fajfar, P. & Pecker. A (2015). *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8.* CRC Press.
- Misin M. (2018). *Bazat e Inxhinierisë së Tërmeteve* (Ligjerata të autorizuara) Universiteti i Prishtinës.
- Misin M. *Dinamika e Strukturave* (Ligjerata të autorizuara) Universiteti i Prishtinës.
- Agustin Udias, Elisa Buforn. (2018). *Principles of Seismology*. Cambridge University Press.
- Amr S. Elnashai, Luigi Di Sarno. (2015). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. United Kingdom. Wiley Press.
- Peter M. Shearer. (2009). *Introduction to Seismology.* Cambrindge University Press.
- Uri Kirsch. (2008). *Reanalyisis of Structure, A Unified Approach for Linear, Nonlinear, Static and Dynamic System*. Israel, Springer
- CEN (2002). *EN 1990: Eurocode 0 – Basis of structural design.* European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2002). *EN 1991: Eurocode 1 – Actions on structures.* European Committee for Standardization, Brussels.

- CEN (2004). *EN 1992: Eurocode 2 – Design of concrete structures.* European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2004). *EN 1998: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance.* European Committee for Standardization, Brussels.