

**EXPERTIZĂ TEHNICĂ ÎN VEDEREA STABILIRII GRADULUI DE ASIGURARE
SEISMICĂ LA CLĂDIREA SPITALULUI DE PEDIATRIE PITEȘTI**



BENEFICIAR: Spitalul de Pediatrie Pitești

Regim de înălțime S+Ds+P+7E



Cuprins

NR.7-430/Z/2025.....	1
1. DATE PRIVIND EXPERTIZA TEHNICĂ	3
1.1. PAGINĂ DE TITLURI ȘI SEMNĂTURI	3
1.2. COPIE DUPĂ ACTUL DE ATESTARE AL EXPERTULUI TEHNIC	3
1.3. RAPORT SINTETIC.....	4
2.9. GRADUL DE ÎNDEPLINIRE A CONDIȚIILOR DE ALCĂTUIRE SEISMICĂ, R1.....	13
EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR.....	23
CLASIFICAREA ÎNCĂRCĂRILOR	23
GRUPAREA ÎNCĂRCĂRILOR	24
EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR SEISMICE.....	25
MODELUL DE CALCUL	26
REZULTATELE ANALIZEI MODALE.....	27
VERIFICAREA DEPLASĂRILOR RELATIVE DE NIVEL	31
VERIFICAREA DEPLASĂRILOR RELATIVE LA STAREA LIMITĂ DE SERVICIU	31
VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LA STAREA LIMITĂ ULTIMĂ.....	32
VERIFICAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE	34
STABILIREA EFORTURILOR.....	34
VERIFICAREA GRINZILOR	38
VERIFICAREA PLĂCILOR	42
EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR.....	67
CLASIFICAREA ÎNCĂRCĂRILOR	67
GRUPAREA ÎNCĂRCĂRILOR	68
EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR SEISMICE.....	69
EVALUAREA ÎNCĂRCĂRII DIN ZĂPADĂ	69
MODELUL DE CALCUL	70
REZULTATELE ANALIZEI MODALE.....	70
VERIFICAREA DEPLASĂRILOR RELATIVE DE NIVEL	73
VERIFICAREA DEPLASĂRILOR RELATIVE LA STAREA LIMITĂ DE SERVICIU	73
VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LA STAREA LIMITĂ ULTIMĂ.....	75
VERIFICAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE	76
STABILIREA EFORTURILOR.....	77
VERIFICAREA GRINZILOR	83
VERIFICAREA STÂLPILOR	85
VERIFICAREA PLĂCILOR	87



1. Date privind expertiza tehnică

1.1. Pagină de titluri și semnături

DATE DE RECUNOAȘTERE A INVESTIȚIEI

FAZA: EXPERTIZĂ TEHNICĂ

OBIECTIV: STABILIRII GRADULUI DE ASIGURARE SEISMICĂ AL SPITALULUI DE PEDIATRIE PITEȘTI



BENEFICIAR: SPITALUL DE PEDIATRIE PITEȘTI

ING. EXPERT TEHNIC: Ing. Apostol O. Zefir Ioan – George

ING. SPECIALIST: Ing. Cojocaru Iosif - Bogdan

1.2. Copie după actul de atestare al expertului tehnic

MINISTERUL DEZVOLTĂRII, LUCRĂRILOR PUBLICE ȘI ADMINISTRAȚIEI	
LEGITIMAȚIE	
Seria CA_E Nr. C1522/06.12.1996	

MINISTERUL DEZVOLTĂRII, LUCRĂRILOR PUBLICE ȘI ADMINISTRAȚIEI	
DI. APOSTOL O. ZEFIR-IOAN-GEORGE Cod numeric personal: 1350729400011 Profesia: ING. CONSTRUCTOR	ATESTAT EXPERT TEHNIC In domeniile: Construcții civile, industriale, agricole, sau structuri din beton, beton armat, zidărie, cămine și țevi (A1, A2). Pentru următoarele cerințe: Autentificare și stabilizare (A1, A2). Data emiterii : 06.12.1996
	 Valabil de la: 2021/09/17 Până la: 2026/09/17 Semnătura titularului: <i>[Signature]</i> Prezenta legitimație este valabilă însoțită de certificatul de atestare expert tehnic/verificator de proiecte Seria CA_E Nr. C1522/06.12.1996



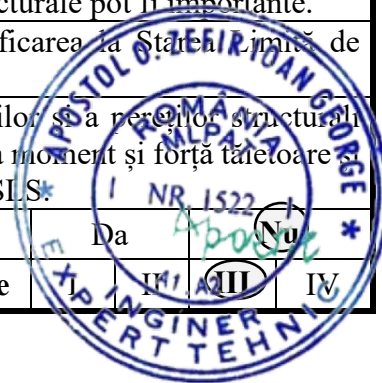
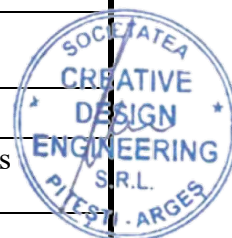
RESPONSABIL TEHNIC DE LUCRARE EXPERT TEHNIC ÎN CONSTRUCȚII

Ing. APOSTOL O. ZEFIR IOAN - GEORGE



1.3. Raport sintetic

Denumirea lucrării:	Raport de expertiză tehnică privind evaluarea seismică		
Scopul expertizei:	Evaluare seismică		
Data expertizei:	Septembrie 2025		
Expert tehnic:	ing. Apostol O. Zefir-Ioan-George	Legitimatie	MLPAT nr. CAE1522/1996 cerința A1, A2
Adresa:	Strada Dacia, Nr.1, Municipiul Pitești, județul Argeș		
Categoria de importanță (HG 766/1997):	I		
Clasa de importanță și expunere la cutremur (P100-1):	A		
Anul construirii:	aproximativ 1980		
Funcțiunea clădirii:	Spitalul de Pediatrie Pitești		
Înălțimea supratetrană totală (m):	~25,00	Număr de niveluri:	S+Ds+P+7E
Suprafața construită (mp):	729,91	Suprafața desfășurată (mp):	13,734.33
Sistemul structural:	Cadre din beton armat		
Componente nestructurale:	Pereți de compartimentare din cărămizi cu goluri, BCA si gips carton.		
Ațiunea seismică (probabilitate de depășire în 50 ani)	SLS	70%	ULS 20%
Verificarea la starea limită ultimă:			
Metodologia de evaluare prin calcul folosită (P100-3):	1	②	3
Gradul de îndeplinire a condițiilor de alcătuire seismică, R ₁ :	80		
Gradul de afectare structurală, R ₂ :	86		
Gradul de asigurare structurală seismică, R ₃ :	76,81		
Clasa de risc seismic în care a fost încadrată construcția:	I	II	③ III IV
Descrierea clasei de risc seismic:	Pe baza rezultatelor evaluării calitative și prin calcul structura de rezistență se încadrează în clasa de risc seismic RsIII. Nu se recomandă lucrări de intervenție structurală aferente modificărilor funcționale propuse prin team. Clasa de risc seismic RsIII cuprinde construcțiile care sub efectul cutremurului de proiectare pot prezenta degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală, dar la care degradările nestructurale pot fi importante.		
Verificarea la starea SLS:	Structura satisface relațiile privind verificarea la Starea Limită de Serviciu.		
Concluzii:	Consolidarea stâlpilor, planșeelor, grinzilor și a pereților structurali pentru sporirea capacității de rezistență la moment și forță tăietoare și pentru reducerea deplasărilor laterale la SLS.		
Necesitatea lucrărilor de intervenție:	Da Nu		
Clasa de risc seismic după efectuarea lucrărilor de intervenție	I	II	③ III IV



ANEXE:

Anexa 1 – Breviar de Calcul
Anexa 2 - Probe de laborator
Anexa 3 – Relevee ale clădirii



Proiectant General



2. Raport de evaluare

Date de identificare ale clădirii;



Fig. 1 Vedere exterioară ansamblu

Tip clădire expertizată:	Spital, structură în cadre de beton armat;
Regim de înălțime:	S+Ds+P+7E
Monument/zonă protejată:	Nu este cazul;
Categoria de importanță:	A - potrivit Hotărârii 766/1997
Clasa de importanță:	I (construcții de importanță deosebită) potrivit P100-1/2010



2.1. Definirea temei și scopul expertizei tehnice

Obiectul prezentei expertize tehnice îl constituie imobilul situat la intersecția dintre strada Dacia, Nr.1 la est, str. Stadionului la vest, bd.Eroilor la sud și cartierul Dacia la Nord cu destinația de spital pediatrie.

Scopul prezentei expertize tehnice a fost verificarea structurii de rezistență, pentru stabilirea nivelului de protecție la acțiunea seismică, în conformitate cu prevederile **Cod de proiectare**

seismică — Partea III — Prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente, indicativ P 100 – 3 / 2019.

Documentația curentă este relizată în conformitate cu C254-2022 *Îndrumător privind cazuri particulare de expertizare tehnică a clădirilor pentru cerința fundamentală „rezistență mecanică și stabilitate”*.

Conform Îndrumătorului C254-2022, expertiza tehnică privind susceptibilitatea de avariere a elementelor structurale și nestructurale în cazul seismelor de intensitate semnificativă este aliniată cu cerințele fundamentale “rezistență mecanică și stabilitate”.

În consecință, s-a determinat modul de reabilitare a sistemului structural conform exigențelor curentelor normative aflate în vigoare, ținând cont totodată și de degradările rețele constatate cu ocazia vizitei în amplasament.

Imobilul aferent prezentei documentații este în prezent în stare de funcționare, acesta îndeplinește funcțiunea de cămin. La fața locului au fost remarcate degradări vizibile, iar construcția nu este considerată monument istoric.



2.2. Reglementări tehnice

LEGISLAȚIA DIN ROMÂNIA CARE SE AFLĂ LA BAZA EXPERTIZĂRII CONSTRUCȚIILOR EXISTENTE

- C254-2022 – Indrumator privind cazuri particulare de expertizare tehnica a cladirilor pentru cerinta fundamentala “rezistenta mecanica si stabilitate”.
- P100-1/2013 – Cod de proiectare seismică. Prevederi de proiectare pentru clădiri;
- P100-3/2019 – Cod de proiectare seismică – Partea a III-a. Prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente;
- CR 0-2012 – Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor;
- SR EN 1991-1-1:2004 – Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acțiuni generale - Greutăți specifice, greutăți proprii, încărcări utile pentru clădiri;
- CR 1-1-3-2012-Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii zăpezii asupra construcțiilor;
- CR 1-1-4-2012 – Cod de proiectare. Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor;
- NP 112-2014 – Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață;
- CR 6-2013 – Cod de proiectare pentru structuri din zidărie;
- SR EN 1998-3:2005 – Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 3: Evaluarea și consolidarea construcțiilor.
- Legea privind calitatea în construcții (Legea nr.10/1995) art.18, prevede:



”Intervențiile la construcții existente care se referă la lucrări de reconstruire, consolidare, transformare, extindere, desființare parțială precum și la lucrările de reparații se fac numai pe baza unui proiect avizat de proiectantul inițial al clădirii sau pe baza unei expertize tehnice întocmite de un expert tehnic atestat”.

- Ordonanța Guvernului României nr.67/28 august 1997, pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind punerea în siguranță a fondului construit existent, prevede la art. 2:

„...proprietarii construcțiilor, persoane fizice sau juridice, precum și persoanele juridice care au în administrare construcții vor acționa pentru:

- expertizarea tehnică a construcțiilor de către experți tehnici atestați, în conformitate cu reglementările tehnice;

- aprobarea deciziei de intervenție;
- continuarea lucrărilor în funcție de concluziile fundamentale din raportul de expertiză tehnică”.

-NP 005-2022. Normativ privind proiectarea și verificarea construcțiilor din lemn.

-STAS 6054-77. Adancimi de inghet. Zonarea teritoriului.

2.3. Activități desfășurate pentru întocmirea expertizei tehnice.

Colectivul de elaborare s-a deplasat pe amplasament pentru a efectua o inspecție vizuală, a efectua măsurători, a realizat releveul fotografic al construcției și a efectuat probe de materiale atât nedistructive (sclerometrie, pahometrie), cât și probe distructive, efectuate de un laborator tehnic atestat. Probele de laborator au fost realizate de către laboratorul autorizat SC INSTAL TEST SRL

2.4. Date care au stat la baza expertizei tehnice. Date privind evaluările efectuate anterior asupra clădirii și concluziile acestor evaluări

Din informațiile culese de la beneficiar a reieșit că s-a realizat o expertiză în trecut care să evalueze mai amplu situația acestei construcții, realizată în anul 2014 de către Expert Tehnic Sârbu N. Gheorghe. În cadrul acestei clădiri s-au executat lucrări de modificări substanțiale în baza unui proiect tehnic, precum extinderi ale corpului inițial de clădire, dar și reparații curente sau capitale, fără intervenții globale asupra structurii de rezistență. De-alungul existenței sale, clădirea s-a aflat într-o stare de conservare, și s-au executat lucrări de modernizare la structura acesteia.

În afară de cele menționate anterior, se mai dispune de niciun document ce aparține Cărții Construcției - proiectul inițial, documentele de calitate pe parcursul construcției etc.

2.4.1. Date privind rezultatele măsurărilor sau inspecțiilor efectuate în cadrul programului de urmărire în timp, pe parcursul construirii și exploatării clădirii

Din expertiza realizată în anul 2014 de către de către Expert Tehnic Sârbu N. Gheorghe se cunosc date ale anumitor măsurători executate pe parcursul exploatării clădirii. Beneficiarul a urmărit în timp starea clădirii, și a executat la timp lucrările necesare, în prezent clădirea se prezintă în stare bună de funcționare din punct de vedere vizual, în interior realizându-se lucrări de reparații curente la timp, lucrări de igienizare și de menținere a structurii în stare optimă de funcționare. La exterior se pot observa degradări minore fiind prezente deteriorări ale fațadei exterioare, cu exfolieri ale finisajului, fisuri de finisaj, deteriorări ale sistemului de colectare al apelor pluviale, fisuri verticale în zona de rost, expulzări ale betonului și corodări ale barelor de armătură. Conform probelor de laborator atasate, au fost folosite urmatoarele materiale:

Pentru monolitizări Beton clasa C16/20 și C20/25;

Otel Beton Pc52 pentru armături orizontale și OB37 pentru etrieri;

2.4.2. Date privind reglementările tehnice în construcții utilizate la realizarea clădirii;

Clădirea a fost proiectată în jurul anului 1977, începutul executiei fiind în jurul anilor 1980 și recepționată în perioada imediat următoare după realizarea construcției.

Modificarea metodei de calcul a structurilor după cutremurul din **4 martie 1977** în România a marcat o etapă importantă în ingineria structurală din țară.



Înainte de 1977, normativul principal era **P13-63** și ulterior **P13-70**, care aveau un nivel mai redus de cerințe seismice. După cutremur, a fost elaborat și aplicat în 1978 noul normativ **P100-78**, care a introdus concepte moderne pentru acea perioadă:

- Accelerația seismică de calcul a fost majorată, ținând cont de înregistrările reale din 1977.
- A fost introdusă **metoda forțelor echivalente** cu accent pe răspunsul dinamic al clădirilor.
- Introducerea conceptului de **ductilitate** și **capacitate de disipare a energiei** în proiectare.
- Limitarea înălțimii și a regimului de înălțime pentru anumite tipuri de structuri în zone seismice.



2.5. Caracterizarea amplasamentului. Date privind amplasamentul privind precizarea acțiunilor relevante privind comportarea clădirii

În conformitate cu hărțile 3.1 și 3.2 din P100-1/2013, **zona seismică** în care este amplasată clădirea este caracterizată de coeficientul **ag=0.25g** și perioada de colț **Tc=0,7 s**.

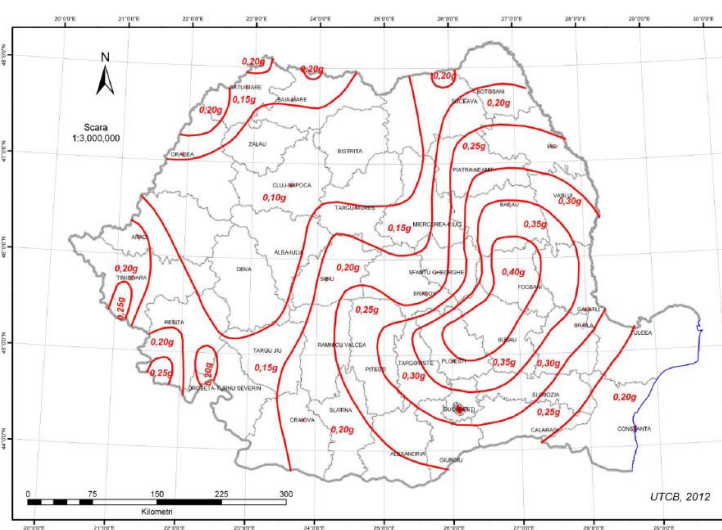


Fig. 2 România - Zonarea valorilor de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare ag cu I.M.R. = 225 ani și 20% probabilitate de depășire în 50 de ani - conform P100 – 1 / 2013

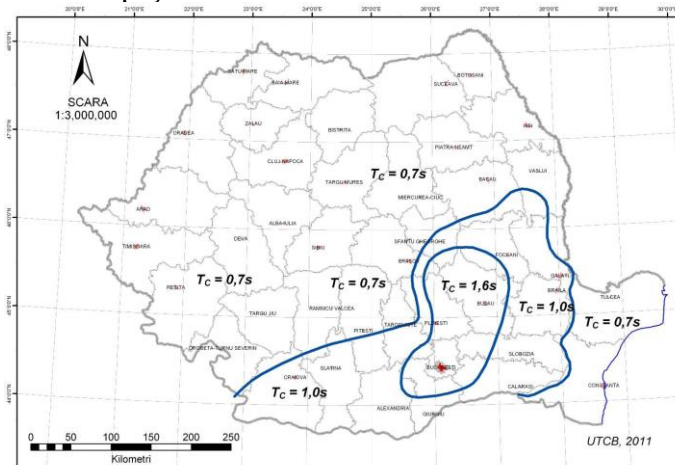
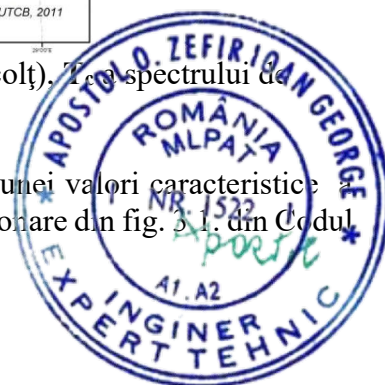


Fig. 3 Zonarea teritoriului României în termeni de perioadă de control (colț), Tc, spectrului de răspuns

Zona climatică pentru **încărcarea cu zăpadă** este cea corespunzătoare unei valori caracteristice de încărcări din zăpada pe sol **s_{0,k} = 2.00 kN/m²** – recomandată în harta de zonare din fig. 3.1. din Codul de proiectare indicativ CR1-1-3-2012;



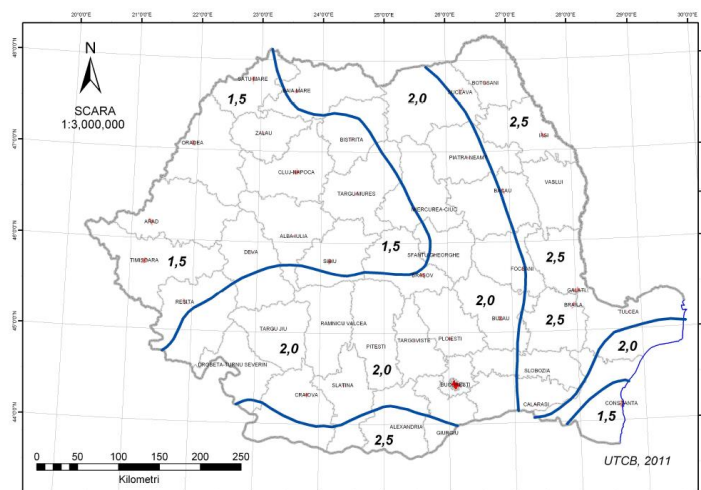


Figura 3.1 Zonarea valorilor caracteristice ale încărcării din zăpadă pe sol s_k , kN/m², pentru altitudini $A \leq 1000$ m
Notă: Pentru altitudini $A > 1000$ m valorile s_k se determină cu relațiile (3.1) și (3.2)

Fig. 4

Zona climatică pentru **încărcarea cu vânt** corespunzătoare unei valori caracteristice a presiunii de referință a vântului, mediată pe 10 minute la 10 m înălțime, **q_{ref} este de 0,50 kN/m²** – recomandată în harta de zonare din fig. A.2. din Codul de proiectare indicativ CR1-1-4-2012.

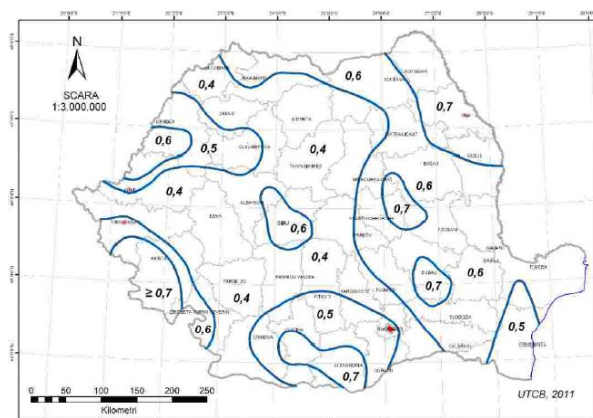


Figura 2.1 Zonarea valorilor de referință ale presiunii dinamice a vântului, q_0 în kPa, având $JMR = 50$ ani
NOTA: Pentru altitudini peste 1000m valorile presiunii dinamice a vântului se corectează cu relația (A.1) din Anexa A

Fig. 5

Suprafața terenului din curte este aproximativ plană și orizontală. Adâncimea de îngheț, conform STAS 6054 / 77 este de 0,80...0,90 m.

2.6. Descrierea clădirii pe baza datelor istorice, a inspecției vizuale, a analizării documentației tehnice de proiectare și de execuție

Imobilul analizat în prezentul raport de expertiză este o construcție cu funcțiunea de spital, alcătuită din 8 tronsoane, împărțite astfel:

- Corpul A, B și C aparțin de policlinică și au un regim de înălțime S+P+2E;
- Corpul D,E,F aparțin de nucleul central al spitalului având regimul de înălțime S+Ds+P+7E;
- Corpul G tronson primiri urgențe cu regim de înălțime S+P+2E;
- Ambulatoriu, regim de înălțime Ds+P+1E

Imobilul analizat în prezentul raport de expertiză tehnică are regim de înălțime Ds+P+7E. Structura de rezistență a imobilului este realizată în sistem cadre din beton armat, cu diafragme și pereți din



beton. Planșele sunt realizate din beton armat de tip fâșii prefabricate. Acest lucru ajută la rigidizarea structurii și la crearea fenomenului de șaibă rigidă. Imobilul nu prezintă defecte care să pună în pericol structura în cazul unui seism major. Se pot observa fisuri de suprafață în finisajele structurii. Acoperișul este de tip terasă. Înălțimea de nivel este de 3,00m la subsol și de 3,15m la restul etajelor. Fundațiile sunt continue din beton armat dispuse pe 2 direcții ortogonale, cât și fundații izolate. În anul 2024 etajele 4 și 6 au fost renovate integral. În anii 2022-2023 s-au realizat modificări ale ambulatoriului și s-a realizat corpul nou pentru unitatea de primiri urgențe UPU.

Stâlpii au secțiune variabilă pe înălțime, cuprinsă între 50x50cm – 70x70cm, respectiv 55x60cm – 40x45cm la corpurile D,E,F iar pentru corpurile A,B,C 25X40CM, 25X52CM. Grinzile sunt de 25x40cm, respectiv 25x50cm pentru corpurile A,B,C și 25x50, 25x60, 25x55 la corpurile D,E,F.

2.6.1. Starea generală de degradare ale clădirii

Clădirea se află într-o stare optimă de funcționare. Există puține spații interioare în care sunt prezente fisuri. De asemenea sunt prezente degradări pe fațada curții interioare, în special la colțuri. Degradări ale fațadei se observă și pe fațadele exterioare, în special la partea superioară, sub atic acolo unde sunt prezente infiltrații. Tâmplăria este de tip PVC cu 2 foi de sticlă. În general clădirea se prezintă într-o stare peste medie de exploatare, prezentând degradări ale fațadei și elementelor de finisaj exterioare, fără deficiențe ale elementelor structurale. Gurile de scurgere de pe terasa clădirii sunt infundate și necesită curățare. De asemenea se observă degradări ale terasei necirculabile.

La interior, pereții sunt finisați, fără a fi observate fisuri structurale. Singurele fisuri observate sunt cele din dreptul rosturilor de dilatație, fisuri care sunt normale ținând cont de destinația rostului de dilatare. Au fost identificate zone cu mușcături, condens, exfolieri care vor necesita tratări de umiditate. Tamplăria existentă este neconformă și sporește transferul termic de caldura în special datorită neetanșeității ramelor și a lipsei de calitate a ansamblului toc-sticlă.

La ultimul nivel, respectiv la etajul 7 al corpului central se regăsesc probleme majore de infiltrații cauzate de degradare hidroizolației de pe terasă. De asemenea apa pluvială nu se scurge corespunzător, existând zone de troțurare cu contrapanta, care duc astfel la infiltrații de umiditate în structura. Soclul clădirii nu prezintă izolații termice și hidroizolații.

Sunt prezente fisuri structurale în zonele caselor de scară, ieșirile de la ultimul nivel, fisuri ce necesită consolidare structurală.

2.6.2. Identificarea alcătuirii, a modului de interacțiune cu structura a pereților nestructurali, precum și a gradului de avariere a acestora

Modelarea structurii s-a realizat, în conformitate cu legislația în vigoare, cu ajutorul mai multor programe folosite în mod uzual de ingineri, având la bază metoda elementului finit. Prin modelarea numerică a structurii, s-au obținut toate informațiile necesare în vederea asigurării performanței structurale. Pentru modelarea numerică pentru calcul a structurilor de beton armat în aplicații practice ingineresti se utilizează următoarele tipuri de elemente:

- Elemente de tip bară – pentru modelarea stâlpilor și grinzilor;
- Elemente de suprafață – pentru modelarea plăcilor, pereților, după caz;
- Rezoarte liniare pentru modelarea legăturii cu terenul, după caz.

Efectele cutremurului sunt approximate printr-un set de forțe convenționale aplicate construcției. Mărimea forțelor laterale este stabilită astfel încât deplasările (deformațiile) obținute în urma unui calcul liniar al structurii la aceste forțe să aproximeze deformațiile impuse structurii de către forțele seismice. Calculul structural s-a făcut în domeniul elastic conform metodelor descrise în P100-1/2013, cu spectre de răspuns precum și cu metoda forțelor seismice statice echivalente,

ținând seama de toate criteriile de evaluarea a forțelor seismice. Verificarea elementelor structurale se face la starea limită ultimă și respectiv starea limită de serviciu, similar condițiilor prevăzute de P100-1 la proiectarea structurilor noi. În cazul SLU se efectuează verificări ale rezistenței și ale deplasărilor laterale, în timp ce la SLS se efectuează numai verificări ale deplasărilor laterale. Au fost realizate mai multe modele analitice și ipoteze de calcul pentru identificarea vulnerabilităților structurale ale structurii existente în vederea continuării realizării structurii propuse inițial, conform exigentelor impuse prin standardele și normativele actuale.



2.6.3. Relevul fotografic cu comentarii al zonei de clădire expertizată

Conform Anexe Atașate

2.7. Nivelul de cunoaștere. Rezultatele evaluărilor calitative și cantitative, pe baza modelelor de calcul stabilite de către expert

Construcția fiind proiectată anterior normativului P100-81 s-a efectuat și evaluarea seismică a acesteia conform normativului P100-3/2019 – anexa D.

Potrivit indicațiilor „Codului de Proiectare Seismică, prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente – indicativ P100-3/2019”, nivelul de cunoaștere pentru acest caz de analiză (în condițiile expertizei propuse) va fi **KL2** (cunoaștere normală), conform cap. 4.3., conducând la un factor de încredere **CF=1,20**.

Deoarece clădirea este în exploatare nivelul de inspecție și, respectiv, de încercări în teren este limitat.

KL2 corespunde următoarei stări de cunoaștere:

- în ceea ce privește geometria: configurația de ansamblu a structurii și dimensiunile elementelor sunt cunoscute fie (a) dintr-un relevu extins fie (b) din planurile de ansamblu originale ale construcției și ale eventualelor modificări intervenite pe durata de exploatare. În cazul (b) este necesară verificarea pe teren prin sondaj a dimensiunilor de ansamblu și a dimensiunilor elementelor; dacă se constată diferențe semnificative față de prevederile proiectului se va întocmi un relevu mai extins.
- în ceea ce privește alcătuirea de detalii: detaliile sunt cunoscute, fie dintr-o inspecție extinsă pe teren sau dintr-un set incomplet de planșe de execuție. În ultimul caz, se vor prevedea verificări limitate în teren ale elementelor considerate ca cele mai importante pentru a constata dacă informațiile disponibile corespund realității.
- în ceea ce privește materialele: informațiile privind caracteristicile mecanice ale materialelor sunt obținute, fie din testări extinse în teren fie din specificațiile de proiectare originale. În ultimul caz se vor efectua teste limitate în teren.



2.8. Metodologia de evaluare. Rezultatele evaluărilor calitative și cantitative, pe baza modelelor de calcul stabilite de către expert

Pe baza standardelor valabile și a practicilor la vremea construirii, menționăm următoarele specificații ale materialelor pereților nestructurali:

Acțiunea seismică a fost modelată prin două metode, și anume metoda calculului modal cu spectre de răspuns și metoda forțelor seismice statice echivalente. Prima metodă a fost folosită pentru verificarea deplasărilor la cele două stări limită, la verificarea maselor antrenate și de asemenea la verificarea elementelor structurale. În cazul metodei forțelor seismice statice echivalente, acțiunea forțelor laterale a fost considerată separat pe direcțiile principale de rezistență ale clădirii. Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determina după cum urmează (cf. P100-1/2013):

$$F_b = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

γ_1 - este factorul de importanta-expunere al constructiei, considerat cu valoarea de 1.0 pentru clasa I de importanta-expunere a clădirii analizate - $\gamma_1 = 1.40$.

$S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de raspuns de proiectare corespunzatoare perioadei fundamentale T_1

T_1 - perioada proprie fundamentala de vibratie a cladirii în planul ce contine directia orizontala

m - masa totala a cladirii calculata ca suma a maselor de nivel m_i

λ - factor de corectie care tine seama de contributia modului propriu fundamental prin masa modala efectiva asociata acestuia, a carui valoare este egala cu 1.0 daca $T_1 < T_C$ și clădirea are mai puțin de 2 niveluri- $\lambda = 1.00$

Ordonata spectrului de raspuns de proiectare corespunzatoare perioadei fundamentale T_1 se obtine cu relatia (cf. P100-1/2013):

$$S_d(T_1) = a_g \cdot \frac{\beta(T_1)}{q}$$

$$T_B < T_1 < T_C \rightarrow \beta(T) = \beta_0$$

unde:

a_g - valoarea de varf a acceleratiei terenului pentru proiectare - $a_g = 0.25g$

$\beta(T_1)$ - forma normalizata a spectrului de raspuns elastic pentru componentele orizontale ale acceleratiei terenului - $\beta = 2.50$.

q - este factorul de comportare al structurii (factorul de modificare a raspunsului elastic în raspuns inelastic).



2.9. Gradul de îndeplinire a condițiilor de alcătuire seismică, R1 pentru imobil

2.9. Gradul de îndeplinire a condițiilor de alcătuire seismică, R1

2.9.1. Condiții privind configurația structurii: - 40 puncte

- Traseul încărcărilor este continuu;
- Sistemul este redundant;
- Nu există niveluri slabe din punct de vedere al rezistenței;
- Nu există niveluri flexibile;
- Nu există modificări importante ale dimensiunilor în plan ale sistemului structural de la nivel la nivel;
- Nu există discontinuități pe verticală;
- Nu există diferențe între masele de nivel mai mari de 50%;
- Efectele de torsiune de ansamblu sunt moderate;
- Infrastructura este în măsură să transmită la terenforțele verticale și orizontale;



2.9.2. Condițiile privind interacțiunile structurii: - 7 puncte

- Distanțele până la clădirile vecine depășesc dimensiunea minimă de rost, conform P100-1/2013;

2.9.3. Condiții privind alcătuirea elementelor structurale: - 25 puncte

- Ierarhizarea rezistențelor elementelor structurale asigură dezvoltarea unui mecanism favorabil de disipare a energiei seismice: la fiecare nod suma momentelor capabile ale stâlpilor este mai mare decât suma momentelor capabile ale grinzilor;
- Încărcarea axială de compresiune a stâlpilor este moderată;
- În structură nu există stâlpi scurți, raportul între înălțimea secțiunii și înălțimea liberă a stâlpului este mai mare de 0,30;

- d. Rezistența la forța tăietoare a nodului este suficientă pentru a se putea mobiliza rezistența la încovoiere la extremitățile grinzilor și stâlpilor;
- e. Înnădirile armăturilor în stâlpi se dezvoltă pe 40 diametre, cu etrieri la distanța 10 diametre pe zona de înnădire;
- f. Înnădirile armăturilor din grinzi se realizează în afara zonelor critice;
- g. Etrierii în stâlpi NU sunt dispuși astfel încât fiecare bară verticală se află în mijlocul unui etrier (agrafe);
- h. Distanțele între etrieri în zonele critice ale stâlpilor nu depășesc 10 diametre, iar în restul stâlpului $\frac{1}{4}$ din latură;
- i. Distanțele între etrieri în zonele plastice ale grinzilor nu depășesc 12 diametre și $\frac{1}{2}$ din lățimea grinzii;
- j. Armarea transversală a nodurilor este cel puțin cea necesară în zonele critice ale stâlpilor
- k. Rezistența grinzilor la momente pozitive pe reazeme este cel puțin 30% din rezistența la momente negative în aceeași secțiune
- l. La partea superioară a grinzilor sunt prevăzute cel puțin 2 bare continue;



2.9.4. Condiții referitoare la planșee – 8 puncte

- a. Placa planșeeilor cu grosimea de 13 cm este realizată din fâșii prefabricate din beton
- b. Armăturile centurilor și armăturile distribuite în placă asigură rezistența necesară la încovoiere și forța tăietoare pentru forțele seismice aplicate în planul planșeului
- c. Forțele seismice din planul planșeului pot fi transmise la elementele structurii verticale prin eforturi de alunecare și compresiune în beton

Punctajul total pentru ansamblul condițiilor R1 = 80 puncte

Sunt stabilite 4 domenii ale scorului realizat de construcția analizată, asociate cu cele 4 clase de risc seismic, în limita unui punctaj maxim $R1_{max} = 100$, corespunzător unei construcții care îndeplinește integral toate categoriile de condiții de alcătuire. Cele 4 intervale distincte ale valorilor R1 sunt următoarele (cf. P100-3/2019):

- | | | |
|--------------------------------|------|----------------------|
| (a) Clasa de risc seismic I, | dacă | $R1 < 30$; |
| (b) Clasa de risc seismic II, | dacă | $30 \leq R1 < 60$; |
| (c) Clasa de risc seismic III, | dacă | $60 \leq R1 < 90$; |
| (d) Clasa de risc seismic IV, | dacă | $90 \leq R1 < 100$. |



În acest caz, $R1 = 80$ și din acest punct de vedere tehnic, structura existentă se poate încadra în clasa de risc seismic Rs III.

2.10. Gradul de afectare structurală (R2)

2.10.1. Degradări produse din acțiunea cutremurului:

- Nu au fost observate degradări (fisuri) sau defomații remanente în zonele de efort maxim sau de îmbinare a elementelor structurale principale, deoarece structura de rezistență nu a fost supusă acțiunii unui cutremur major;
- Nu au fost observate defomații pronunțate, tasări diferențiate cu diminuarea rezistențelor capabile la nivelul fundațiilor;
- Nu au fost observate fisuri deschise longitudinale în stalpi sau pereti produse de eforturi de compresiune;

-Nu au fost observate deformații plastice ale elementelor de rezistență;

Punctaj realizat – 45 puncte.

2.10.2. Degradări produse de încărcările verticale:

-Nu s-au deformații sau degradări ale fațadelor;

-Nu s-a observat pierderea stabilității locale a întregii clădiri.

-Nu s-au observat fisuri și degradări în grinzi și placile planseelor

Punctaj realizat – 15 puncte.

2.10.3. Degradări produse de încărcarea cu deformații:

-Nu s-au constatat tasări ale reazemelor, deformații din tasarea terenului de fundare.

Punctaj realizat – 8 puncte.

2.10.4. Degradări produse de o execuție defectuoasă:

Din măsurătorile efectuate nu au existat abateri semnificative la trasarea și executarea structurilor.

Punctaj realizat – 8 puncte.

2.10.5. Degradări produse de factorii de mediu:

Prin specificul clădirii – Locuinta individuala – procesele corozive (chimice sau biologice) sunt ca și inexistente.

Punctaj realizat – 10 puncte.

Punctajul total pentru ansamblul condițiilor R2 = 86 puncte

Și în cazul acestui indicator sunt stabilite 4 domenii ale scorului realizat de construcția analizată, asociate cu cele 4 clase de risc seismic, în limita unui punctaj maxim R2 max. = 100, corespunzător unei construcții neafectată de degradări. Cele 4 intervale distincte ale valorilor R2 sunt următoarele (cf. cap. 8.1, P100-3/2019):

- | | | |
|--------------------------------|------|----------------------|
| (a) Clasa de risc seismic I, | dacă | $R2 < 50$; |
| (b) Clasa de risc seismic II, | dacă | $50 \leq R2 < 70$; |
| (c) Clasa de risc seismic III, | dacă | $70 \leq R2 < 90$; |
| (d) Clasa de risc seismic IV, | dacă | $90 \leq R2 < 100$. |

În acest caz, $R2=86$ și din acest punct de vedere tehnic, structura existentă se poate încadra în clasa de risc seismic Rs III. Se pot observa degradările structurale existente.

2.11. Gradul de asigurare structurală seismică (R3)

Din punctul de vedere al deplasărilor la Starea Limită Ultimă structura se încadrează în clasa de risc seismic III (RSIII), având un indicator de risc seismic $R3=76.81\%$.

Punctajul total pentru ansamblul condițiilor R3 = 76.81 puncte

Clasa de risc asociată indicatorului R3 se stabilește astfel (cf. cap. 8.1, P100-3/2019):

- | | | |
|--------------------------------|------|----------------------|
| (a) Clasa de risc seismic I, | dacă | $R3 < 35$; |
| (b) Clasa de risc seismic II, | dacă | $35 \leq R3 < 65$; |
| (c) Clasa de risc seismic III, | dacă | $65 \leq R3 < 90$; |
| (d) Clasa de risc seismic IV, | dacă | $90 \leq R3 < 100$. |

Aceasta corespunde încadrării clădirii în clasa de risc seismic Rs III.

2.12. Verificări la starea limită de serviciu

La calculul deplasărilor corespunzătoare stării limită de serviciu – SLS – s-a considerat rigiditatea elementelor în stadiul nefisurat(EI).



Verificarea la Starea Limită de Serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la starea limită de serviciu este de 5%.

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E, P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v(T_1) q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

Relația 0.1. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Unde:

- d_r^{SLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;
- $v(T_1)$ – factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului este $v=0,5$;
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare;
- d_{ra}^{SLS} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu $0.005h$;
- q -factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare;
- Valorile de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton armat cu pereți:
- $EI_{conv} = 0,5EI_c$;

unde: E_c – modulul de elasticitate al betonului

I_c – moment de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

$$v(T_1) = \begin{cases} 2,50 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 2,50 - 2 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 0,50 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.2. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

2.13. Sinteza evaluării

În urma evaluării detaliate a performanței structurale a construcției, coroborată cu rezultatele obținute prin metode analitice și observațiile in-situ, s-a constatat că ansamblul structural satisface cerințele de siguranță prevăzute de normele actuale de proiectare seismică în vigoare.

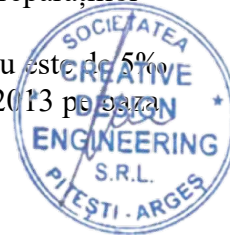
Elementele portante – atât pe verticală, cât și pe orizontală – nu prezintă deficiențe semnificative de concepție și execuție, lipsuri în ceea ce privește armarea corespunzătoare sau degradări fizice care pot afecta capacitatea de rezistență la acțiuni seismice majore.

Ca urmare, structura analizată a fost încadrată în clasa de risc seismic III ceea ce semnifică o probabilitate mică de degradare în cazul producerii unui cutremur de intensitate similară celor de referință utilizate în normele românești.

Pentru a menține structura la nivelul de a asigura condițiile de siguranță a vieții și, implicit, condițiile de siguranță în exploatare s-au propus următoarele variante de intervenție asupra structurii.

2.14. Propuneri și intervenții

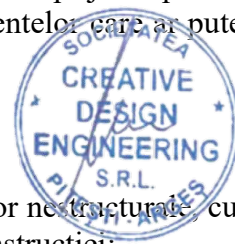
Imobilul expertizat nu necesită lucrări de consolidare majore a sistemului structural, dar necesită lucrări de reparații ale elementelor de finisaj și a pereților de compartimentare, astfel:



Lista măsurilor de intervenție, dacă acestea sunt necesare

Pe tot parcursul execuției lucrărilor de consolidare se vor respecta normele de tehnica securității muncii privind asigurarea stabilității elementelor de construcții prin susțineri sau sprijiniri până la înlăturarea lor, balustrade de protecție, plase de protecție pentru evitarea accidentelor care ar putea surveni din lucrările pregătitoare demolării și a demolării propriu-zise.

Lucrări propuse pentru elementele nestructurale ale imobilului analizat:



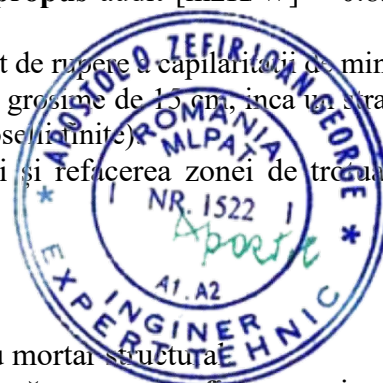
VARIANTA 1 – Varianta minimală și optimă

În varianta minimală se propun următoarele intervenții asupra elementelor nestructurale, cu rol de protejare a elementelor structurale și de prelungire a duratei de viață a construcției:

- Refacerea hidroizolației de pe corpurile imobilului, prin scoaterea tuturor straturilor, turnarea unei șape suport, izolarea cu un strat de termoizolație de min 40 cm, vata bazaltică rigidă ignifugă având $\lambda_{\max} = 0,035$ [W/mk] conform auditului energetic;
- Realizarea anvelopării clădirii la exterior cu un strat de termoizolație de 15/20 cm (în mod obligatoriu fatada se va decoperta de tencuiala existentă și de toate straturile componente până la structura de rezistență, se vor curăța asizele zidăriei sau rosturile de beton, se va realiza tratarea de umiditate dacă este cazul. Suprafața trebuie să fie plană, uscată, aderentă și fără asperități/impurități. Se va sufla cu compresor de aer și se va amorsa în prealabil.
- Consolidarea colțurilor clădirii cu plasa sudată SPPB $\varnothing 6/100 \times 100$ mm și torcret 6 cm. Plasele se vor ancora cu L-uri $\varnothing 8$ mm cu ancoră chimică minim 15 cm.
- Consolidarea ieșirilor caselor de scară pe exterior, de la cota teraselor, cu plasa sudată SPPB $\varnothing 6/100 \times 100$ mm și torcret 6 cm. Plasele se vor ancora cu L-uri $\varnothing 8$ mm cu ancoră chimică minim 15 cm.
- Consolidarea pe exterior a elementelor verticale din dreptul stâlpilor, nestructurale de fațadă $\varnothing 6/100 \times 100$ mm și torcret 6 cm. Plasele se vor ancora cu L-uri $\varnothing 8$ mm cu ancoră chimică minim 15 cm.
- Refacerea și reabilitarea aticelor, prin cămășuirea acestora;
- Refacerea sau înlocuirea ancadramentelor prefabricate de la nivelul ferestrelor și de la nivelul aticelor;
- Consolidarea colturilor deschiderilor (uși și ferestre) cu plasa suplimentară conform detalii de execuție, necesar a fi realizate în proiectul de reabilitare;
- Hidroizolarea și termoizolarea soclului cu polistiren extrudat 15 cm grosime, dispus până la cota de fundare a clădirii. Înainte de hidroizolare se va trata soclul și pereții demisolului/ subsolului împotriva umidității prin realizarea unei tencuieli de asanare. Înainte de aplicarea tencuielilor se recomandă injectarea de bariere orizontale (Se aplică materiale de injectare, cu sau fără presiune, în porii zidăriei. Ca materiale de injectare se folosesc substanțe care închid sau îngustează porii, respectiv substanțe cu efect hidrofob) care să stopeze creșterea nivelului de umiditate. Se va analiza prin proiectul DALI și PTH soluția ideală de eliminare a umidității din pereții demisolului/subsolului clădirii;
- Schimbare tâmplărie exterioară conform auditului energetic, **R'_{propus}** audit [m²K/W] = 0.83 m²K/W;
- Termoizolarea și hidroizolarea plăcii pe sol prin dispunerea unui strat de rupere a capilarității de min. 10/15 cm, folie hidroizolatoare, folie antiradon, polistiren extrudat cu grosime de 15 cm, încă un strat de hidroizolație urmată de o placă slab armată (strat suport al pardoselii finite);
- Realizarea unui sistem de drenaj a apelor, sub trotuarul clădirii și refacerea zonei de trotuar perimetral;

VARIANTA 2 – Varianta maximală

- **Reprofilare locală** a secțiunilor „ciupite” (colțuri stâlp/grindă) cu mortar structural;
- **Îmbrăcări FRP locale** (benzi C/ CFRP) pe stâlpi la zone de capăt pentru **confinare**; etrieraj exterior cu fibre.



- **Întărire la forfecare a grinzilor** cu etrieri exteriori/benzi FRP în zona de reazem.
- **Consolidare noduri** cu **mortare HPFRCC** / injecții epoxidice + plăcuțe ancorate mecanic.
- **Întărire reazeme grinzi pe stâlpi** (haunch-uri armate sau corniere/platbande ancorate).
- **Regularizarea etajului moale** prin rame secundare ușoare/întăriri locale de goluri mari.
- **Rigidizare locală a casei scării:** diafragmare trepte–podeste, legături la cadre.
- **Etanșarea rosturilor și întărirea capetelor de console** (balcoane/logii) cu plase și mortar structural.
- **Protecție la coroziune:** pasivizarea armăturilor expuse + acoperiri cu sisteme anticorozive.
- Cămășuire din beton armat a stâlpilor (jacketing RC) cu etrieri desți și ancorări în fundații.
- Cămășuire RC a grinzilor în zone critice; refacere ancorare bare longitudinale în noduri.
- Întărirea nodurilor grindă–stâlp: turnare miez/topping în nod, armare transversală suplimentară, HPFRCC/beton cu fibre.
- Întărire la forfecare a grinzilor cu benzi CFRP/etrieri exteriori perforați și ancorați chimic.
- NSM (Near-Surface Mounted): benzi/tije CFRP în canale frezate pe grinzi/planșee pentru momente pozitive/negative.
- Introducere de pereți structurali din beton armat (diafragme) pe axe principale, continuări de la fundație la acoperiș.
- Nucleu RC la lift/scară cupla(n)t la planșee (conectori, centuri, diafragme).
- Suprabetonare generală a planșeeilor (6 cm) cu conectori pentru comportare „diafragmă rigidă”.
- Plăci metalice colaborante cu conectori la grinzi pentru creșterea rigidității în plan.
- Înlocuirea pereților nestructurali casanți cu pereți RC/infilling ingineresc (zidărie armată, panouri ușoare cu ancoraje).
- Torcretarea pereților structurali din beton armat pe ambele fețe cu un strat de câte 4 cm, armat cu plase sudate SPPB $\varnothing 6/100 \times 100$ mm. Plasele se vor ancora cu L-uri $\varnothing 8$ mm cu ancoră chimică minim 15 cm.



Note generale pentru măsuri necesare a fi luate în șantier, dacă în timpul lucrărilor de desfacere sunt observate alte degradări față de cele prezentate în prezentul raport:

În situația în care în timpul lucrărilor de execuție sunt observate fisuri sau crăpături (sub stratul de tencuiala aparentă) acestea se vor consolida în felul următor:

- Fisurile < 3 mm se vor consolida prin injectare cu rășini epoxidice și suplimentar „coasere” cu scoabe din oțel rotund cu diametrul de 6 mm urmate de tencuirea peretelui cu mortar marca M10 (M100);
- Fisurile 3...10 mm se vor consolida prin injectare cu mortar epoxidic și suplimentar cu scoabe din oțel rotund cu diametrul de 6 mm iar mortarul de tencuire M10 cu grosimea de 4 cm se va arma cu plasă sudată $\# \varnothing 6/100/100$. Soluția se va extinde pe ambele părți ale peretelui iar plasele se vor conecta între ele cu agrafe din oțel rotund $\varnothing 6$ (4 buc./mp). Soluția se va implementa numai după curățarea în adâncime a fisurii (desfacerea tencuiei și lărgirea rostului) întrucât ipotetic, fisurile reduse din finisaj pot ascunde uneori crăpături mai extinse;
- Pentru fisuri peste 10 mm se va solicita punctul de vedere al expertului.

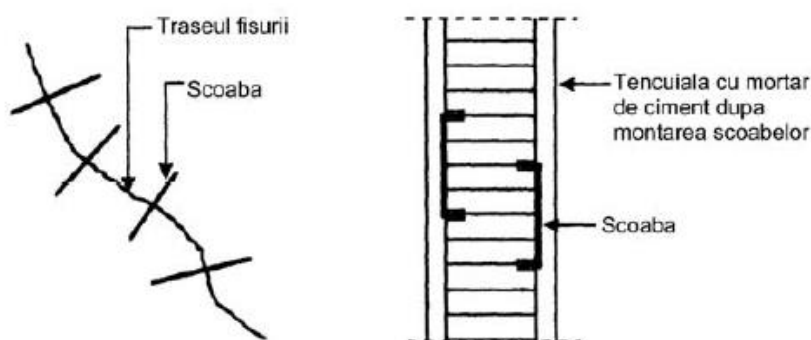


Fig. 1. Repararea fisurilor prin „coasere” cu scoabe



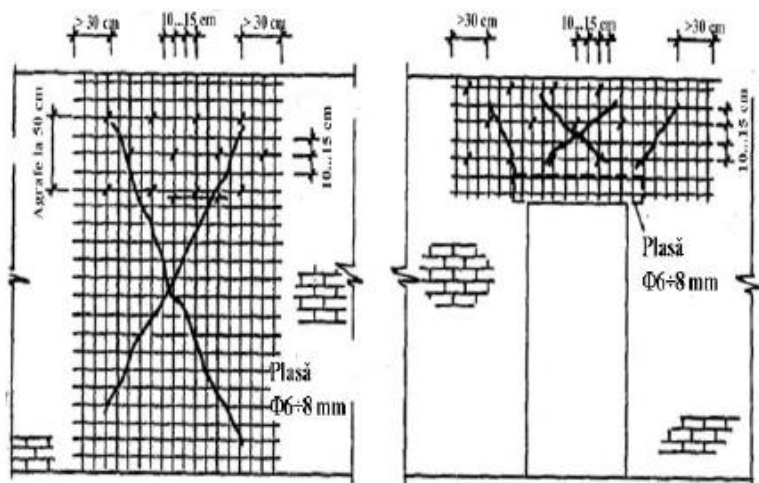
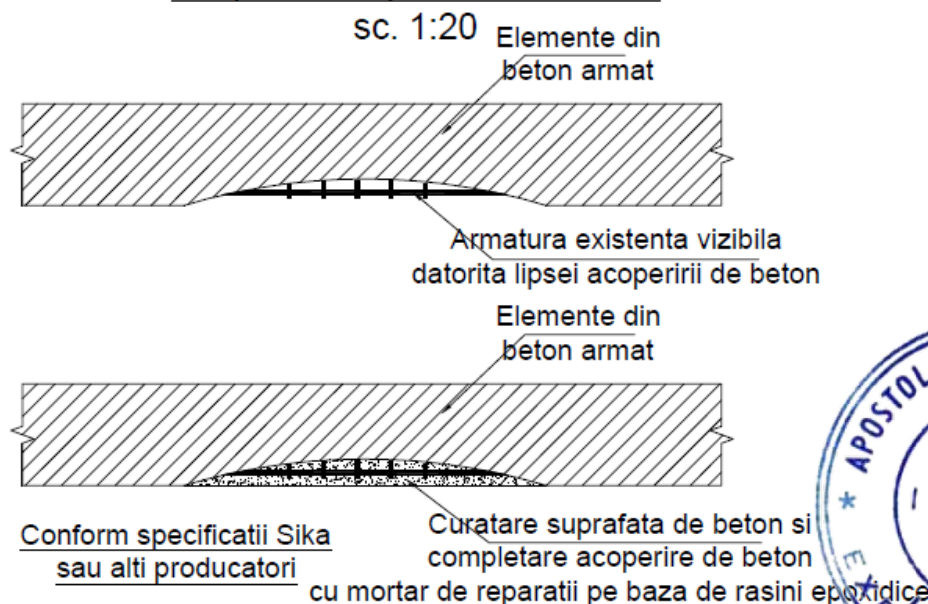


Fig. 2. Placarea locală pe traseul fisurii, cu tencuială armată.



Detaliu reparatii elemente de beton cu armaturi vizibile datorate segregarilor si lipsei acoperirii de beton



Valabil pentru pereti, stalpi, grinzi si placi din beton armat



3. Concluzii

Expertul recomandă abordarea soluției 1 (minimală) și încadrarea construcției în clasa de risc seismic RsIII după realizarea consolidărilor propuse.

Cu acordul beneficiarului, clădirea se poate încadra în clasa RsIII de risc seismic.

Pe tot parcursul lucrărilor se va limita perturbarea mediului înconjurător atât din punct de vedere al zgomotului, cât și al degajării de praf sau alte substanțe.

Toate materialele rezultate în urma lucrărilor se vor transporta la groapa de gunoi sau în locuri special amenajate.

În cazul în care, accidental sau din motive tehnologice, se produce deteriorarea (avarierea/demolarea) necontrolată a elementelor structurale, lucrările vor fi oprite, se va asigura structura, și se va anunța Proiectantul pentru soluționare. Orice neconcordanță între situația proiectată și cea reală se va semnala Proiectantului/Expertului.

Transportul deșeurilor provenite din construcții și demolări se face în următorul mod:

- Se utilizează numai mijloace de transport adecvate naturii deșeurilor transportate, care să nu permită împrăștierea deșeurilor și emanații de noxe în timpul transportului, astfel încât să fie respectate normele privind sănătatea populației și a mediului înconjurător;
- Să asigure instruirea personalului pentru încărcarea, transportul și descărcarea deșeurilor în condiții de siguranță și pentru intervenție în cazul unor defecțiuni sau accidente;
- Să dețină toate documentele necesare de însoțire a deșeurilor transportate, din care să rezulte detinatorul, destinatarul, tipurile de deșuri, locul de încărcare, locul de destinație și, după caz, cantitatea de deșuri transportate și codificarea acestora conform legii;
- Să nu abandoneze deșeurile pe traseu;
- Să respecte pentru transportul deșeurilor periculoase reglementările specifice transportului de marfuri periculoase cu aceleași caracteristici;
- Să folosească traseele cele mai scurte și/sau cu cel mai redus risc pentru sănătatea populației și a mediului și care au fost aprobate de autoritatea competentă.

Amplasarea echipamentelor aferente organizării de șantier se va realiza pe terenul beneficiarului.

Se va urmări ca prin desfășurarea activităților de desființare să nu fie grav perturbat traficul din zonă. De asemenea, tot în acest spațiu se vor depozita și materialele.

Obligatorie este purtarea de către toți lucrătorii angajați pe șantier, a unor costume de protecție vizibile și inscripționate cu numele firmei executante, în concordanță cu normele europene în vigoare. Bocancii vor fi din piele cu protecție metalică la varf și talpa groasă pentru absolut toți muncitorii, de asemenea castile de protecție. Firma ce furnizează echipamentul de protecție va prezenta agrementul tehnic organelor de control și beneficiarului.

Curățenia pe șantier este obligatorie atât pe timpul desfășurării activității de desființare cât și la plecarea mașinilor din șantier. Acest lucru se va rezolva prin amplasarea unui punct de spălare a tuturor autovehiculelor ce ies și intra pe șantier (DACA ESTE CAZUL). De asemenea șeful de echipă va verifica în permanență ca muncitorii să nu lase materiale nesupravegheate sau să arunce deșeurile în alte locuri decât cele stabilite prin proiect.

- **SUNT OBLIGATORII COSTUMATIILE DE PROTECȚIE PENTRU LUCRĂTORI.**

- **ESTE OBLIGATORIE ASIGURAREA ZONEI PE TOT PARCURSUL DESFĂȘURĂRII LUCRĂRIILOR DE DEZAFECTARE.**

- **ESTE OBLIGATORIE PROPTIREA ELEMENTELOR PRĂBUSITE, PENTRU A EVITA COLAPSUL ACESTORA PEȘTE LUCRĂTORI.**

Executantul are obligația de a lua toate măsurile suplimentare necesare, pentru ca toate lucrările de șantier să se execute în cea mai deplină siguranță.

Executantul va lucra numai cu personal calificat și instruit din punct de vedere al securității în munca și PSI pentru lucrări de desființare.



Respectându-se concluziile expertizei tehnice, după realizarea lucrărilor de consolidare, structura expertizată nu va mai prevedea deficiențe din punct de vedere al rezistenței cât și al stabilității.

Adoptarea în faza de execuție a unor rezolvări, care nu sunt conforme concluziilor și recomandărilor prezentei expertize tehnice, nu angajează răspunderea expertului.

COORDONATOR ȘI RESPONSABIL DE LUCRARE

APOSTOL O. ZEFIR IOAN GEORGE

EXPERT TEHNIC ÎN CONSTRUCȚII

ATESTAT DE M.L.P.T.L.



BREVIAR DE CALCUL

*EXPERTIZĂ TEHNICĂ ÎN VEDEREA STABILIRII GRADULUI DE
ASIGURARE SEISMICĂ LA CLĂDIREA SPITALULUI DE PEDIATRIE
PITEȘTI*



CORPUL 1 – TRONSON 2

În prezenta anexa se vor efectua verificările pentru *Corpul 1 – Tronsonul 2*, având un regim de înălțime **D+P+1E**, cu înălțimea demisolului de **3.00m** și înălțimea de nivel curent **3.15m**.

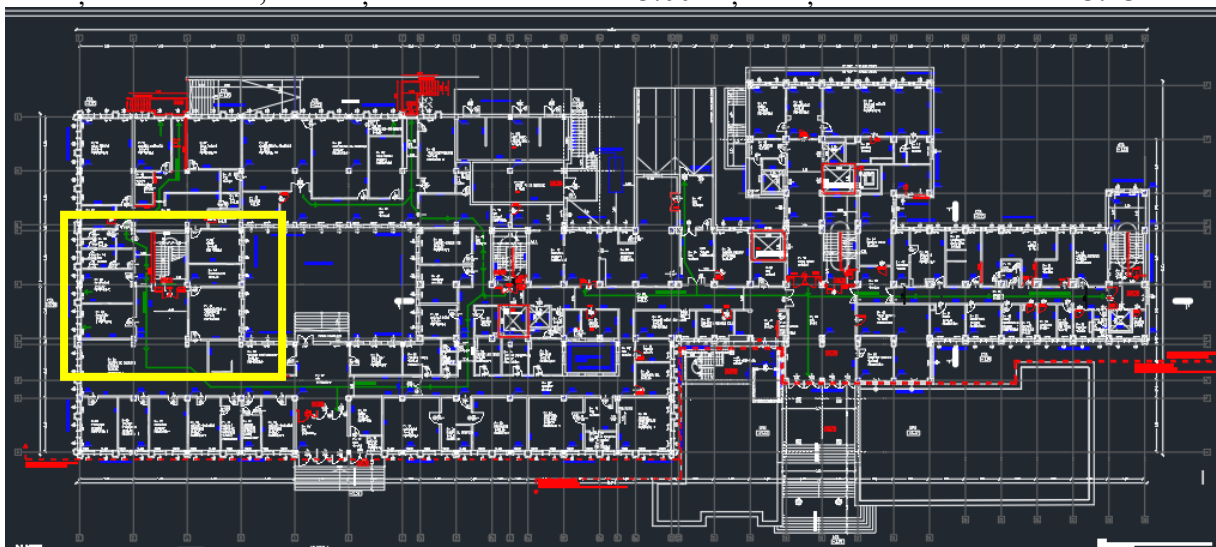


Figura 0.1. Identificarea Obiectivului Verificat

Modelarea structurii s-a realizat, în conformitate cu legislația în vigoare, cu ajutorul mai multor programe folosite în mod uzual de ingineri, având la bază metoda elementului finit. Prin modelarea numerică a structurii, s-au obținut toate informațiile necesare în vederea asigurării performanței structurale.

Pentru modelarea numerică pentru calcul a structurilor de beton armat în aplicații practice, ingineriști se utilizează următoarele tipuri de elemente:

- Elemente de tip bară – pentru modelarea stâlpilor și grinzilor;
- Elemente de suprafață – pentru modelarea plăcilor, pereților, după caz;
- Resoarte liniare pentru modelarea legăturii cu terenul, după caz.

Efectele cutremurului sunt approximate printr-un set de forțe convenționale aplicate construcției. Mărimea forțelor laterale este stabilită astfel încât deplasările (deformațiile) obținute în urma unui calcul liniar al structurii la aceste forțe să aproximeze deformațiile impuse structurii de către forțele seismice.

Calcul structural s-a făcut în domeniul elastic conform metodelor descrise în P100-1/2013, cu spectre de răspuns precum și cu metoda forțelor seismice statice echivalente, ținând seama de toate criteriile de evaluarea a forțelor seismice.

Verificarea elementelor structurale se face la starea limită ultimă și respectiv starea limită de serviciu, similar condițiilor prevăzute de P100-1 la proiectarea structurilor noi. În cazul SLU se efectuează verificări ale rezistenței și ale deplasărilor laterale, în timp ce la SLS se efectuează numai verificări ale deplasărilor laterale.

Au fost realizate mai multe modele analitice și ipoteze de calcul pentru identificarea vulnerabilităților structurale ale structurii existente în vederea continuării realizării structurii propuse inițial, conform exigențelor impuse prin standardele și normativele actuale.

În concordanță cu structura existentă și propusă și a exigențelor arhitecturale, funcționale și de amplasament se pot identifica următoarele stări limită:

- 1) Stări limite ultime (SLU) sub diverse acțiuni/efecte, reprezentate prin:
 - a) Pierderea capacității de rezistență a elementelor structurale și a structurii sau deformarea excesivă a structurii și elementelor sale componente;
 - b) Pierderea capacității de rezistență a terenului sau deformarea excesivă a acestuia;
 - c) Pierderea echilibrului static al structurii sau al unei părți a acesteia, considerată ca solid rigid.
- 2) Starea limită de serviciu (SLS) sub diverse acțiuni/efecte, reprezentate prin:

Depășirea limitelor deformațiilor și vibrațiilor structurii sau elementelor structurale pentru care este asigurată buna exploatare a clădirii și echipamentelor, confortul oamenilor și limitarea degradărilor elementelor nestructurale.

EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR

CLASIFICAREA ÎNCĂRCĂRILOR

Calculul structurii de rezistență s-a efectuat sub acțiunea a două tipuri de încărcări:

ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE

- *Încărcări Permanente* - acestea provin din elementele structurale, dar și din elementele nestructurale. Sarcinile din elementele structurale sunt calculate automat de programul de calcul, iar cele din elementele nestructurale sunt aplicate ca forțe uniform distribuite de tip arie sau liniare, în funcție de zona în care se aplică.
- *Încărcări Utile* – Acestea sunt considerate în conformitate cu SR EN 1991-1-1:2004 și CR 1-1-1/2012.
- *Încărcări din zăpadă* – Acestea sunt considerate în conformitate cu CR1-1-3/2012.

ÎNCĂRCĂRI LATERALE

- *Încărcarea din vânt* – Acestea sunt considerate în conformitate cu CR1-1-4/2012.
- *Încărcarea seismică* – Acestea sunt considerate în conformitate cu P100-1/2013.

În tabelele de mai jos se regăsesc acțiunile gravitaționale care acționează pe structură, fără acțiunile gravitaționale din greutatea proprie a elementelor structurale.

Tabel 0.1. Încărcări pe placă nivel curent

TIP	NUME	q_k [kN/m ²]	ψ	q^{GF} [kN/m ²]	ψ	q^{GLD} [kN/m ²]
Permanentă	Sapa + Paroseala	1.70	1.35	2.30	1.00	1.70
Permanentă	Compartimentari	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Permanentă	Tavan + Instalatii	0.30	2.35	0.71	1.00	0.30
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		3.00	Σ	4.35	Σ	3.00
Variabilă	Încărcare utilă	1.50	1.50	2.25	0.30	0.45
TOTAL GREUTĂȚI VARIABILE		1.50	Σ	2.25	Σ	0.45

Tabel 0.2. Încărcări pe placa de la ultimul nivel

TIP	NUME	q_k [kN/m ²]	ψ	q^{GF} [kN/m ²]	ψ	q^{GLD} [kN/m ²]
Permanentă	Hidroizolație	2.50	1.35	3.38	1.00	2.50
Permanentă	Tavan + Instalatii	0.30	2.35	0.71	1.00	0.30
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		2.80	Σ	4.08	Σ	2.80
Variabilă	Încărcare utilă	0.75	1.05	0.79	0.30	0.23
Variabilă	Încărcare zăpadă	1.84	1.50	2.76	0.40	0.74
TOTAL GREUTĂȚI VARIABILE		2.59	Σ	3.55	Σ	0.96

Tabel 0.3. Încărcări pe grinzi perimetrale

Tip încărcare	Nume încărcare	q_k [kN/m]	ψ	q^{GF} [kN/m]	ψ	q^{GLD} [kN/m]
Permanentă	Închidere perimetrală	7.50	1.35	10.12	1.00	7.50
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		7.50	Σ	10.12	Σ	7.50

Tabel 0.4. Încărcări pe grinzi perimetrale la ultimul nivel

Tip încărcare	Nume încărcare	q_k [kN/m]	ψ	q^{GF} [kN/m]	ψ	q^{GLD} [kN/m]
Permanentă	Atic	3.50	1.35	4.73	1.00	3.50
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		3.50	Σ	4.73	Σ	3.50

Gruparea încărcărilor

Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor conform CR 0 2012 – Bazele Proiectării Construcțiilor:

GRUPAREA FUNDAMENTALĂ

- $G_{k,i}$ – efectul pe structură al acțiunii permanente i , luată cu valoarea sa caracteristică;
- $Q_{k,i}$ – efectul pe structură al acțiunii variabile i , luată cu valoarea sa caracteristică;
- $Q_{k,1}$ – efectul pe structură al acțiunii variabile, ce are ponderea predominantă între acțiunile variabile, luată cu valoarea sa caracteristică;
- P – efectul precomprimării.

$$E_d = \sum_{j=1}^n 1.35 G_{k,j} + \gamma_p P + 1.5 Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n 1.5 \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

GRUPAREA SPECIALĂ

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + A_{Ek} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- A_{Ek} – este valoarea caracteristică a acțiunii seismice ce corespunde intervalului mediu de recurentă, IMR adoptat de cod (IMR = 225 ani conform P100-1/2013).

Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor la stări limită de serviciu:

➤ *Combinăția (gruparea) caracteristica*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

➤ *Combinăția (gruparea) frecventă*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

➤ *Combinăția (gruparea) cvasipermanentă*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i=1}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- ψ_0 – Factor pentru valoarea de grupare a acțiunii variabile;
- ψ_1 – Factor pentru valoarea frecventă a acțiunii variabile;
- ψ_2 – Factor pentru valoarea cvasipermanentă a acțiunii variabile;

Tabel 0.5. Valorile factorilor de grupare

ACȚIUNEA	FACTORI DE GRUPARE		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Acțiuni Din Exploatare Provenind Din Funcțiunea Clădirii			
1. Rezidențială	0.70	0.50	0.30
2. Birouri	0.70	0.50	0.30
3. Întrunire/Adunare	0.70	0.70	0.60
4. Spații Comerciale	0.70	0.70	0.60
5. Spații De Depozitare	1.00	0.90	0.80
6. Acoperișuri	0.70	0.00	0.00
Acțiuni Din Trafic			
1. Greutatea Vehiculelor < 30kn	0.70	0.70	0.60
2. Greutatea Vehiculelor 30 - 160kn	0.70	0.50	0.30
Acțiuni Din Zăpadă	0.70	0.50	0.40
Acțiuni Din Vânt	0.70	0.20	0.00

Acțiuni Din Variații De Temperatură	0.60	0.50	0.00
-------------------------------------	------	------	------

Evaluarea încărcărilor seismice

Acțiunea seismică a fost modelată prin două metode, și anume metoda calculului modal cu spectre de răspuns și metoda forțelor seismice statice echivalente. Prima metodă a fost folosită pentru verificarea deplasărilor la cele două stări limită, la verificarea maselor antrenate și de asemenea la verificarea elementelor structurale. În cazul metodei forțelor seismice statice echivalente, acțiunea forțelor laterale a fost considerată separat pe direcțiile principale de rezistență ale clădirii. Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină după cum urmează (cf. P100-1/2013):

$$F_b = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Unde:

- γ_1 - este factorul de importanta-expunere al construcției, considerat cu valoarea de 1.0 pentru clasa I de importanta-expunere a clădirii analizate - $\gamma_1 = 1.40$.
- $S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1
- T_1 - perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul ce conține direcția orizontală
- m - masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i
- λ - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, a cărui valoare este egală cu 1.0 dacă $T_1 < T_C$ și clădirea are mai puțin de 2 niveluri - $\lambda = 1.00$

Ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1 se obține cu relația (cf. P100-1/2013):

$$S_d(T_1) = a_g \cdot \frac{\beta(T_1)}{q}$$

$$T_B < T_1 < T_C \rightarrow \beta(T) = \beta_0$$

unde:

a_g - valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare - $a_g = 0.25g$

$\beta(T_1)$ - forma normalizată a spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului - $\beta = 2.50$

q - este factorul de comportare al structurii (factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic) $q = 3.50$. (cadre din beton armat construite în perioada 1978 - 1991)

$$S_d(T_1) = 0.179g$$

$$F_b = 1.40 * 0.179g * m * 1.00 = 0.250 * G$$

Evaluarea încărcării din zăpadă

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe acoperiș, s_k se determină astfel:

$$s_{0,k} = \gamma_{IS} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k}$$

Unde:

- γ_{IS} - este factorul de importanță - expunere pentru acțiunea zăpezii;
- μ_i - este coeficientul de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperiș;
- $s_{0,k}$ - valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol [kN/m^2] în amplasament;
- C_e - coeficient de expunere al amplasamentului construcției;
- C_t - coeficient termic;
- $\gamma_{IS} = 1,15$ (importanță III);
- $C_e = 1,00$ (expunere normală);
- $C_t = 1,00$ (acoperișuri cu termoizolație uzuală);
- $s_{0,k} = 2,00 kN/m^2$ (pentru municipiul Ploiești);
- $\mu_i = 0,80$ (pentru acoperișuri cu pantă: $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$).

$$s_{0,k} = \gamma_{IS} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k} = 1.84 \frac{kN}{m^2}$$

MODELUL DE CALCUL

Clădirea a fost modelată numeric în programul de element finit ETABS. Fiecare corp de clădire a fost modelat separat, având în vedere faptul că aceste corpuri de clădire sunt separate prin rosturi seismice. Pentru a surprinde cât mai bine toate efectele induse de încărcările gravitaționale și laterale, au fost realizate mai multe modele numerice, astfel:

- 1) Modelul de calcul pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurii: perioade de vibrație, moduri de vibrație, etc.;
- 2) Modelul de calcul pentru verificarea deplasărilor relative de nivel asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU. Pentru SLU s-a considerat că betonul lucrează în stadiul fisurat, astfel rigiditatea acestuia s-a considerat $0.5EI$. Pentru SLS s-a considerat că se lucrează cu betonul nefisurat.
- 3) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni statice asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU.
- 4) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni dinamice asociate SLU.

De menționat că toate modelele de mai sus au fost considerate încastrate la nivelul pardoselii parterului, fără a considera elementele infrastructurii.

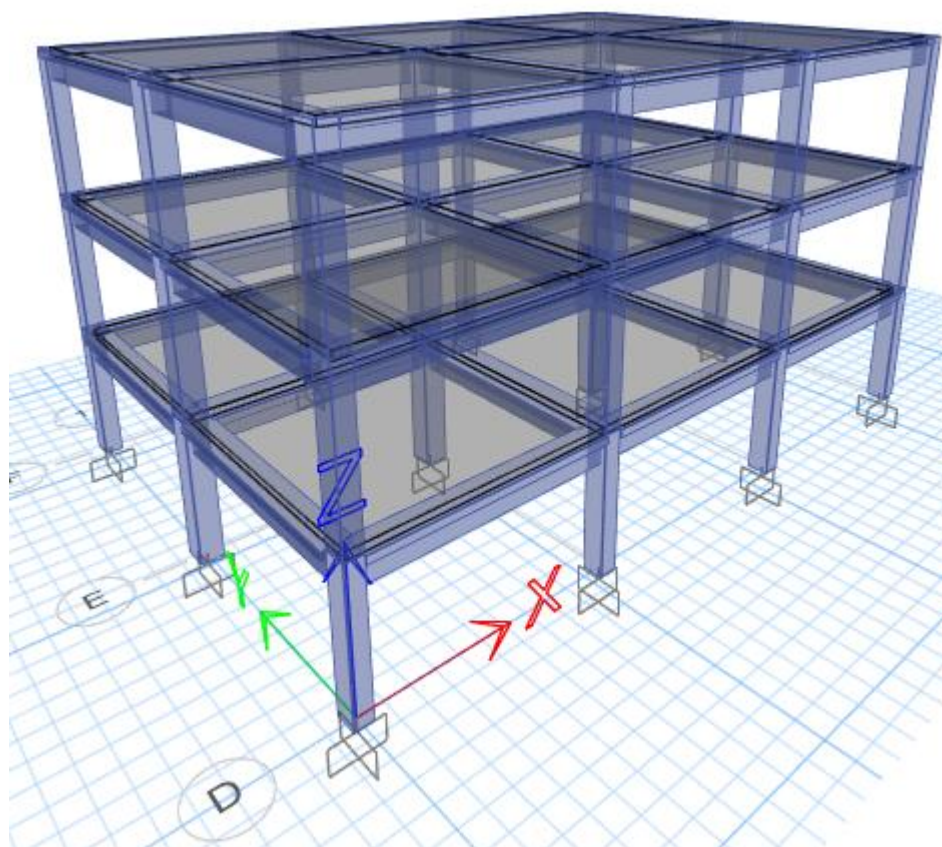


Figura 0.1. Vedere 3D a suprastructurii clădirii

REZULTATELE ANALIZEI MODALE

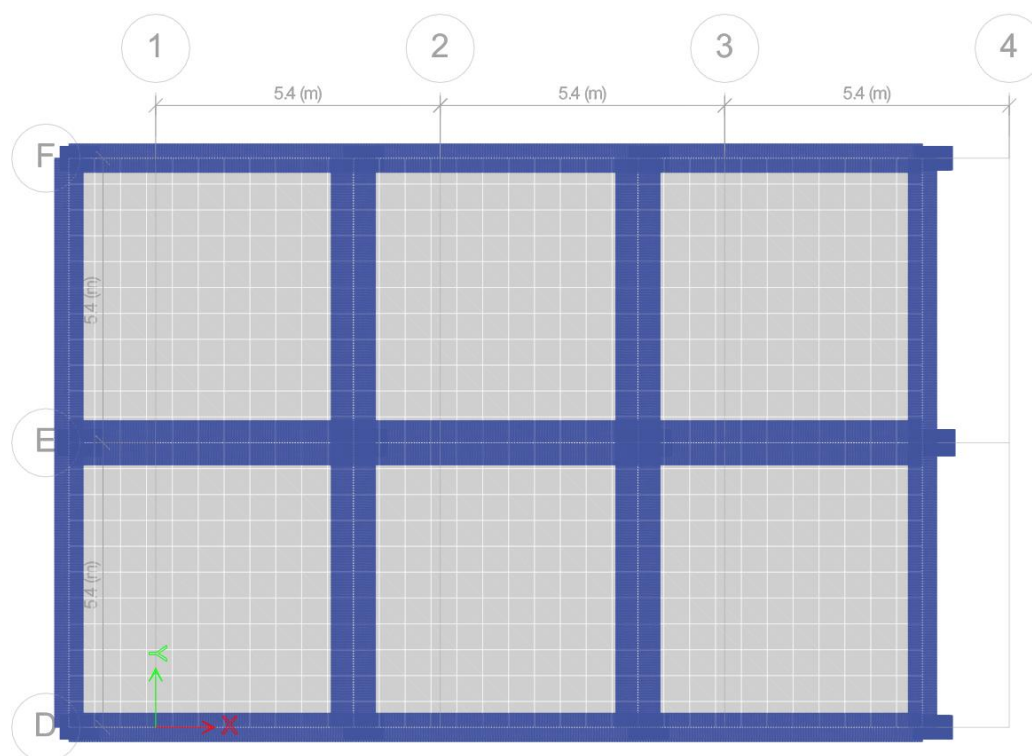


Figura 0.1. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=0.494s$ – Translație majoritară pe direcția X

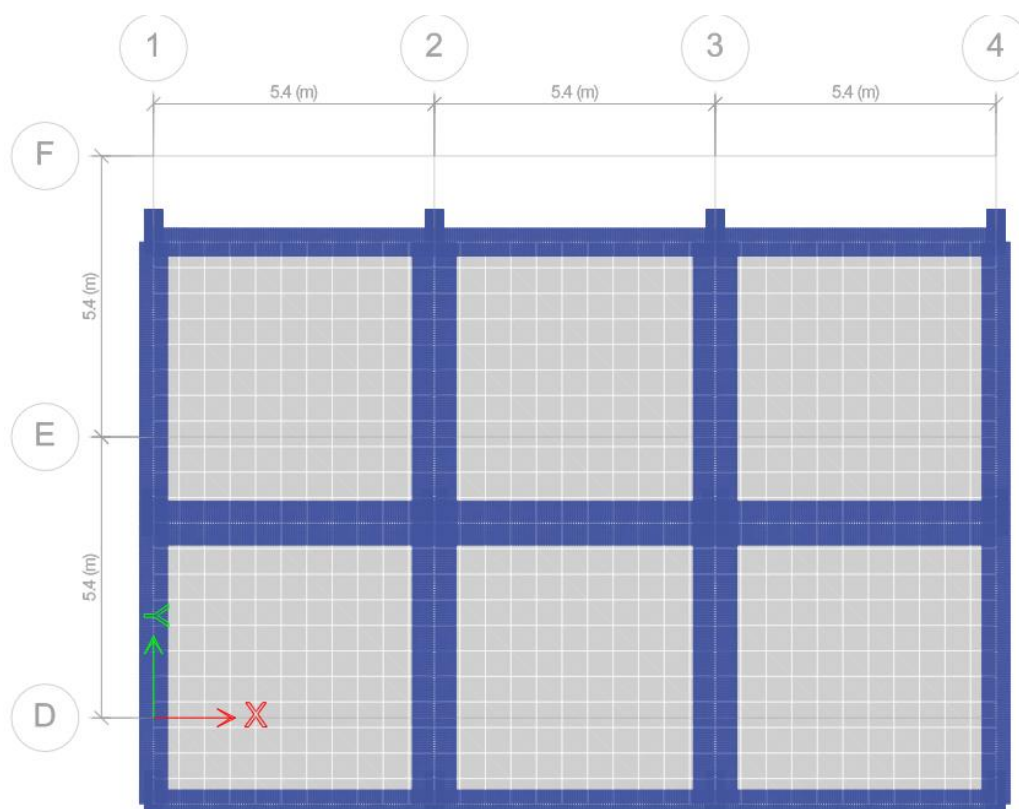


Figura 0.2. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.454s$ – Translație majoritară pe direcția Y

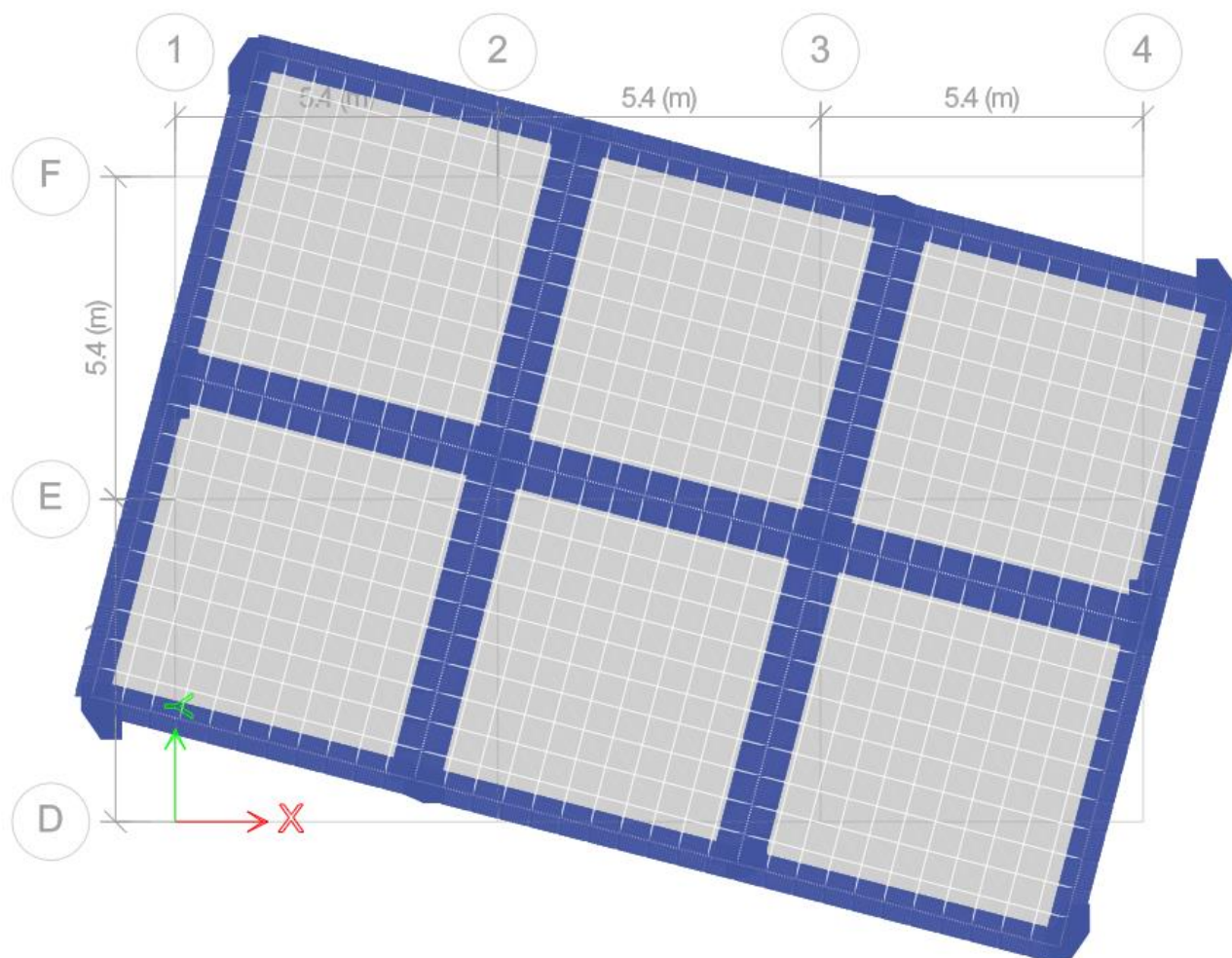


Figura 0.3. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.408s$ – Rotația majoritară în jurul axei Z

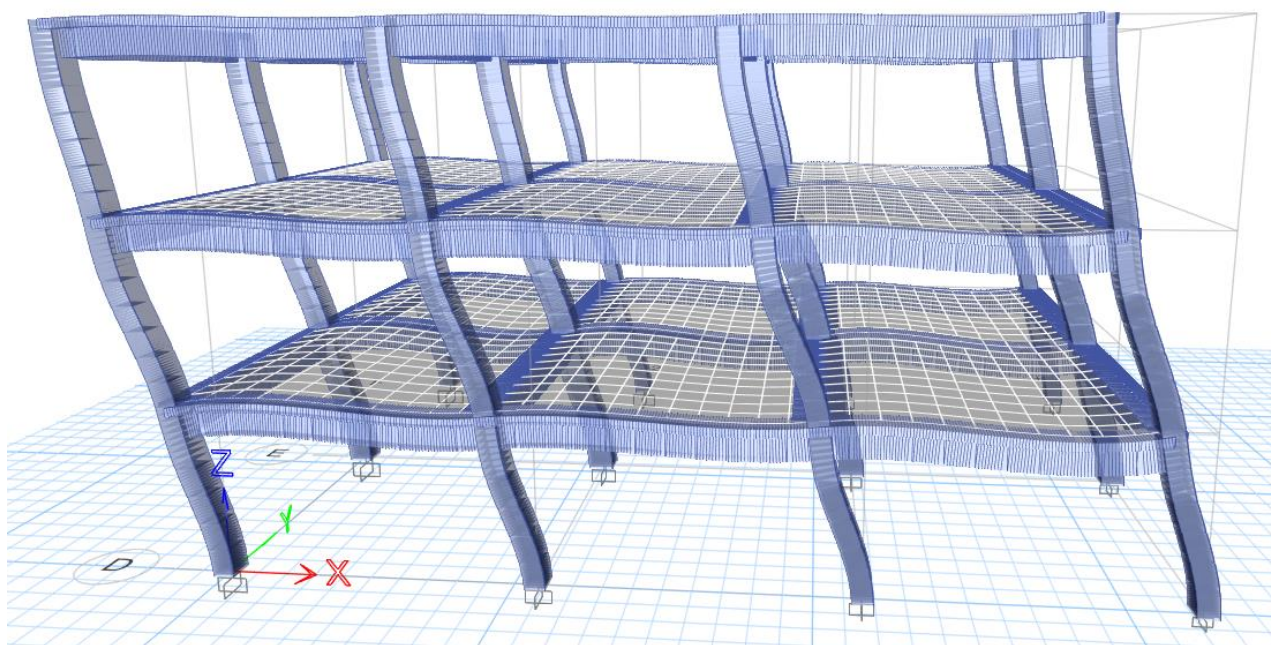


Figura 0.4. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=0.494s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția Y

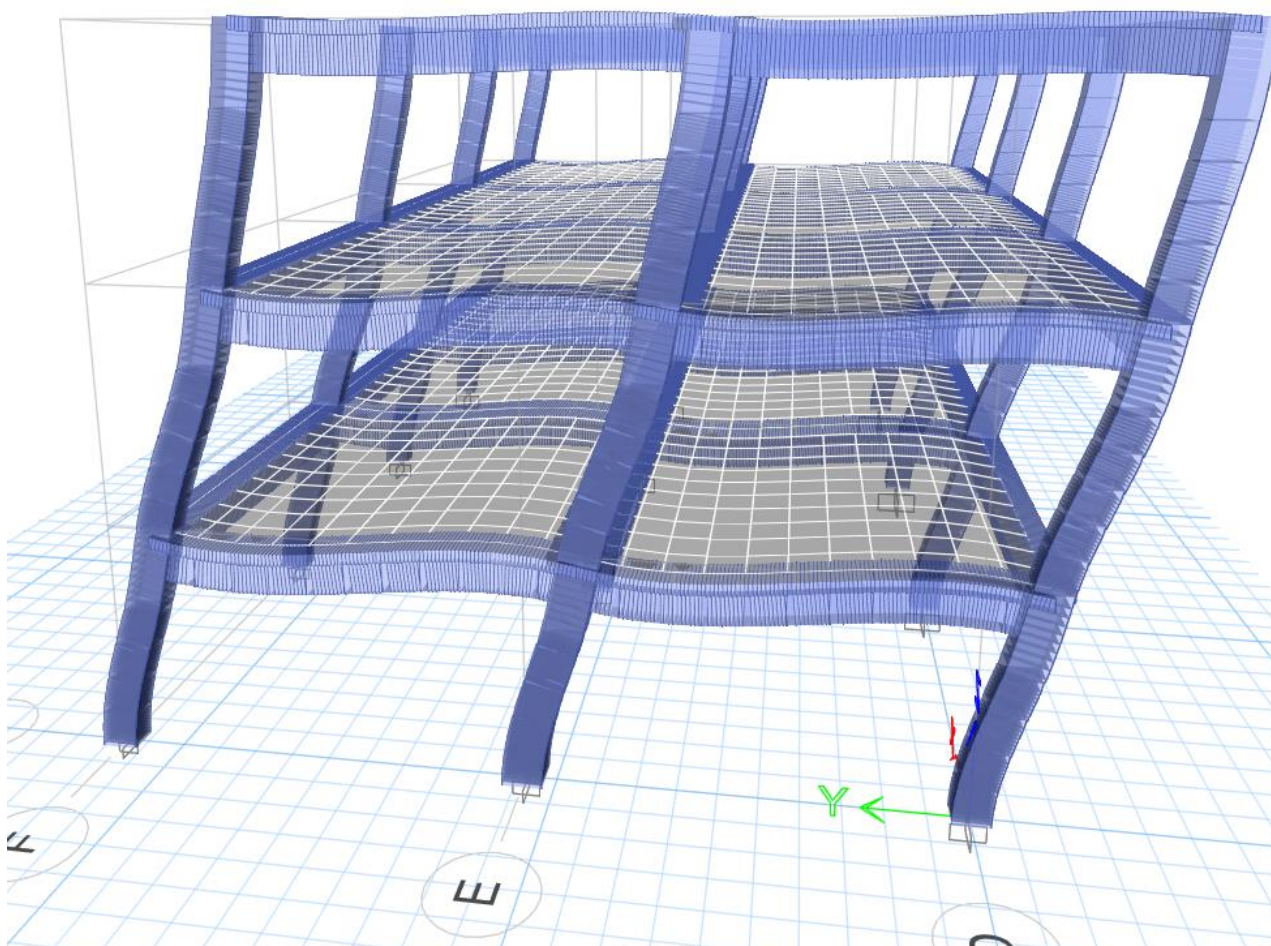


Figura 0.5. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.454s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția Y

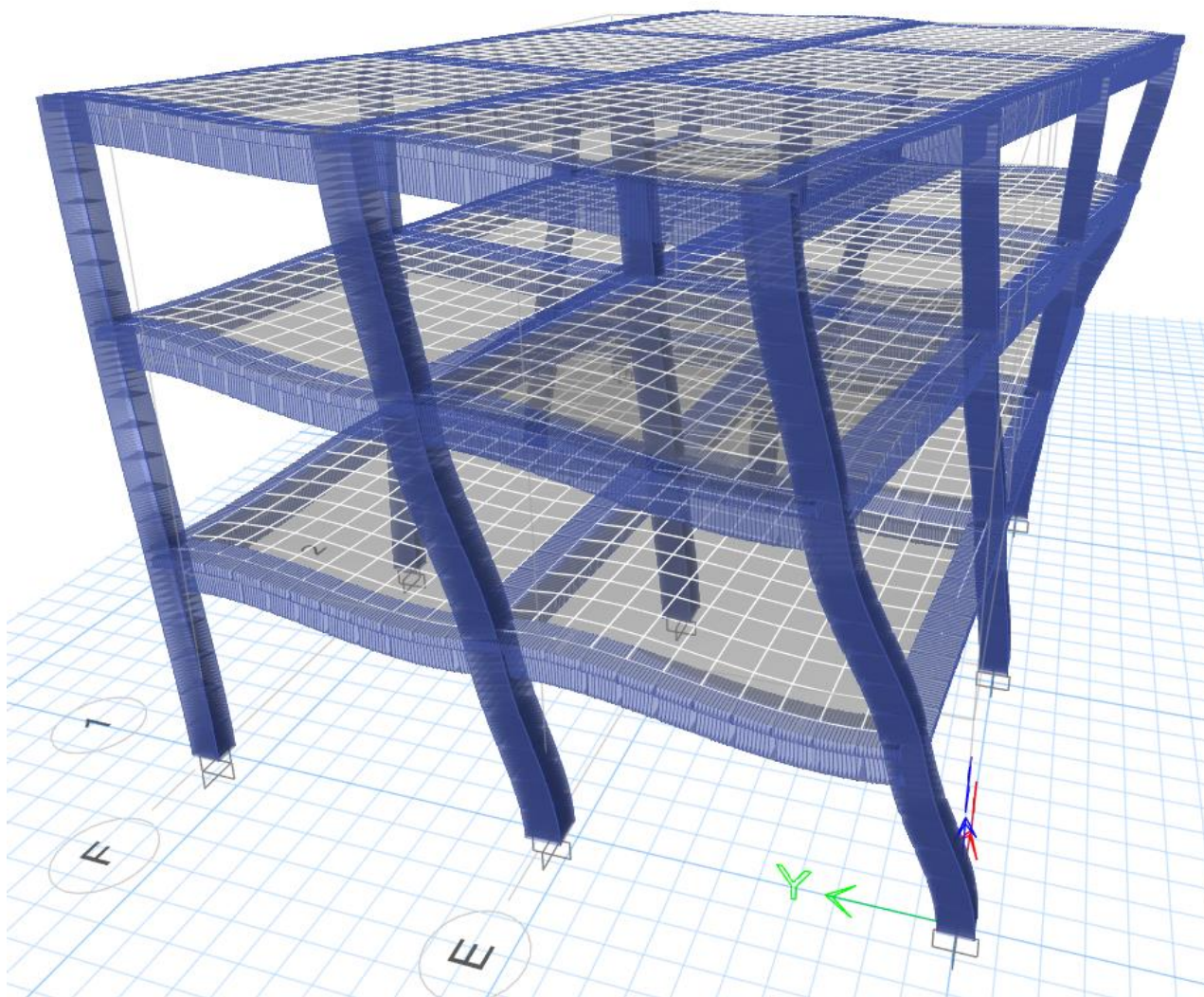


Figura 0.6. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.408s$ – 3D – Rotația majoritară în jurul axei Z

Tabel 0.1. Mase antrenate pe primele 3 moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.494	86.43%	0.00%	0.00%
Modal	2	0.454	0.00%	85.88%	0.00%
Modal	3	0.408	0.00%	0.00%	86.43%

Tabel 0.2. Suma maselor antrenate pe cele trei moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Modal	1	0.494	86.43%	0.00%	0.00%
Modal	2	0.454	86.43%	85.88%	0.00%
Modal	3	0.408	86.43%	85.88%	86.43%
Modal	4	0.162	97.09%	85.88%	86.43%
Modal	5	0.146	97.09%	96.93%	86.43%
Modal	6	0.134	97.09%	96.93%	97.08%
Modal	7	0.100	100.00%	96.93%	97.08%
Modal	8	0.088	100.00%	100.00%	97.08%
Modal	9	0.083	100.00%	100.00%	100.00%

Verificarea deplasărilor relative de nivel

În conformitate cu prevederile Anexei E din P100-1:2013, verificarea deplasărilor relative de nivel se face la două stări limită, respectiv starea limită de serviciu (SLS) și starea limită ultimă (SLU).

Verificarea deplasărilor relative la starea limită de serviciu

La calculul deplasărilor corespunzătoare stării limită de serviciu – SLS – s-a considerat rigiditatea elementelor în stadiul nefisurat(EI).

Verificarea la Starea Limită de Serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la starea limită de serviciu este de 5‰

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E, P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v(T_1) q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

Relația 0.1. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Unde:

- d_{rSLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;
- $v(T_1)$ – factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului este $v=0,5$;
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare;
- d_{raSLS} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu $0.005h$;
- q -factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare;
- Valorile de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton armat cu pereți:
- $EI_{conv} = 0,5EcI_c$;

unde: E_c – modulul de elasticitate al betonului

I_c – moment de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

$$v(T_1) = \begin{cases} 2,50 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 2,50 - 2 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 0,50 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.2. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Tabel 0.1. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor v

$T_c(s)$	<i>Perioada de realizare a clădirii</i>					
	<i>Înainte de 1963</i>		<i>1963 – 1981</i>		<i>1981 – 2005</i>	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$
1.60	0.20	1.20	0.00	1.00	-3.00	0.80
1.00	0.20	0.90	0.00	0.70	-3.00	0.60
0.70	0.10	0.60	0.00	0.50	-1.00	0.40

Tabel 0.2. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism X+	X	0.001909	0.0037	133.90%
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.003156	0.0062	80.99%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.002668	0.0052	95.81%
MIN=					80.99%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					103.56%

Tabel 0.3. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism X-	X	0.001909	0.0037	133.90%
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.003156	0.0062	80.99%
Parter	Grupare Seism X-	X	0.002668	0.0052	95.81%
MIN=					80.99%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					103.56%

Tabel 0.4. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism Y+	Y	0.001793	0.0035	142.56%
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.002912	0.0057	87.78%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.002390	0.0047	106.95%
MIN=					87.78%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					112.43%

Tabel 0.5. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism Y-	Y	0.001793	0.0035	142.56%
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.002912	0.0057	87.78%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.002390	0.0047	106.95%
MIN=					87.78%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					112.43%

Se poate constata, conform rezultatelor obținute în tabelele prezentate de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al deplasărilor la *Starea Limită de Serviciu* structura se încadrează în clasa de risc seismic III (R_sIII).

Verificarea deplasărilor la starea limită ultimă

Verificarea la starea limită ultimă are drept scop evitarea pierderilor de vieți omenești la atacul unui cutremur major, foarte rar, ce poate apărea în viața unei construcții, prin prevenirea prăbușirii totale a elementelor nestructurale. Se urmărește deopotrivă realizarea unei marje de siguranță suficiente față de stadiul cedării elementelor structurale.

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E. P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLU} = c(T_1) q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLU}$$

Relația 0.3. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită Ultimă

Unde:

- d_r^{SLU} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU
- q – factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare

➤ d_{ra}^{SLU} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel

➤ $c(T_1)$ – factorul de amplificare al deplasărilor

Factorul de amplificare a deplasărilor (c), se determină în funcție de tipul structurii, astfel:

$$c(T_1) = \begin{cases} 4.00 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 4.00 - 3 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 1.00 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.4. Determinarea factorului de amplificarea a deplasărilor – $c(T_1)$

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale și modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorii de 0.025h (unde h este înălțimea de nivel).

Tabel 0.6. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor c

$T_c(s)$	<i>Perioada de realizare a clădirii</i>					
	<i>Înainte de 1963</i>		<i>1963 – 1981</i>		<i>1981 – 2005</i>	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$
1.60	0.50	1.30	0.40	1.20	0.25	1.10
1.00	0.40	1.10	0.25	1.00	0.20	0.80

Tabel 0.7. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3ULS
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.001909	0.0169	147.89%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.003156	0.0279	89.46%
Demisol	Grupare Seism X+	X	0.002668	0.0236	105.82%
MIN=					89.46%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					114.39%

Tabel 0.8. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3ULS
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.001909	0.0169	147.89%
Parter	Grupare Seism X-	X	0.003156	0.0279	89.46%
Demisol	Grupare Seism X-	X	0.002668	0.0236	105.82%
MIN=					89.46%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					114.39%

Tabel 0.9. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,y}$	R3ULS
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.001793	0.0159	157.46%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.002912	0.0258	96.95%
Demisol	Grupare Seism Y+	Y	0.002390	0.0212	118.13%
MIN=					96.95%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					124.18%

Tabel 0.10. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,y}$	R3ULS
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.001793	0.0159	157.46%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.002912	0.0258	96.95%
Demisol	Grupare Seism Y-	Y	0.002390	0.0212	118.13%
MIN=					96.95%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					124.18%

Se poate constata conform rezultatelor obținute în tabelele de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al

deplasărilor la *Starea Limita Ultimă* structura se încadrează în clasa de risc seismic III (R_s III), la limita superioară, indicatorul de risc seismic având o valoare $R_3=89.46\%$.

VERIFICAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE

Verificările s-au efectuat pentru SLU. folosind rigiditatea betonului redusă $0.5EI$. În cele ce urmează vor fi prezentate rezultatele analizei pentru elementele cele mai încărcate ale structurii. Vor fi expuse rezultatele din combinația seismică cea mai defavorabilă.

Pentru realizarea calculelor se vor prezenta caracteristicile materialelor principale utilizate pentru a dimensiona elementele structurale ale clădirii.

Caracteristici ale betonului

Categoria de beton utilizată		C25/30	
Rezistența caracteristică la compresiune a betonului	$f_{ck}=$	25.00	N/mm ²
Rezistența medie la compresiune a betonului	$f_{cm}=$	33.00	N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20	
Rezistența de calcul la compresiune, cedare ductilă	$f_{cd,ductil}=$	27.50	N/mm ²
Rezistența de calcul la compresiune, cedare fragilă	$f_{cd,fragil}=$	18.33	N/mm ²
Rezistența caracteristică la întindere a betonului	$f_{ctk}=$	2.60	N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare ductilă	$f_{ctd,ductil}=$	2.17	N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare fragilă	$f_{ctd,fragil}=$	0.90	N/mm ²
	$f_{ctd2}=$	9.55	N/mm ²
	$v=$	0.54	

Caracteristici ale oțelului

Calitatea oțelului utilizat		PC52	
Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk}=$	510.00	N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20	
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil}=$	425.00	N/mm ²
Rezistența de calcul, cedare fragilă	$f_{yd,fragil}=$	369.57	N/mm ²

Armătură longitudinală OB37

Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk}=$	370.00	N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20	
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil}=$	308.33	N/mm ²
Rezistența de calcul, cedare fragilă	$f_{yd,fragil}=$	268.12	N/mm ²

STABILIREA EFORTURILOR

În urma rulării structurii, s-au obținut eforturile de verificare pentru elementele principale care susțin structura. Aceste eforturi vor fi prezentate în figurile prezentate mai jos, ulterior se vor prezenta procedurile de calcul privind modul de verificare al eforturilor.

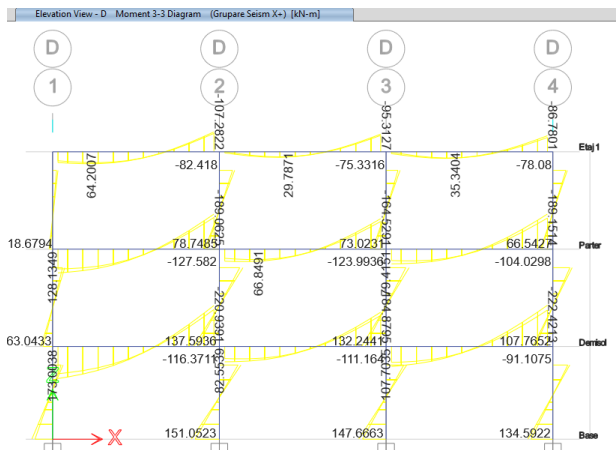


Figura 0.1. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax D

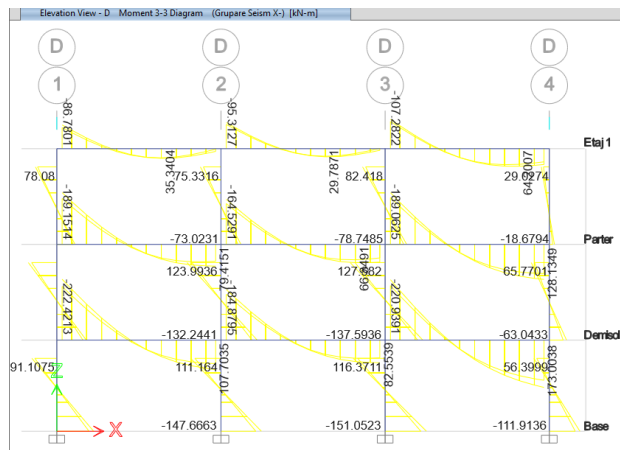


Figura 0.2. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax D

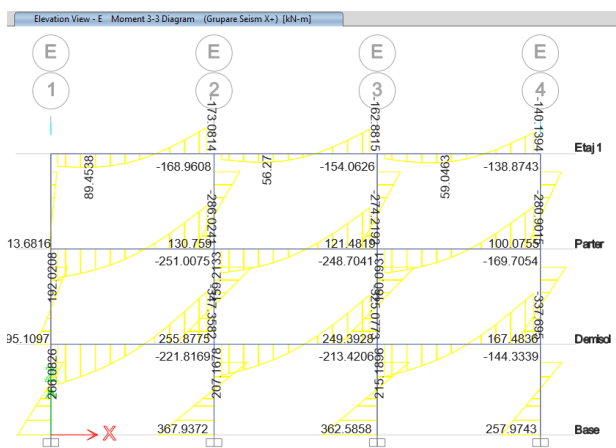


Figura 0.3. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax E

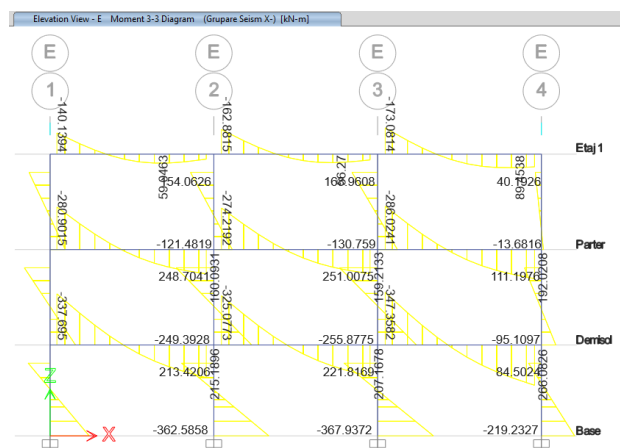


Figura 0.4. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax E

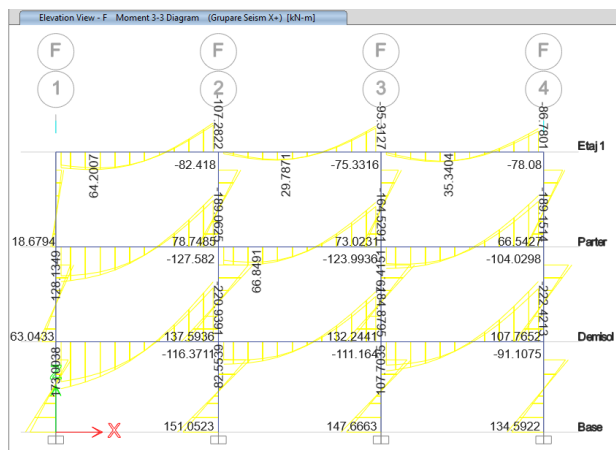


Figura 0.5. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax F

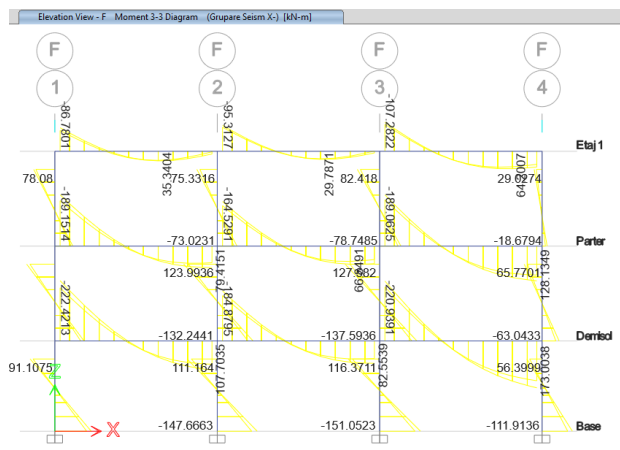


Figura 0.6. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax F

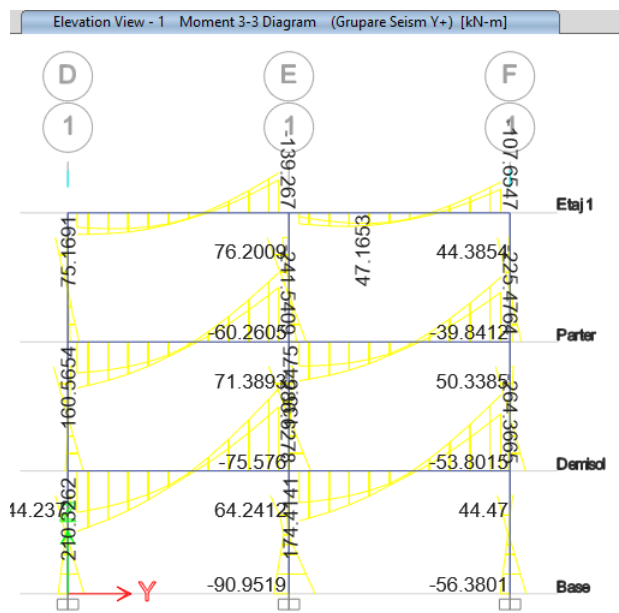


Figura 0.7. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 1

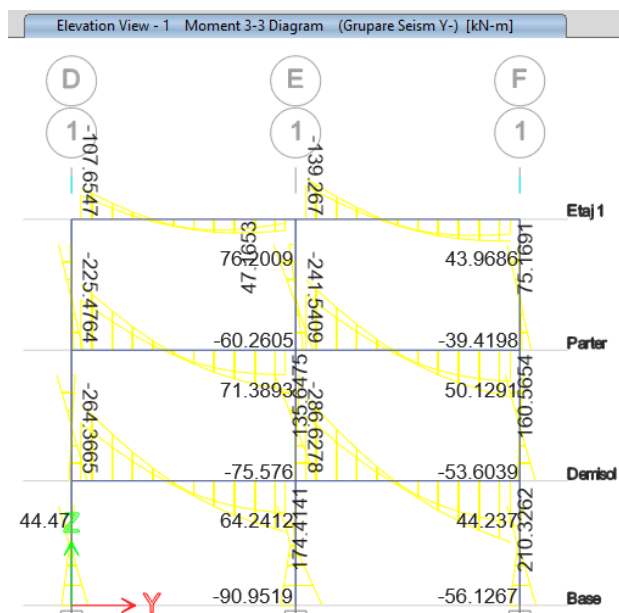


Figura 0.8. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 1

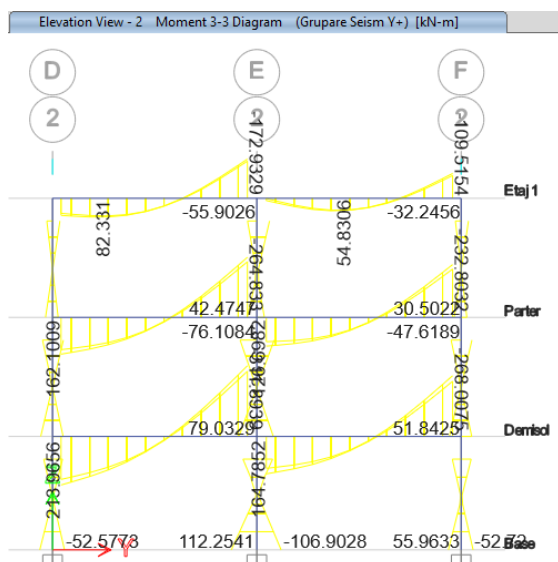


Figura 0.9. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 2

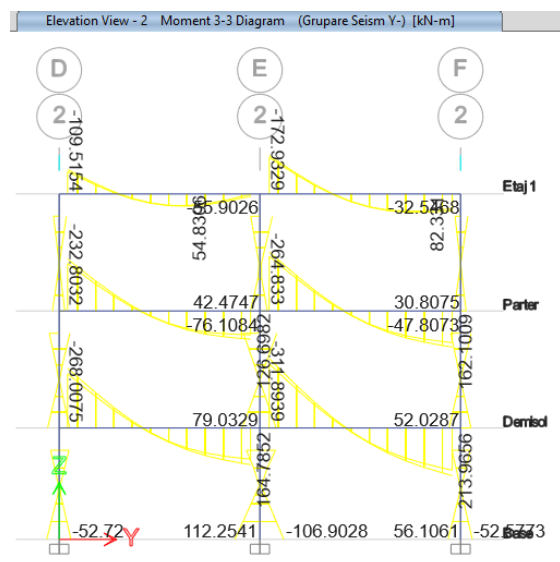


Figura 0.10. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 2

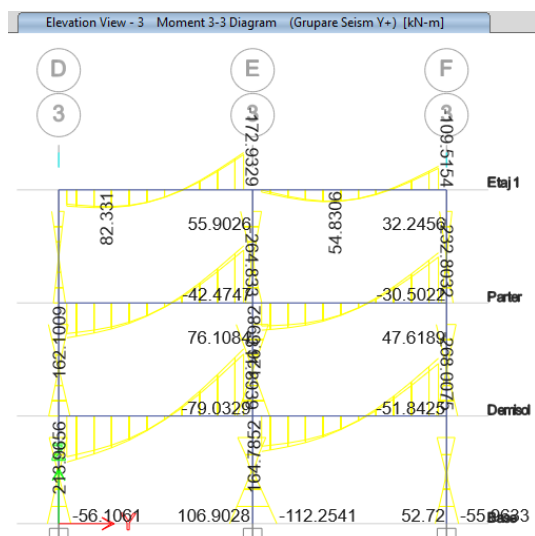


Figura 0.11. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 3

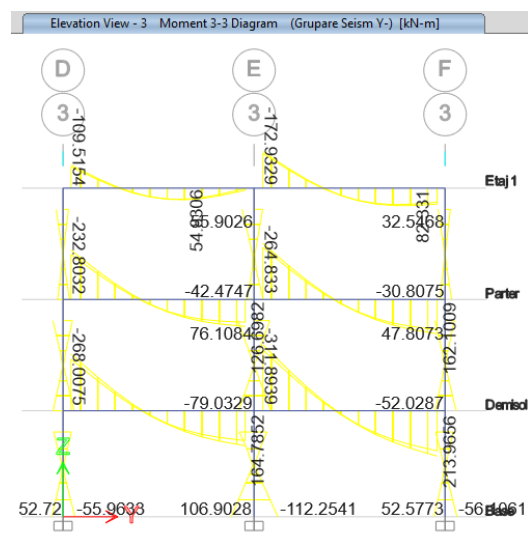


Figura 0.12. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 3

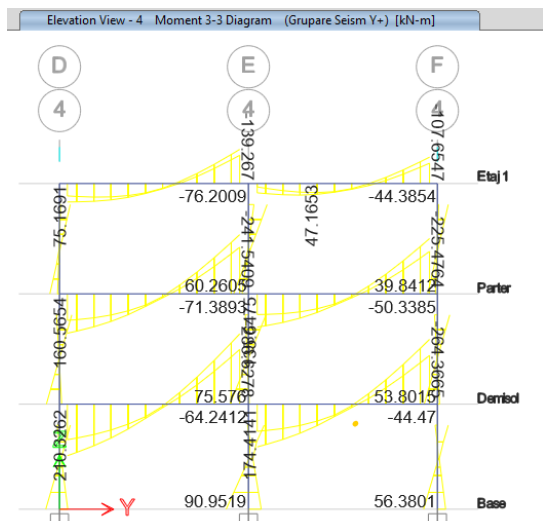


Figura 0.13. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 4

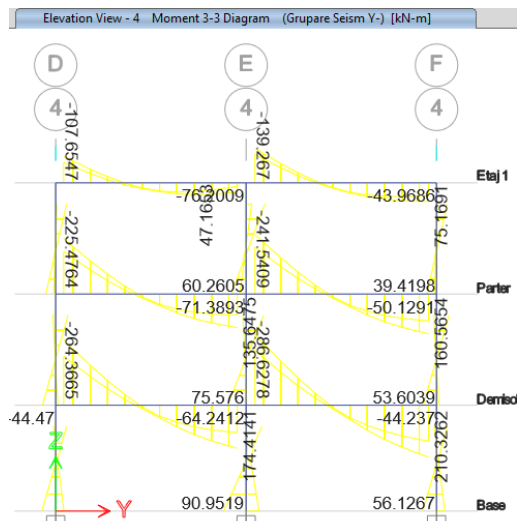


Figura 0.14. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 4

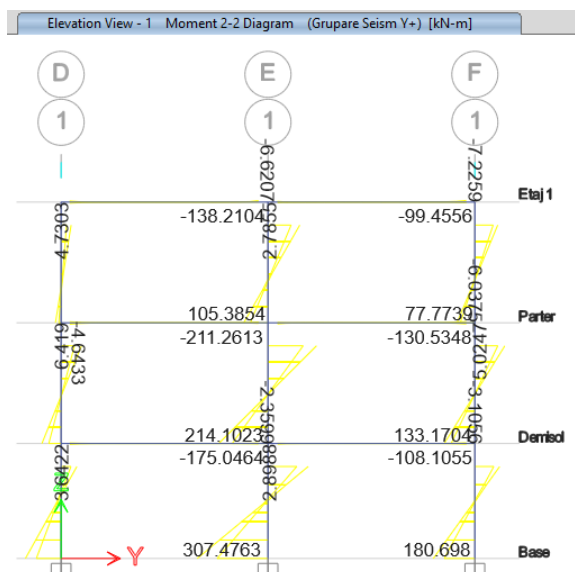


Figura 0.15. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 1

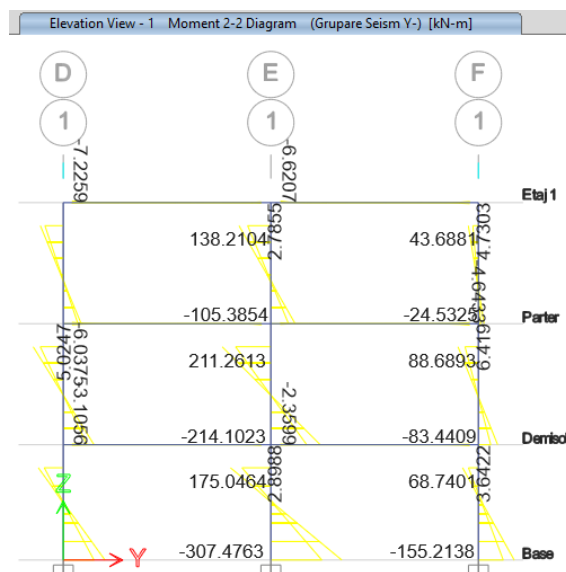


Figura 0.16. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 1

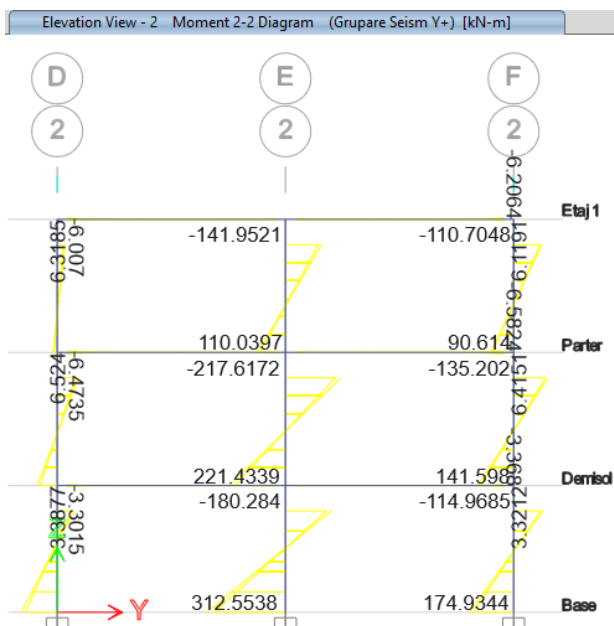


Figura 0.17. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 2

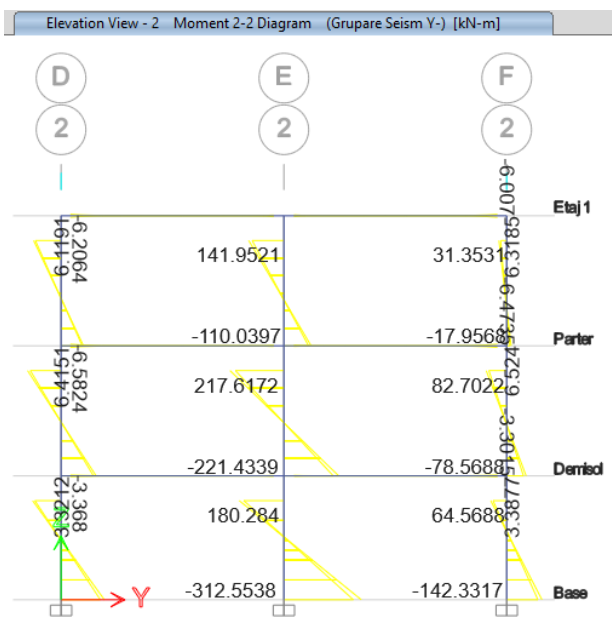


Figura 0.18. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 2

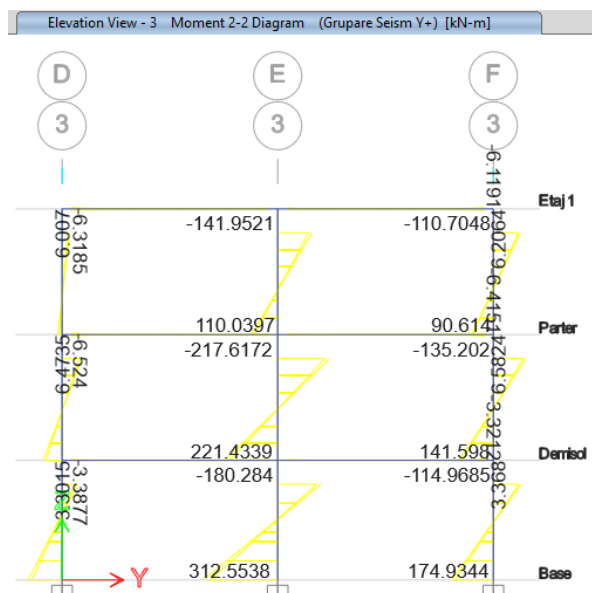


Figura 0.19. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 3

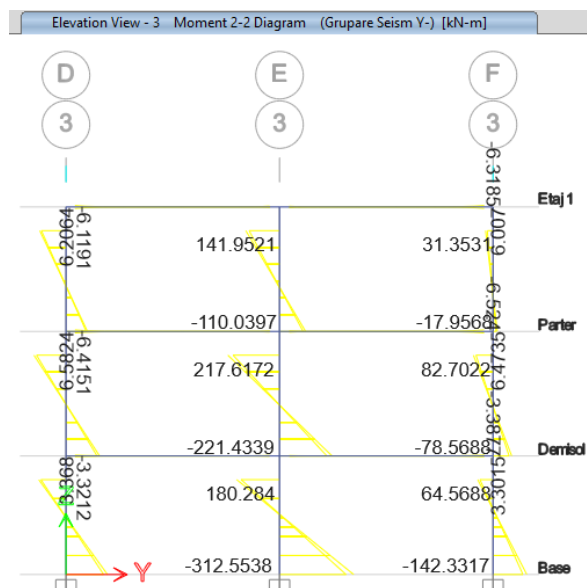


Figura 0.20. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 3

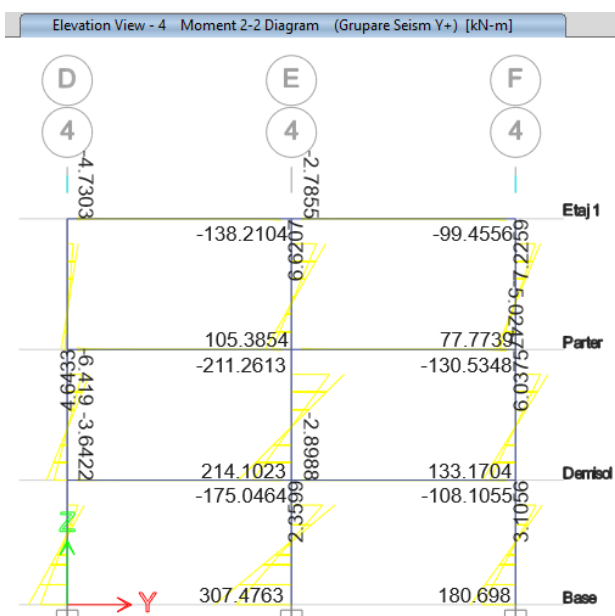


Figura 0.21. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 4

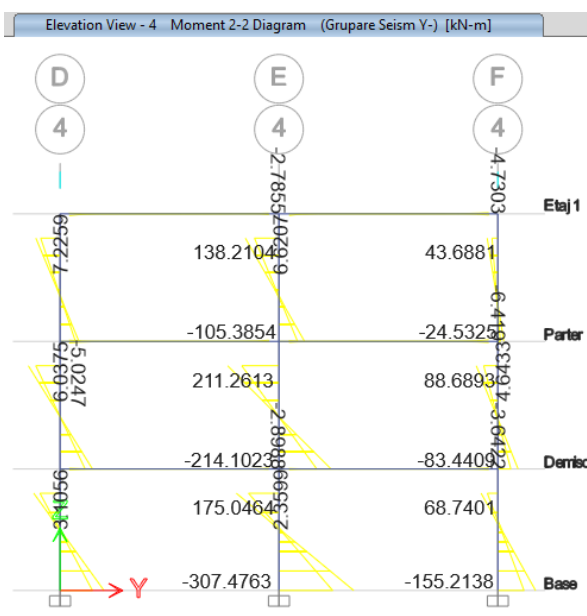


Figura 0.22. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 4

VERIFICAREA GRINZILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a grinzilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al momentului încovoietor, se va efectua un calcul privind capacitatea armăturii întinse de la partea inferioară a grinzii (zona de câmp) și un calcul privind capacitatea armăturii comprimate de la partea superioară a grinzii (zona de reazem).

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura întinsă se determină utilizând relația

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right), \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii întinse;
- A_s – aria totală a armăturilor întinse;
- f_{yd} – valoarea de calcul a rezistenței oțelului (cedare ductilă);
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse, se determină cu relația $d_{eff} = h - a_{eff}$, unde:
 - h – înălțimea grinzii;
 - a_{eff} – distanța de la centrul de greutate al armăturii la extremitatea grinzii, se determină prin suma acoperii nominale cu beton (c_{nom}) și jumătate din diamterul barei (ϕ_{eff});

- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate. se determină cu relația: $x_{eff} = \frac{A_s f_{yd}}{b_{eff} f_{cd}}$. unde:
- b_{eff} – lățimea activă a grinzii
- f_{cd} – rezistența de calcul la compresiune a betonului (cedare ductilă)

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura comprimată se determină utilizând relația:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + A'_s f_{yd} \left(\frac{x_{eff}}{2} - a' \right). \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii comprimate;
- A_s – aria armăturii comprimate
- A'_s – aria armăturii întinse
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse. se determină similar cu cazul prezentat anterior;
- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate. se determină cu relația: $x_{eff} = \max \left(\frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{b f_{cd}}, 2a' \right)$

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al forței tăietoare. se va determina forța tăietoare de dimensionare. după care se va verifica capacitatea portantă la forță tăietoare a secțiunii.

Forțele tăietoare de verificare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea gravitațională din gruparea seismică și momentele încovoietoare de la extremitățile grinzii. corespunzătoare fiecărui sens de acțiune. la formarea articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod.

La fiecare secțiune de capăt. se calculează două valori ale forțelor tăietoare de verificare. maximă ($V_{Ed,max}$) și minimă ($V_{Ed,min}$). corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative ($M_{db,i}$) care se dezvoltă la cele două extremități $i = 1$ și $i = 2$ ale grinzii:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right). \text{ unde:}$$

- $M_{Rb,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i . în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;
- γ_{Rd} – factorul de suprazistență datorat efectului de consolidare al oțelului. $\gamma_{Rd} = 1.20$
- $\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul; valoarea $\sum M_{Rc}$ trebuie să corespundă forței axiale din stâlp în situația asociată sensului considerat al acțiunii seismice obținute în situația seismică de proiectare.

Modul de dimensionare la forță tăietoare și de armare transversală a zonelor critice se stabilește în funcție de valoarea algebrică a raportului între forța tăietoare minimă și cea maximă.

$$\xi = \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}}. \text{ în secțiunea de calcul.}$$

Pentru verificare se vor determina:

➤ Rezistență bielei comprimate cu relația: $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$. unde:

- α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată. valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
- z – brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0.90d$
- v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare. se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$
- θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$

➤ Rezistență armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{ydw} z \cot(\theta)}{s}$. unde:

- A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale uni rând de etrieri
- s – distanța între rândurile de etrieri

În urma verificării grinzilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din câmp, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic IV (R_sIV), valorile capabile ale acestora depășind $R_3 > 100\%$.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din reazem, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic II (R_sII) spre clasa de Risc Seismic (R_sIII), valorile capabile ale acestora ajungând la $R_3 = 56.01\%$. Dar, în condițiile optime de comportare al ansamblului structural, și ținând cont de mecanismul de disipare al energiei pentru nivelele structurii, se poate aprecia că indicatorul $R_3 = 77.67\%$, reprezentând media indicatorului R_3 pe nivelele structurii, pentru direcția de acțiune care indică solicitările mai mari.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale grinzilor, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic III (R_sIII), valorile capabile ale acestora ajungând la $R_3 = 71.83\%$.

VERIFICAREA STĂLPILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a stâlpilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea stâlpilor din punct de vedere al momentului încovoietor, se va efectua calculul în următoarele etape:

- N_{Ed} – forța axială de verificare din stâlpi, se determină în combinația seismică considerată;
- Determinarea momentului încovoietor capabil al secțiunii utilizând:
 - $M_{Rd} = A_s f_{yd} d + \frac{N_{Ed} d}{2}$, dacă $x < x_{lim}$
 - $M_{Rd} = A_s f_{yd} d - \frac{N_{Ed} d}{2} + b_c x f_{cd} \left(d - \frac{x}{2} \right)$, dacă $x \geq x_{lim}$ unde:
 - A_s – aria de armătură pe o latură a stâlpului;
 - d – înălțimea activă a zonei întinse
 - x – înălțimea activă a zonei comprimate. $x = \frac{N_{Ed}}{b_c f_{cd}}$

În ceea ce privește calculul forței tăietoare de verificare, forța tăietoare de verificare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub acțiunea momentelor încovoietoare de la extremități, corespunzând, pentru fiecare sens al acțiunii seismice, formării articulațiilor plastice, care pot apărea fie în grinzi, fie în stalpii conectați în nod. Se efectuează următoarele operațiuni pentru determinarea forței tăietoare de verificare:

- Se determină momentele încovoietoare maxime de la extremitățile stâlpului cu următoarea relația: $M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rci} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$, unde:
 - $M_{Rc,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice;
 - γ_{Rd} – factor care ține cont de efectul consolidării oțelului și al fretării betonului în zonele comprimate, are valoarea 1.30 pentru nivelul de la baza construcției și 1.20 pentru restul nivelurilor;
 - $\sum M_{Rb}$ și $\sum M_{Rc}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul;
- Valorile de proiectare ale momentelor capabile în stalpi sunt stabilite pe baza valorilor forțelor axiale din situația de proiectare seismică corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.
- Se determină forța tăietoare de proiectare cu relația: $V_{Ed} = \frac{M_{dc1} + M_{dc2}}{l_{cl}}$, unde:
 - l_{cl} – înălțimea liberă a stâlpului
 - Pentru verificare se vor determina:
- Rezistență bielei comprimate cu relația: $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\text{ctg}(\theta) + \text{tg}(\theta)}$, unde:
 - α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată, valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
 - z – brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0.90d$

- v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare. se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right)$
- θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$
- Rezistență armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{ydw} z \cotg(\theta)}{s}$, unde:
 - A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale unui rând de etrieri
 - s – distanța între rândurile de etrieri

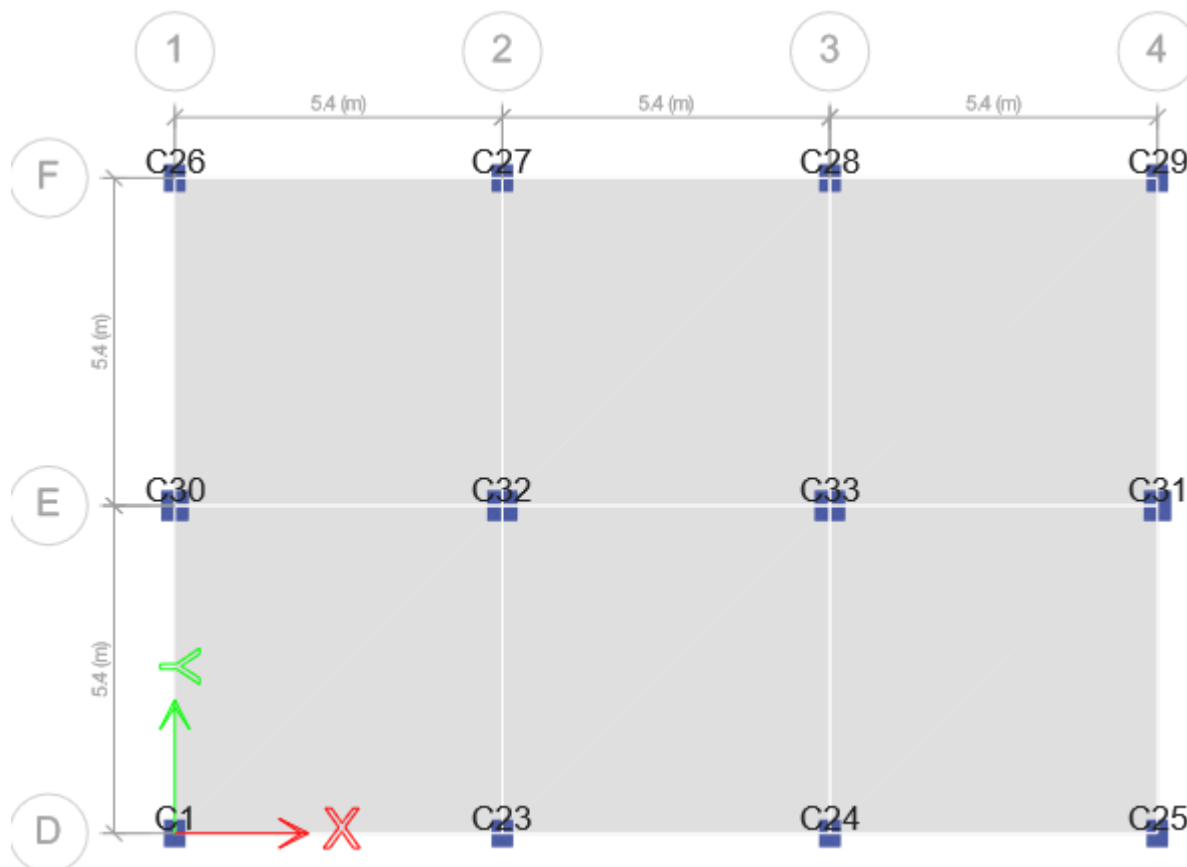


Figura 0.23. Identificarea stâlpilor ce vor fi verificați

În urma verificării stâlpilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale, încadrează atât pe direcția X de acțiune a seismului, cât și pe direcția Y în clasa de Risc Seismic IV ($R_s IV$), valorile capabile ale acestora depășind **$R_3 > 100\%$** .
- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale stâlpilor, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic III ($R_s III$), valorile capabile ale acestora ajungând la **$R_3 = 70.29\%$** .

VERIFICAREA PLĂCILOR

Din punct de vedere geometric plăcile sunt elemente la care două dintre dimensiuni sunt mult mai mari decât cea de a treia ($l_1, l_2 \gg h_p$). Plăcile sunt supuse la încărcări normale pe planul lor median.

Pentru calculul eforturilor placa se reduce în general la planul său median. Proporțiile geometrice și natura încărcărilor fac ca plăcile să fie solicitate în principal la momente încovoietoare pe două direcții (M_x, M_y). Aceste momente pot fi preluate numai prin dispunerea de armătură longitudinală. Forțele tăietoare (Q_x, Q_y) au, în cele mai multe cazuri, valori scăzute ce pot fi preluate în bune condiții de beton, nefiind necesară armarea transversală.

La celelalte plăci eforturi mai mari au fost întâlnite în zona pereților, acolo unde din cauza fenomenului de străpungere au apărut și momente de încovoiere mari, însă armarea zonelor respective nu a reprezentat o problemă.

În zona scării au fost lăsate mustăți astfel încât la turnarea rampelor și a podestului intermediar, să fie asigurată conlucrarea/legarea scării cu restul structurii.

Procedura de dimensionare a unei plăci este asemănătoare cu procedura de dimensionare a unei grinzi, astfel pentru placă, utilizând o armare $\phi 10$ OB37 la un pas de 15cm se va obține un moment capabil al plăcii la moment încovoietor de **20.18 kNm**.

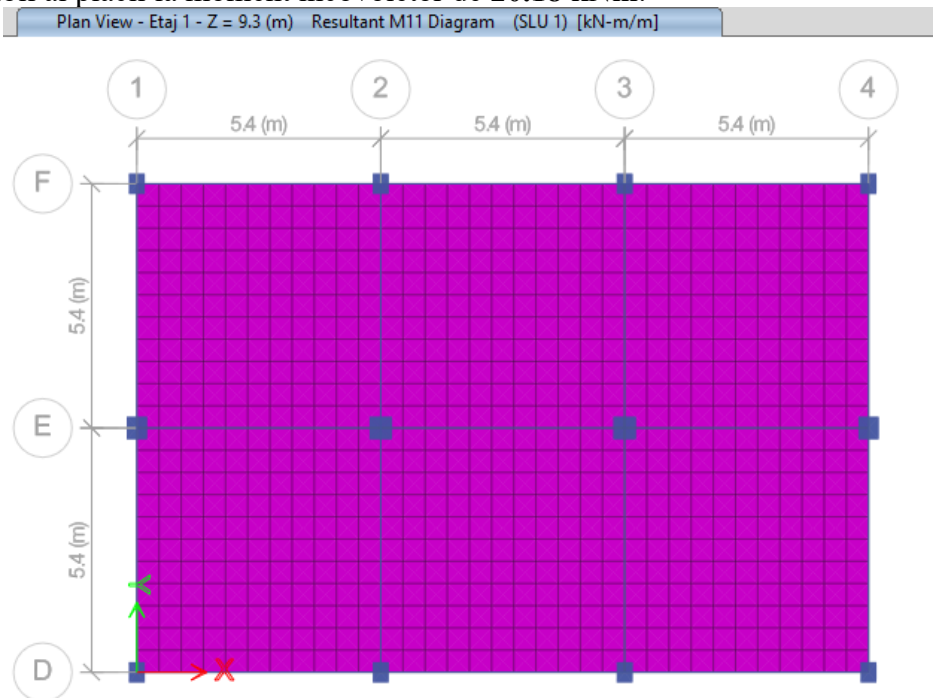


Figura 0.24. Armare în câmp a plăcii – Direcția X

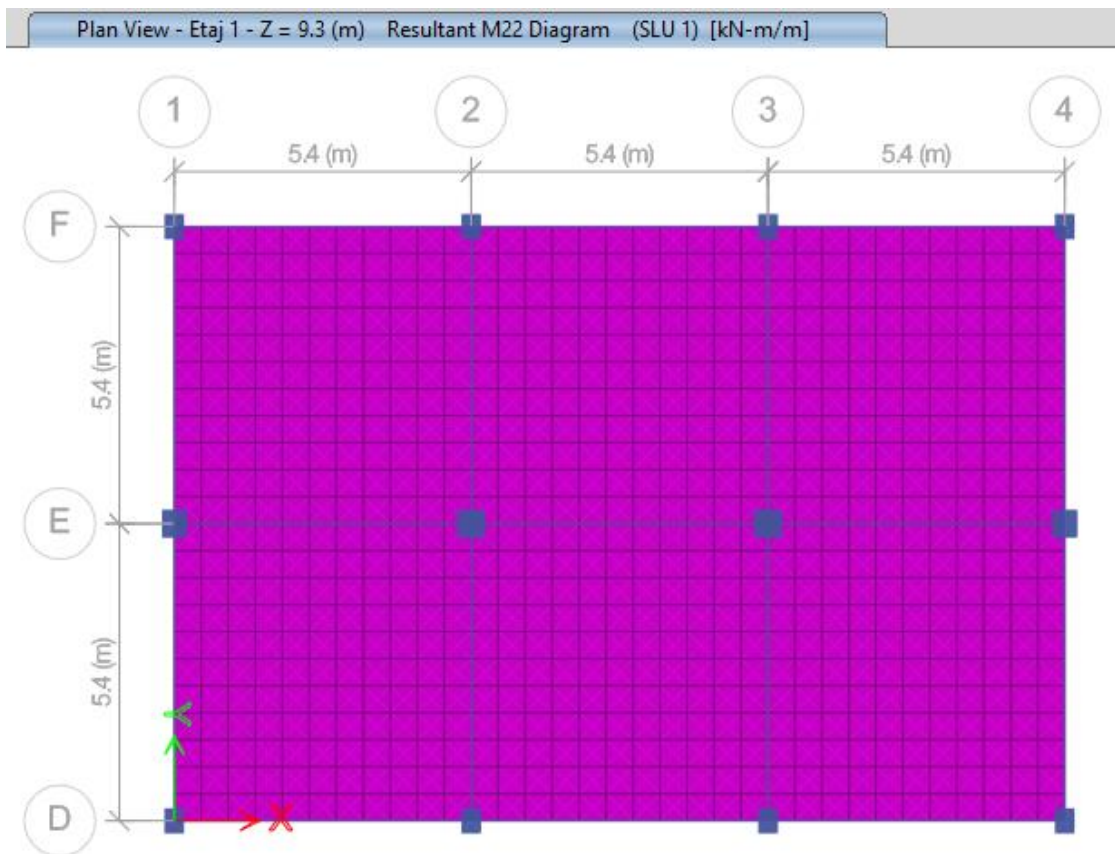


Figura 0.25. Armare în câmp a plăcii – Direcția Y

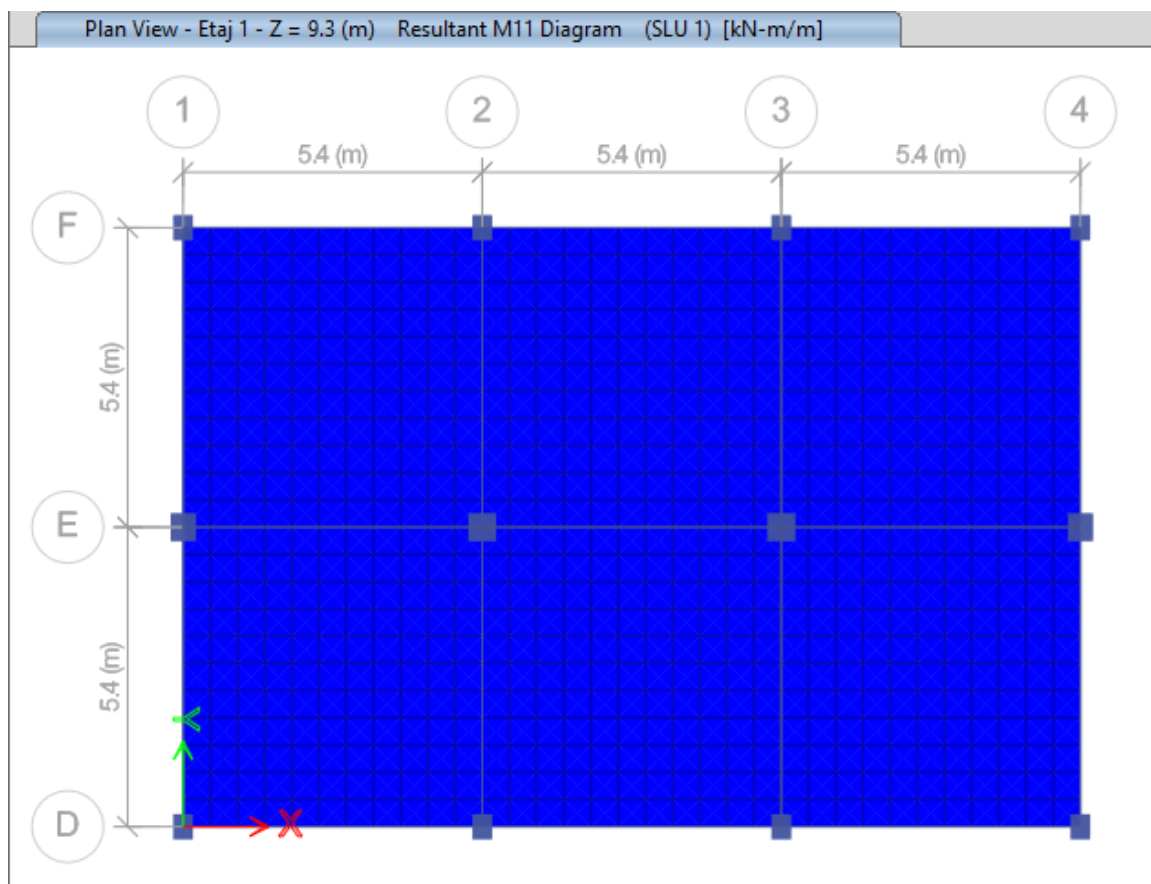


Figura 0.26. Armare în reazem a plăcii – Direcția X

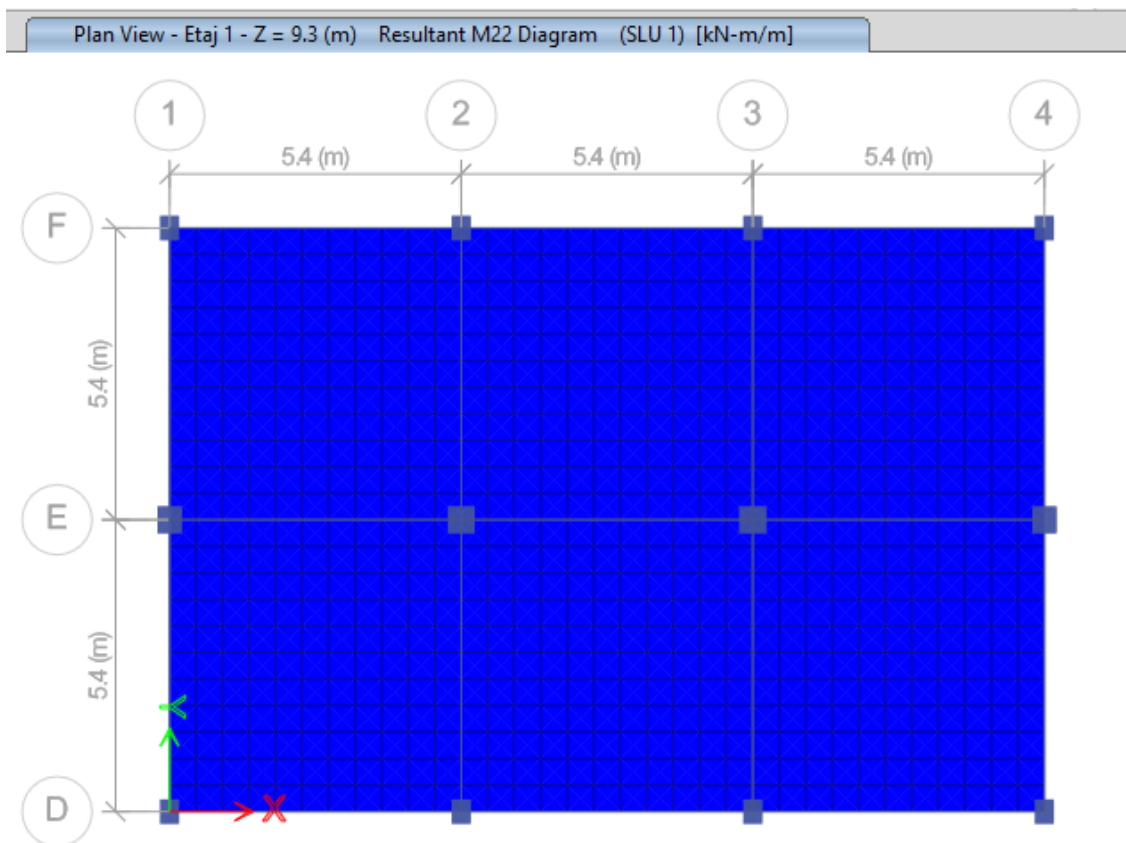


Figura 0.27. Armare în reazem a plăcii – Direcția Y

Din rezultatele obținute în figurile de mai sus se poate estima că din punct de vedere structural, plăcile îndeplinesc la limită cerințele la Starea Limită Ultima.

CORPUL 1 – TRONSON 3

În prezenta anexa se vor efectua verificările pentru *Corpul 1 – Tronsonul 3*, având un regim de înălțime **D+P+1E**, cu înălțimea demisolului de **3.00m** și înălțimea de nivel curent **3.15m**.

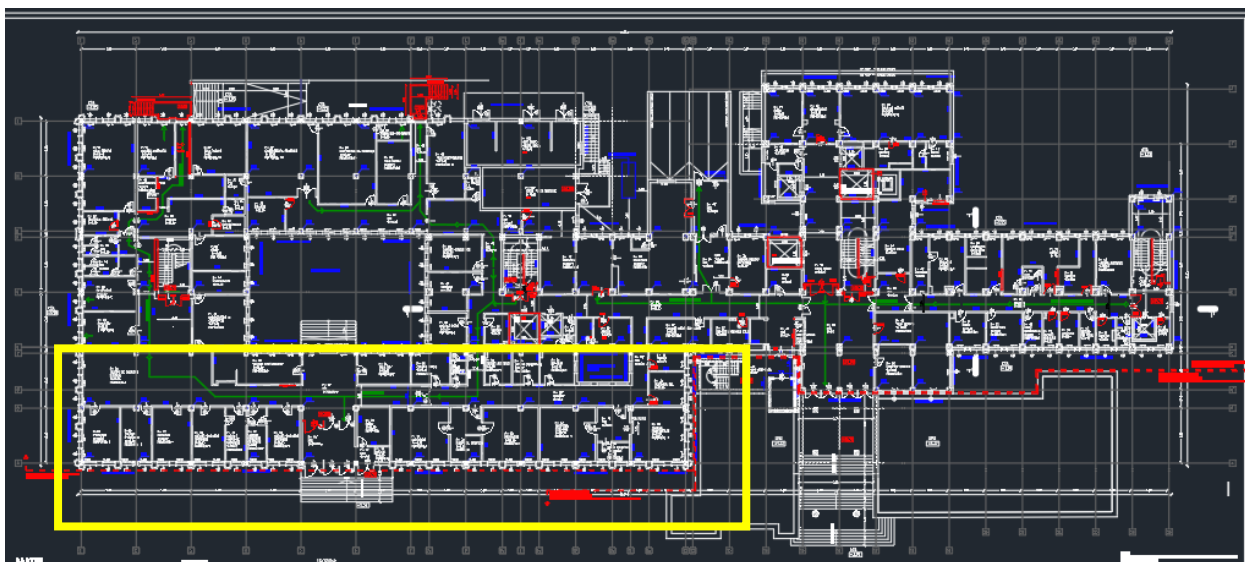


Figura 0.28. Identificarea Obiectivului Verificat

ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE

- *Încărcări Permanente* - acestea provin din elementele structurale, dar și din elementele nestructurale. Sarcinile din elementele structurale sunt calculate automat de programul de calcul, iar cele din elementele nestructurale sunt aplicate ca forțe uniforme distribuite de tip arie sau liniare, în funcție de zona în care se aplică.
- *Încărcări Utile* – Acestea sunt considerate în conformitate cu SR EN 1991-1-1:2004 și CR 1-1-1/2012.
- *Încărcări din zăpadă* – Acestea sunt considerate în conformitate cu CR1-1-3/2012.

ÎNCĂRCĂRI LATERALE

- *Încărcarea din vânt* – Acestea sunt considerate în conformitate cu CR1-1-4/2012.
- *Încărcarea seismică* – Acestea sunt considerate în conformitate cu P100-1/2013.

În tabelele de mai jos se regăsesc acțiunile gravitaționale care acționează pe structură, fără acțiunile gravitaționale din greutatea proprie a elementelor structurale.

Tabel 0.1. Încărcări pe placă nivel curent

TIP	NUME	q_k [kN/m ²]	ψ	q^{GF} [kN/m ²]	ψ	q^{GLD} [kN/m ²]
Permanentă	Sapa + Paroseala	1.70	1.35	2.30	1.00	1.70
Permanentă	Compartimentari	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Permanentă	Tavan + Instalatii	0.30	2.35	0.71	1.00	0.30
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		3.00	Σ	4.35	Σ	3.00
Variabilă	Încărcare utilă	1.50	1.50	2.25	0.30	0.45
TOTAL GREUTĂȚI VARIABLE		1.50	Σ	2.25	Σ	0.45

Tabel 0.2. Încărcări pe placa de la ultimul nivel

TIP	NUME	q_k [kN/m ²]	ψ	q^{GF} [kN/m ²]	ψ	q^{GLD} [kN/m ²]
Permanentă	Hidroizolatie	2.50	1.35	3.38	1.00	2.50
Permanentă	Tavan + Instalatii	0.30	2.35	0.71	1.00	0.30
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		2.80	Σ	4.08	Σ	2.80
Variabilă	Încărcare utilă	0.75	1.05	0.79	0.30	0.23
Variabilă	Încărcare zăpadă	1.84	1.50	2.76	0.40	0.74
TOTAL GREUTĂȚI VARIABLE		2.59	Σ	3.55	Σ	0.96

Tabel 0.3. Încărcări pe grinzi perimetrale

Tip încărcare	Nume încărcare	q_k [kN/m]	ψ	q^{GF} [kN/m]	ψ	q^{GLD} [kN/m]
Permanentă	Închidere perimetrală	7.50	1.35	10.12	1.00	7.50
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		7.50	Σ	10.12	Σ	7.50

Tabel 0.4. Încărcări pe grinzi perimetrale la ultimul nivel

Tip încărcare	Nume încărcare	q_k [kN/m]	ψ	q^{GF} [kN/m]	ψ	q^{GLD} [kN/m]
Permanentă	Atic	3.50	1.35	4.73	1.00	3.50
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		3.50	Σ	4.73	Σ	3.50

Gruparea încărcărilor

Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor conform CR 0 2012 – Bazele Proiectării Construcțiilor:

GRUPAREA FUNDAMENTALĂ

- $G_{k,i}$ – efectul pe structură al acțiunii permanente i , luată cu valoarea sa caracteristică;
- $Q_{k,i}$ – efectul pe structură al acțiunii variabile i , luată cu valoarea sa caracteristică;
- $Q_{k,1}$ – efectul pe structură al acțiunii variabile, ce are ponderea predominantă între acțiunile variabile, luată cu valoarea sa caracteristică;
- P – efectul precomprimării.

$$E_d = \sum_{j=1}^n 1.35 G_{k,j} + \gamma_p P + 1.5 Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n 1.5 \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

GRUPAREA SPECIALĂ

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + A_{Ek} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- A_{Ek} – este valoarea caracteristică a acțiunii seismice ce corespunde intervalului mediu de recurentă, IMR adoptat de cod (IMR = 225 ani conform P100-1/2013).

Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor la stări limită de serviciu:

➤ *Combinăția (gruparea) caracteristica*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

➤ *Combinăția (gruparea) frecventă*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

➤ *Combinăția (gruparea) cvasipermanentă*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i=1}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- ψ_0 – Factor pentru valoarea de grupare a acțiunii variabile;
- ψ_1 – Factor pentru valoarea frecventă a acțiunii variabile;
- ψ_2 – Factor pentru valoarea cvasipermanentă a acțiunii variabile;

Tabel 0.5. Valorile factorilor de grupare

ACȚIUNEA	FACTORI DE GRUPARE		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2

Acțiuni Din Exploatare Provenind Din Funcțiunea Clădirii			
1. Rezidențială	0.70	0.50	0.30
2. Birouri	0.70	0.50	0.30
3. Întrunire/Adunare	0.70	0.70	0.60
4. Spații Comerciale	0.70	0.70	0.60
5. Spații De Depozitare	1.00	0.90	0.80
6. Acoperișuri	0.70	0.00	0.00
Acțiuni Din Trafic			
1. Greutatea Vehiculelor < 30kn	0.70	0.70	0.60
2. Greutatea Vehiculelor 30 - 160kn	0.70	0.50	0.30
Acțiuni Din Zăpadă	0.70	0.50	0.40
Acțiuni Din Vânt	0.70	0.20	0.00
Acțiuni Din Variații De Temperatură	0.60	0.50	0.00

Evaluarea încărcărilor seismice

Acțiunea seismică a fost modelată prin două metode, și anume metoda calculului modal cu spectre de răspuns și metoda forțelor seismice statice echivalente. Prima metodă a fost folosită pentru verificarea deplasărilor la cele două stări limită, la verificarea maselor antrenate și de asemenea la verificarea elementelor structurale. În cazul metodei forțelor seismice statice echivalente, acțiunea forțelor laterale a fost considerată separat pe direcțiile principale de rezistență ale clădirii. Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determina după cum urmează (cf. P100-1/2013):

$$F_b = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Unde:

- γ_1 - este factorul de importanta-expunere al construcției, considerat cu valoarea de 1.0 pentru clasa I de importanta-expunere a clădirii analizate - $\gamma_1 = 1.40$.
- $S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1
- T_1 - perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul ce conține direcția orizontală
- m - masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i
- λ - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, a cărui valoare este egală cu 1.0 dacă $T_1 < T_C$ și clădirea are mai puțin de 2 niveluri - $\lambda = 1.00$

Ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1 se obține cu relația (cf. P100-1/2013):

$$S_d(T_1) = a_g \cdot \frac{\beta(T_1)}{q}$$

$$T_B < T_1 < T_C \rightarrow \beta(T) = \beta_0$$

unde:

a_g - valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare - $a_g = 0.25g$

$\beta(T_1)$ - forma normalizată a spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului - $\beta = 2.50$

q - este factorul de comportare al structurii (factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic) $q = 3.50$. (cadre din beton armat construite în perioada 1978 - 1991)

$$S_d(T_1) = 0.179g$$

$$F_b = 1.40 \cdot 0.179g \cdot m \cdot 1.00 = 0.250 \cdot G$$

Evaluarea încărcării din zăpadă

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe acoperiș, s_k se determină astfel:

$$s_{0,k} = \gamma_{IS} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k}$$

Unde:

- γ_{IS} - este factorul de importanță - expunere pentru acțiunea zăpezii;
- μ_i - este coeficientul de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperiș;
- $s_{0,k}$ - valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol [kN/m^2] în amplasament;

- C_e – coeficient de expunere al amplasamentului construcției;
- C_t – coeficient termic;
- $\gamma_{IS} = 1,15$ (importanță III);
- $C_e = 1,00$ (expunere normală) ;
- $C_t = 1,00$ (acoperișuri cu termoizolație uzuală);
- $s_{0,k} = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (pentru municipiul Ploiești);
- $\mu_1 = 0,80$ (pentru acoperișuri cu pantă: $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$).

$$s_{0,k} = \gamma_{IS} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k} = 1.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

MODELUL DE CALCUL

Clădirea a fost modelată numeric în programul de element finit ETABS. Fiecare corp de clădire a fost modelat separat, având în vedere faptul că aceste corpuri de clădire sunt separate prin rosturi seismice. Pentru a surprinde cât mai bine toate efectele induse de încărcările gravitaționale și laterale, au fost realizate mai multe modele numerice, astfel:

- 1) Modelul de calcul pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurii: perioade de vibrație, moduri de vibrație, etc.;
- 2) Modelul de calcul pentru verificarea deplasărilor relative de nivel asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU. Pentru SLU s-a considerat că betonul lucrează în stadiul fisurat, astfel rigiditatea acestuia s-a considerat $0.5EI$. Pentru SLS s-a considerat că se lucrează cu betonul nefisurat.
- 3) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni statice asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU.
- 4) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni dinamice asociate SLU.

De menționat că toate modelele de mai sus au fost considerate încastrate la nivelul pardoselii parterului, fără a considera elementele infrastructurii.

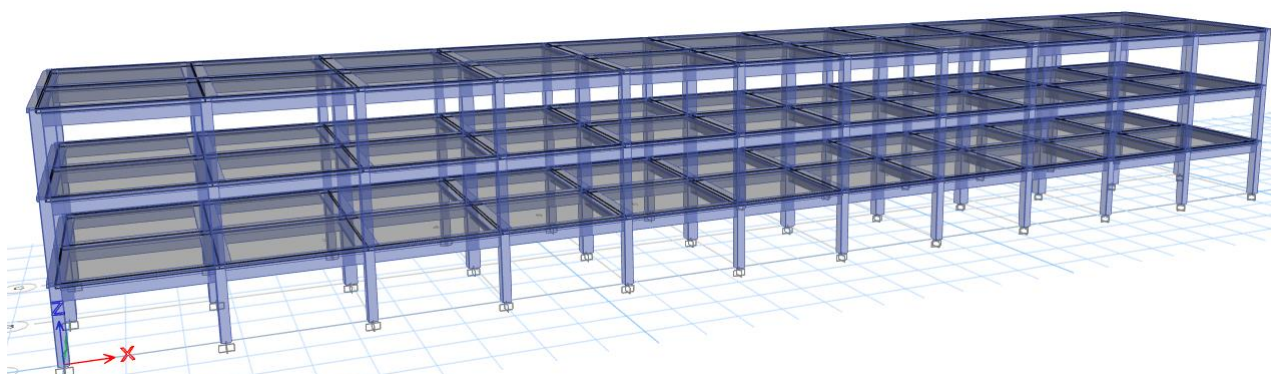


Figura 0.29. Vedere 3D a suprastructurii clădirii

REZULTATELE ANALIZEI MODALE



Figura 0.30. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=0.498s$ – Translație majoritară pe direcția X

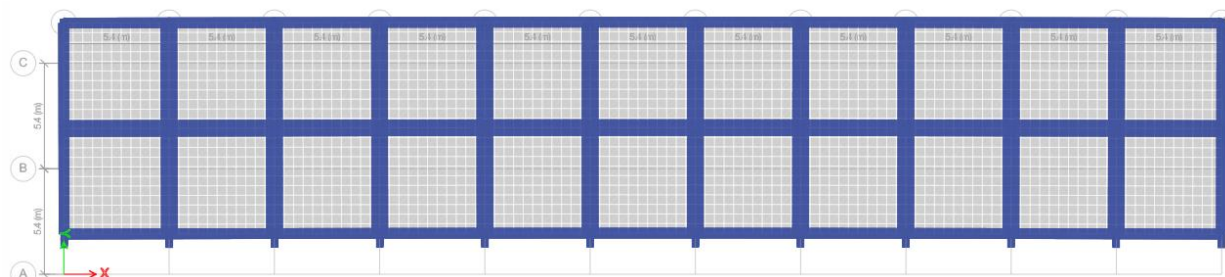


Figura 0.31. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.488s$ – Translație majoritară pe direcția Y

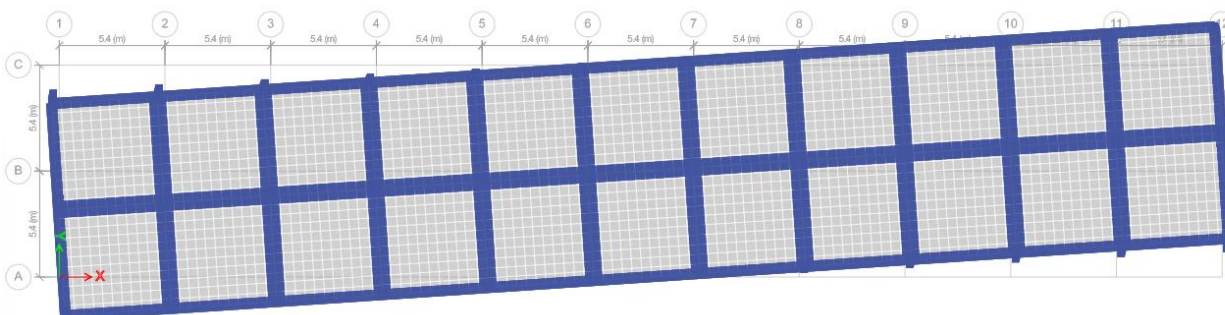


Figura 0.32. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.464s$ – Rotația majoritară în jurul axei Z

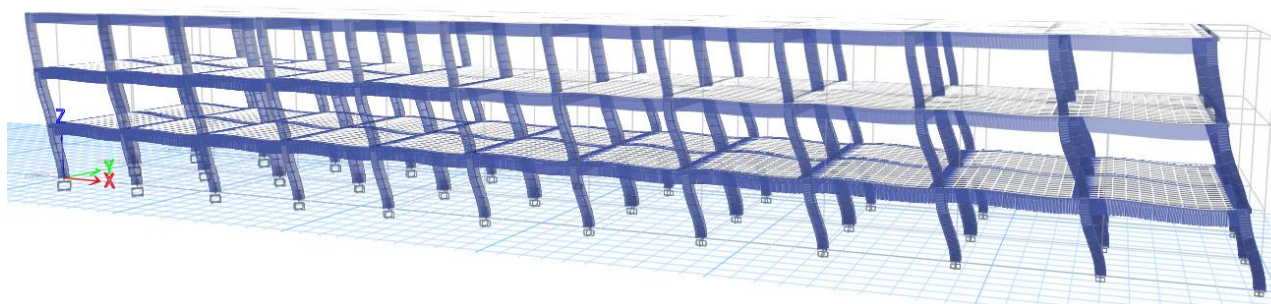


Figura 0.33. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=0.498s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția Y

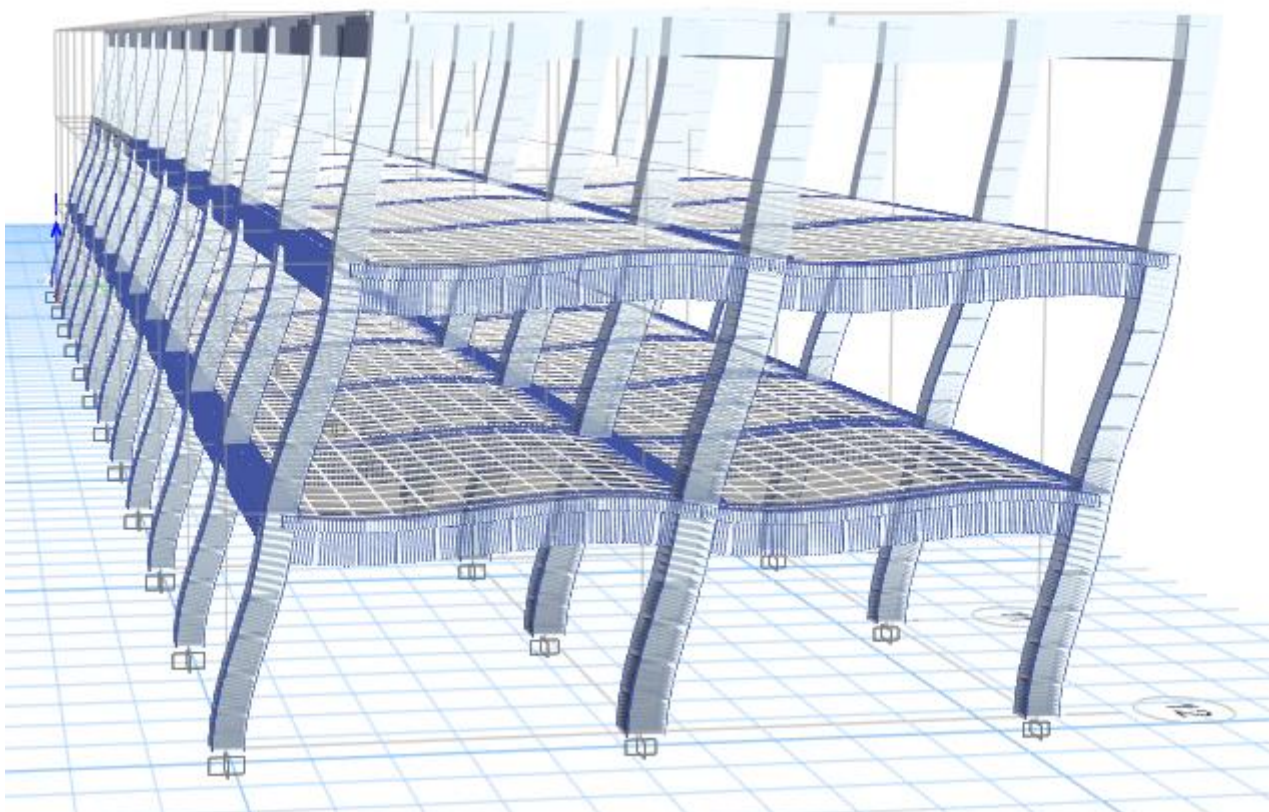


Figura 0.34. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.488s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția Y

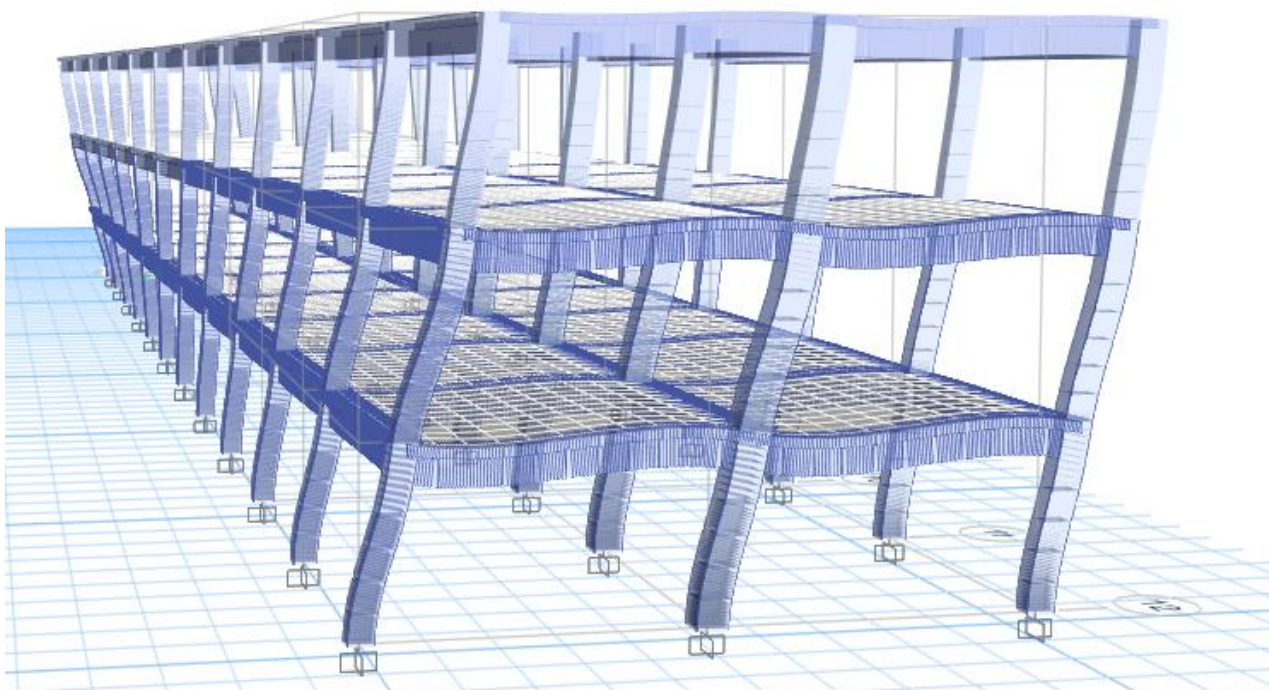


Figura 0.35. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.464s$ – 3D – Rotația majoritară în jurul axei Z

Tabel 0.6. Mase antrenate pe primele 3 moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.498	86.58%	0.00%	0.10%
Modal	2	0.488	0.00%	86.04%	0.00%
Modal	3	0.464	0.10%	0.00%	85.97%

Tabel 0.7. Suma maselor antrenate pe cele trei moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Modal	1	0.498	86.58%	0.00%	0.10%
Modal	2	0.488	86.58%	86.04%	0.10%
Modal	3	0.464	86.69%	86.04%	86.07%
Modal	4	0.164	97.18%	86.04%	86.08%
Modal	5	0.157	97.18%	96.94%	86.08%
Modal	6	0.150	97.18%	96.94%	96.99%
Modal	7	0.142	97.18%	96.94%	96.99%
Modal	8	0.105	97.18%	97.00%	96.99%
Modal	9	0.102	100.00%	97.00%	96.99%
Modal	10	0.096	100.00%	99.91%	96.99%
Modal	11	0.092	100.00%	99.91%	99.98%
Modal	12	0.078	100.00%	100.00%	99.98%

Verificarea deplasărilor relative de nivel

În conformitate cu prevederile Anexei E din P100-1:2013, verificarea deplasărilor relative de nivel se face la două stări limită, respectiv starea limită de serviciu (SLS) și starea limită ultimă (SLU).

Verificarea deplasărilor relative la starea limită de serviciu

La calculul deplasărilor corespunzătoare stării limită de serviciu – SLS – s-a considerat rigiditatea elementelor în stadiul nefisurat(EI).

Verificarea la Starea Limită de Serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la starea limită de serviciu este de 5‰

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E, P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v(T_1) q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

Relația 0.1. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Unde:

- d_r^{SLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;
- $v(T_1)$ – factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului este $v=0,5$;
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare;
- d_{ra}^{SLS} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu $0.005h$;
- q -factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare;
- Valorile de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton armat cu pereți:
- $EI_{conv} = 0,5EcIc$;

unde: E_c – modulul de elasticitate al betonului

I_c – moment de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

$$v(T_1) = \begin{cases} 2,50 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 2,50 - 2 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 0,50 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.2. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Tabel 0.8. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor v

$T_c(s)$	Perioada de realizare a clădirii					
	Înainte de 1963		1963 – 1981		1981 – 2005	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$

1.60	0.20	1.20	0.00	1.00	-3.00	0.80
1.00	0.20	0.90	0.00	0.70	-3.00	0.60
0.70	0.10	0.60	0.00	0.50	-1.00	0.40

Tabel 0.9. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3SLS}
Etaj 2	Grupare Seism X+	X	0.001843	0.0036	139.25%
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.003037	0.0059	84.50%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.002604	0.0051	98.55%
				MIN=	84.50%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	107.43%

Tabel 0.10. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3SLS}
Etaj 2	Grupare Seism X-	X	0.001843	0.0036	139.25%
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.003037	0.0059	84.50%
Parter	Grupare Seism X-	X	0.002604	0.0051	98.55%
				MIN=	84.50%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	107.43%

Tabel 0.11. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3SLS}
Etaj 2	Grupare Seism Y+	Y	0.002185	0.0043	117.45%
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.003578	0.0070	71.72%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.002951	0.0057	86.96%
				MIN=	71.72%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	92.05%

Tabel 0.12. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3SLS}
Etaj 2	Grupare Seism Y-	Y	0.002262	0.0044	113.45%
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.003641	0.0071	70.48%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.002989	0.0058	85.86%
				MIN=	70.48%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	89.93%

Se poate constata, conform rezultatelor obținute în tabelele prezentate de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al deplasărilor la *Starea Limită de Serviciu* structura se încadrează în clasa de risc seismic III (R₃III), având un indicator de risc seismic **R₃=69.81%**.

Verificarea deplasărilor la starea limită ultimă

Verificarea la starea limită ultimă are drept scop evitarea pierderilor de vieți omenești la atacul unui cutremur major, foarte rar, ce poate apărea în viața unei construcții, prin prevenirea prăbușirii totale a elementelor nestructurale. Se urmărește deopotrivă realizarea unei marje de siguranță suficiente față de stadiul cedării elementelor structurale.

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E. P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLU} = c(T_1)q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLU}$$

Relația 0.3. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită Ultimă

Unde:

- d_r^{SLU} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU
- q – factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare

- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare
- d_{ra}^{SLU} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel
- $c(T_1)$ – factorul de amplificare al deplasărilor

Factorul de amplificare a deplasărilor (c), se determină în funcție de tipul structurii, astfel:

$$c(T_1) = \begin{cases} 4.00 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 4.00 - 3 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 1.00 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.4. Determinarea factorului de amplificare a deplasărilor – $c(T_1)$

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale și modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorii de 0.025h (unde h este înălțimea de nivel).

Tabel 0.13. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor c

$T_c(s)$	Perioada de realizare a clădirii					
	Înainte de 1963		1963 – 1981		1981 – 2005	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$
1.60	0.50	1.30	0.40	1.20	0.25	1.10
1.00	0.40	1.10	0.25	1.00	0.20	0.80

Tabel 0.14. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R_{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.001843	0.0162	154.41%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.003037	0.0267	93.70%
Demisol	Grupare Seism X+	X	0.002604	0.0229	109.28%
				MIN=	93.70%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	119.13%

Tabel 0.15. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{uls,x}$	R_{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.001843	0.0162	154.41%
Parter	Grupare Seism X-	X	0.003037	0.0267	93.70%
Demisol	Grupare Seism X-	X	0.002604	0.0229	109.28%
				MIN=	93.70%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	119.13%

Tabel 0.16. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,y}$	R_{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.002185	0.0192	130.24%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.003578	0.0314	79.53%
Demisol	Grupare Seism Y+	Y	0.002951	0.0259	96.43%
				MIN=	79.53%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	102.07%

Tabel 0.17. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{uls,y}$	R_{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.002262	0.0199	125.81%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.003641	0.0320	78.16%
Demisol	Grupare Seism Y-	Y	0.002989	0.0263	95.21%
				MIN=	78.16%
				$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$	99.72%

Se poate constata conform rezultatelor obținute în tabelele de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al

deplasărilor la *Starea Limita Ultimă* structura se încadrează în clasa de risc seismic III (R_{sIII}), având un indicator de risc seismic $R_3=76.81\%$.

VERIFICAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE

Verificările s-au efectuat pentru SLU, folosind rigiditatea betonului redusă $0.5EI$. În cele ce urmează vor fi prezentate rezultatele analizei pentru elementele cele mai încărcate ale structurii. Vor fi expuse rezultatele din combinația seismică cea mai defavorabilă.

Pentru realizarea calculelor se vor prezenta caracteristicile materialelor principale utilizate pentru a dimensiona elementele structurale ale clădirii.

Caracteristici ale betonului

Categoria de beton utilizată		C25/30	
Rezistența caracteristică la compresiune a betonului	$f_{ck}=$	25.00	N/mm ²
Rezistența medie la compresiune a betonului	$f_{cm}=$	33.00	N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20	
Rezistența de calcul la compresiune, cedare ductilă	$f_{cd,ductil}=$	27.50	N/mm ²
Rezistența de calcul la compresiune, cedare fragilă	$f_{cd,fragil}=$	18.33	N/mm ²
Rezistența caracteristică la întindere a betonului	$f_{ctk}=$	2.60	N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare ductilă	$f_{ctd,ductil}=$	2.17	N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare fragilă	$f_{ctd,fragil}=$	0.90	N/mm ²
	$f_{ctd2}=$	9.55	N/mm ²
	$v=$	0.54	

Caracteristici ale oțelului

Calitatea oțelului utilizat		PC52	
Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk}=$	510.00	N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20	
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil}=$	425.00	N/mm ²
Rezistența de calcul, cedare fragilă	$f_{yd,fragil}=$	369.57	N/mm ²

Armătură longitudinală OB37

Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk}=$	370.00	N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20	
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil}=$	308.33	N/mm ²
Rezistența de calcul, cedare fragilă	$f_{yd,fragil}=$	268.12	N/mm ²

STABILIREA EFORTURILOR

În urma rulării structurii, s-au obținut eforturile de verificare pentru elementele principale care susțin structura. Aceste eforturi vor fi prezentate în figurile prezentate mai jos, ulterior se vor prezenta procedurile de calcul privind modul de verificare al eforturilor.

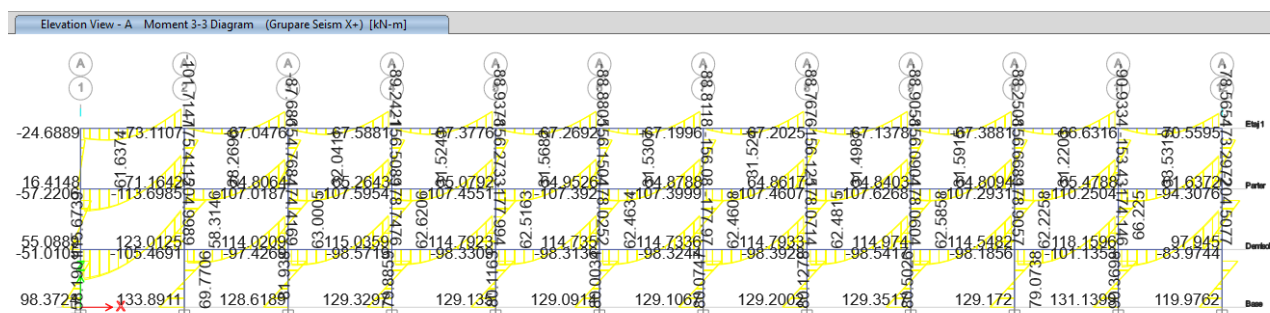


Figura 0.36. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax A

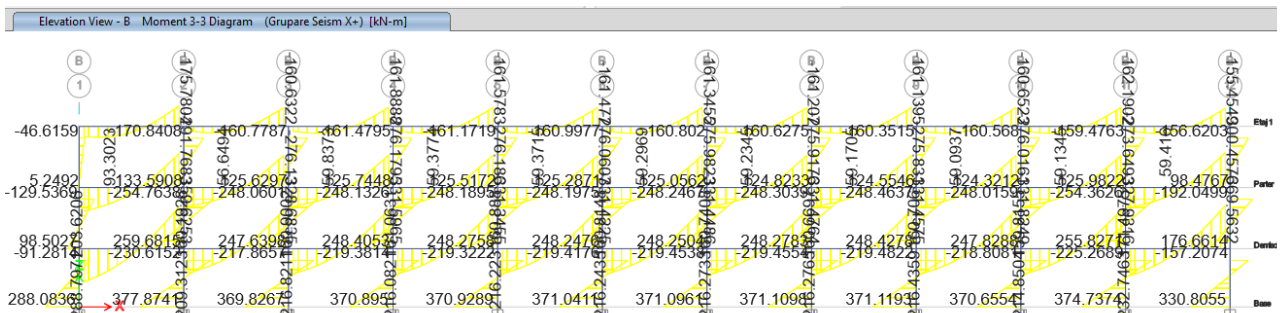


Figura 0.37. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax B

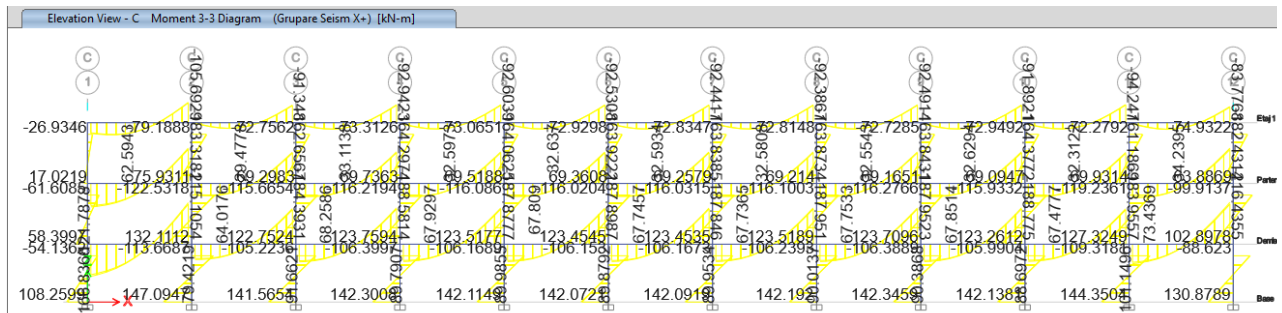


Figura 0.38. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax C

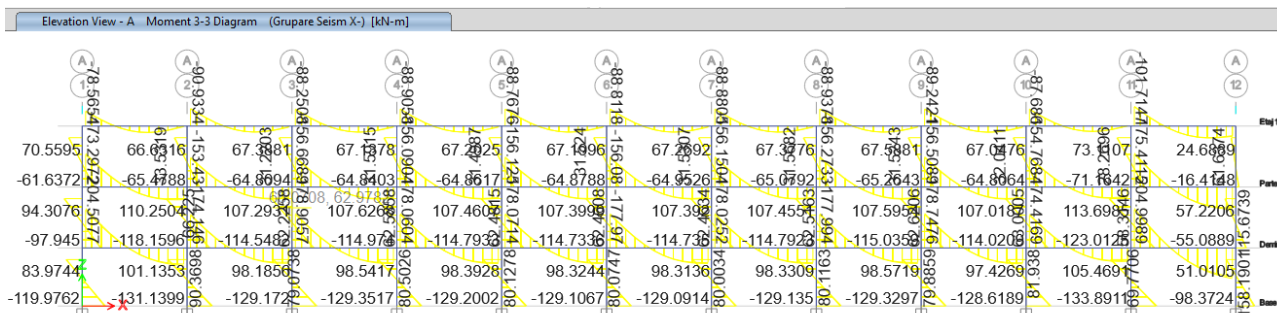


Figura 0.39. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax A

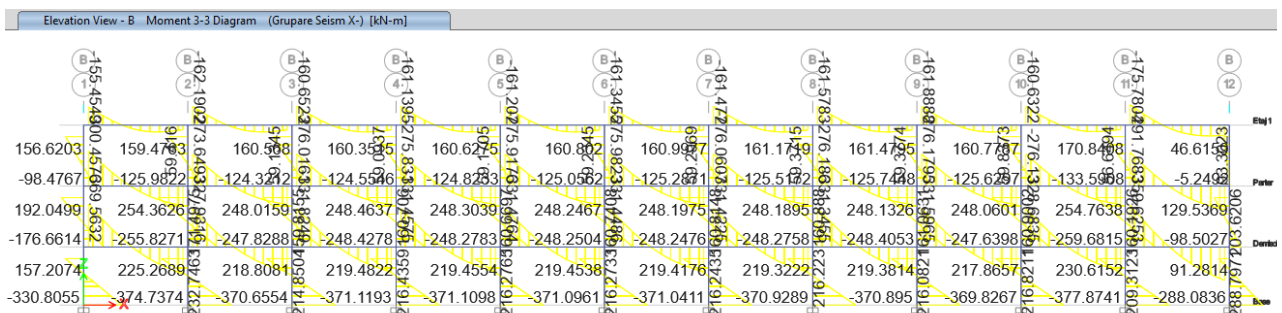


Figura 0.40. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax B

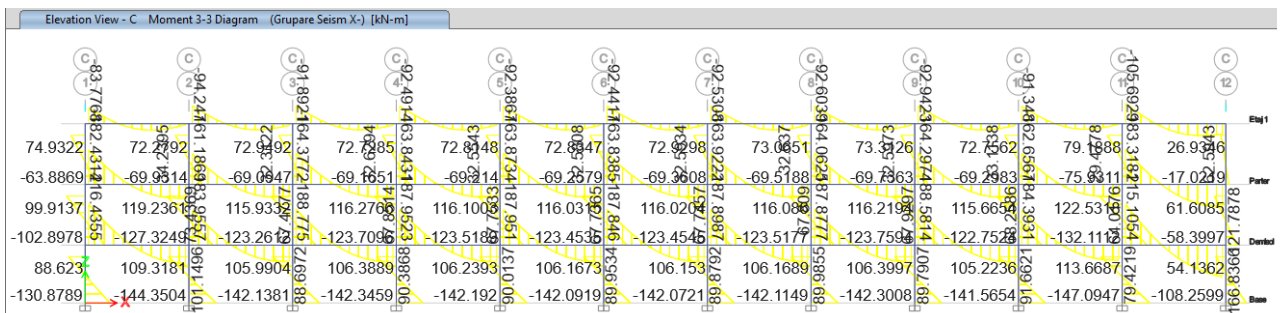


Figura 0.41. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax C

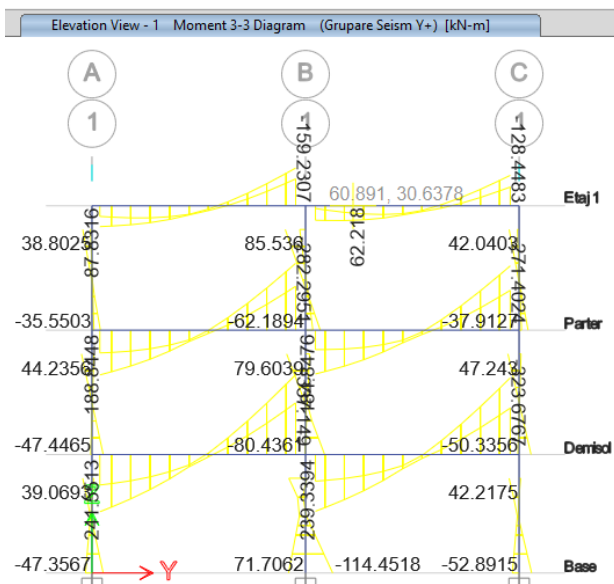


Figura 0.42. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 1

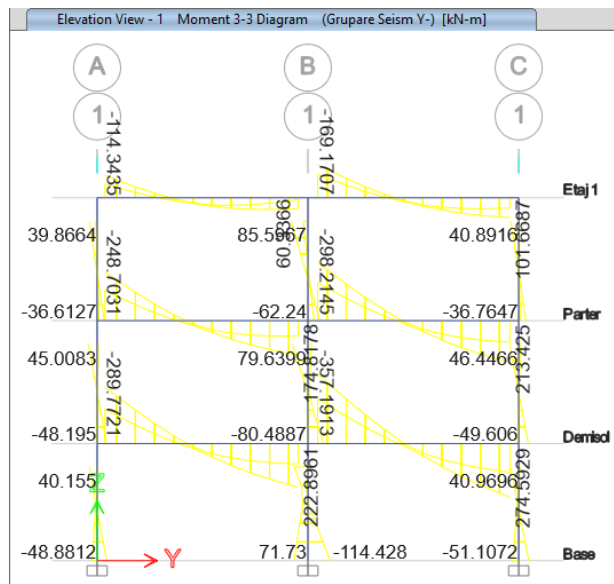


Figura 0.43. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 1

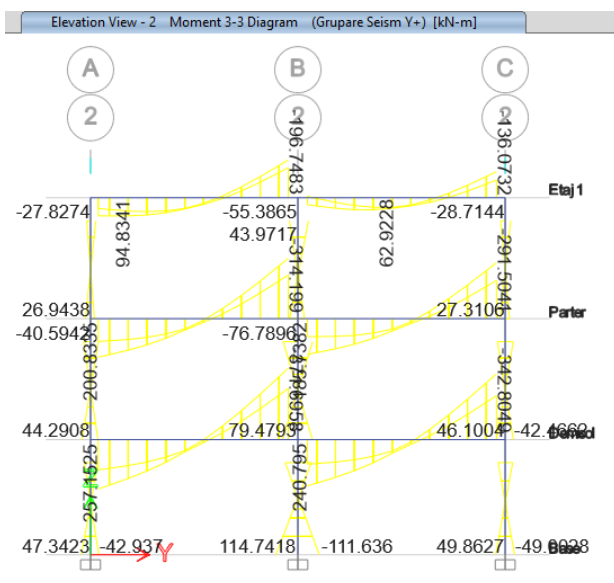


Figura 0.44. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 2

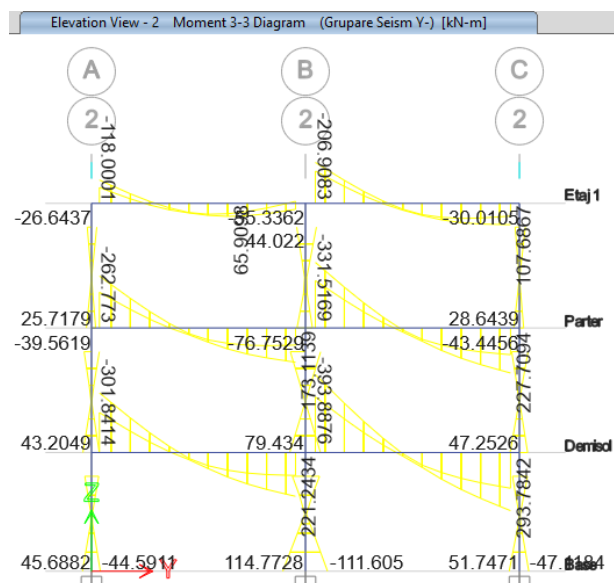


Figura 0.45. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 2

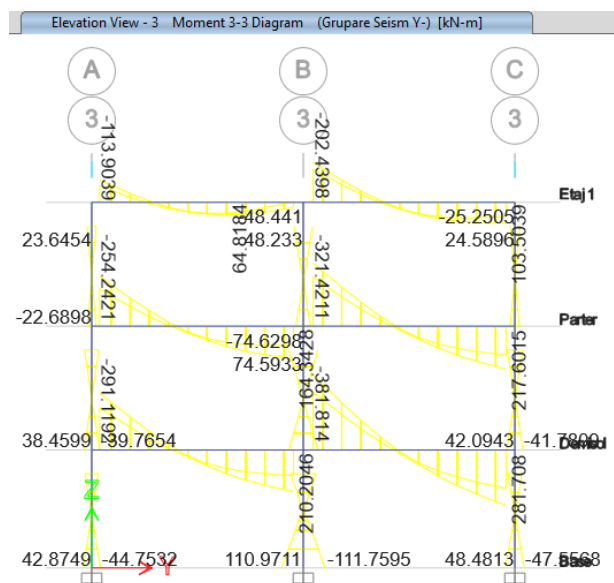
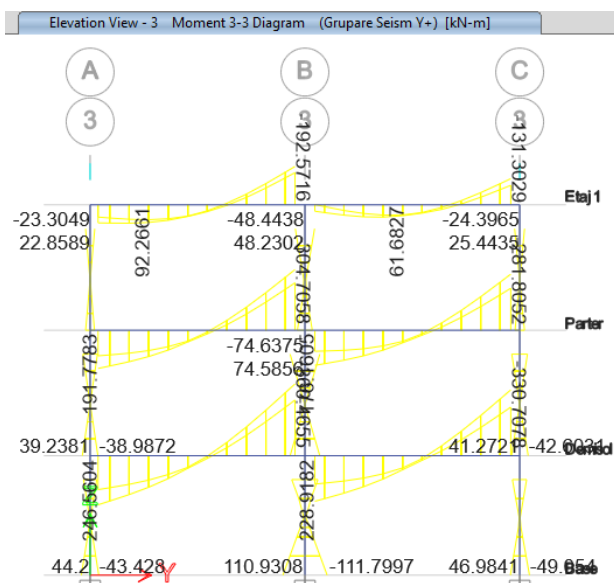


Figura 0.46. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 3

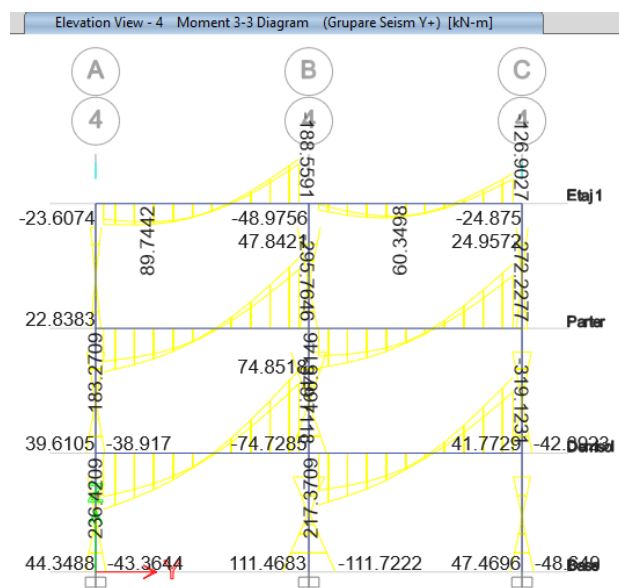


Figura 0.48. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 4

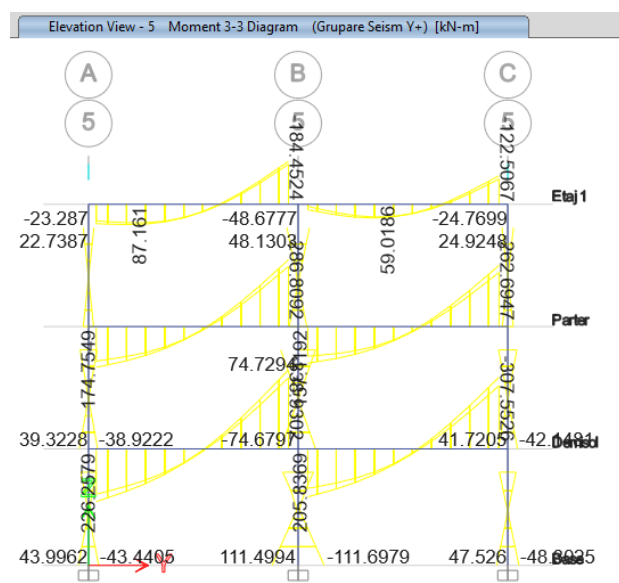


Figura 0.50. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 5



Figura 0.47. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 3

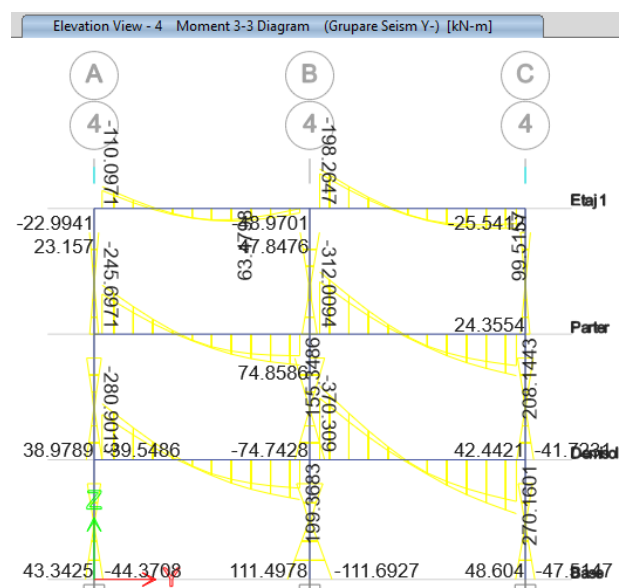


Figura 0.49. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 4

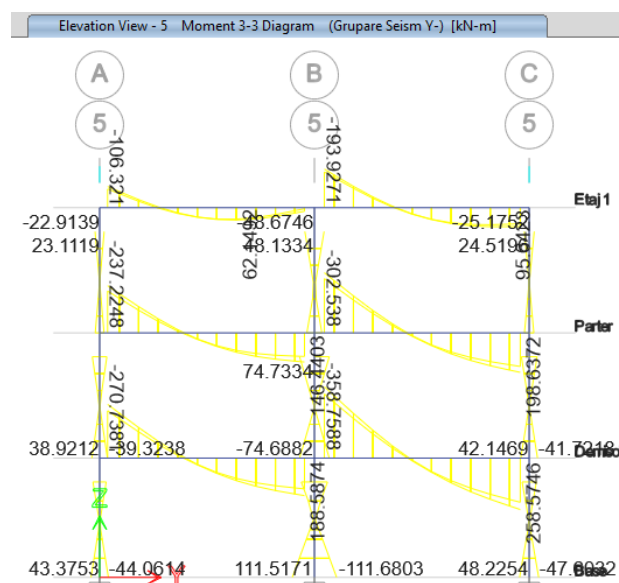
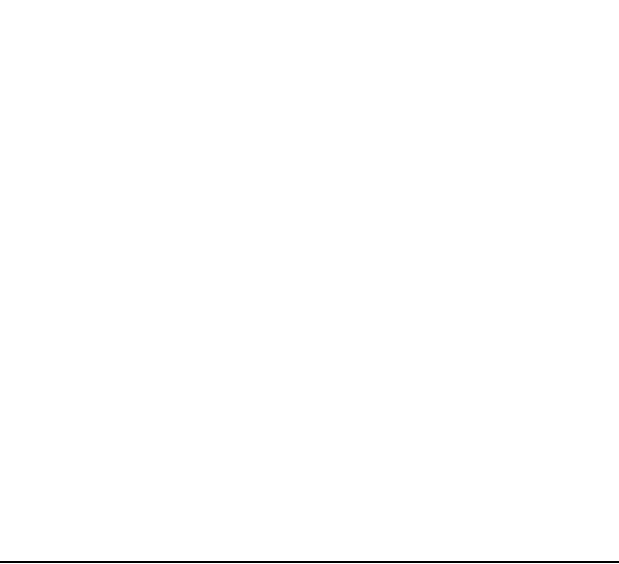


Figura 0.51. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 5



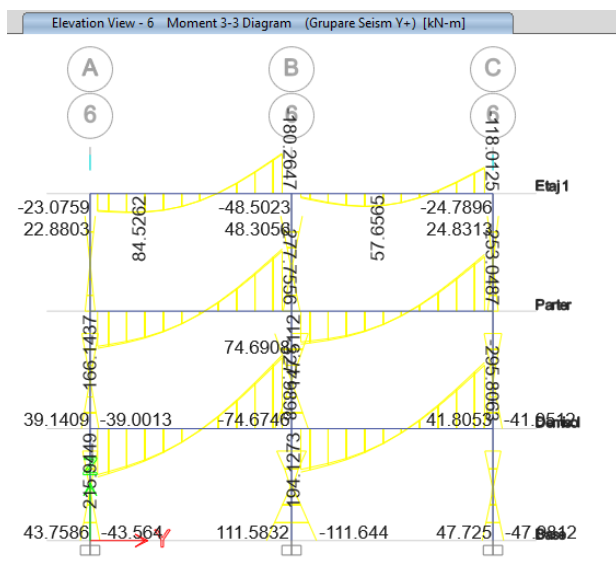


Figura 0.52. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 6

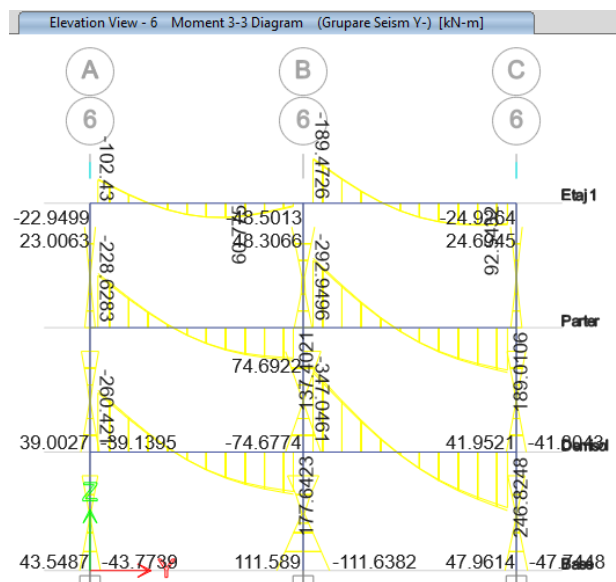


Figura 0.53. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 6

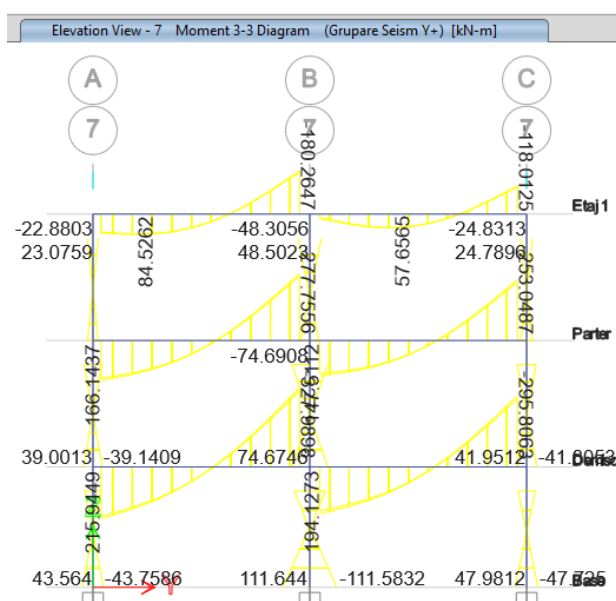


Figura 0.54. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 7

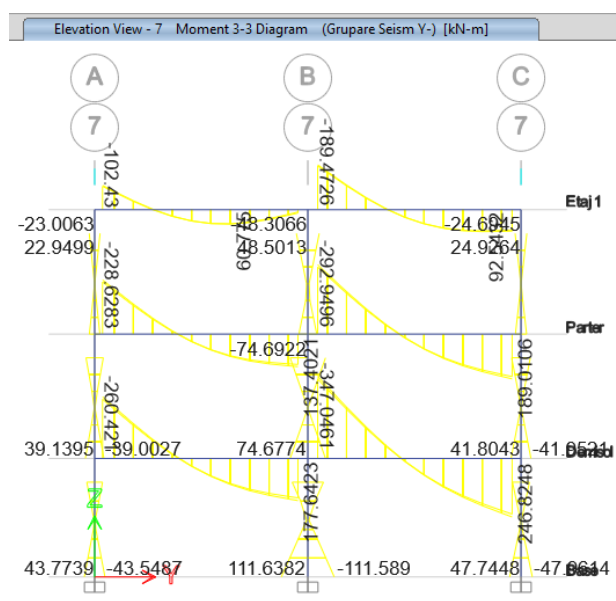


Figura 0.55. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 7

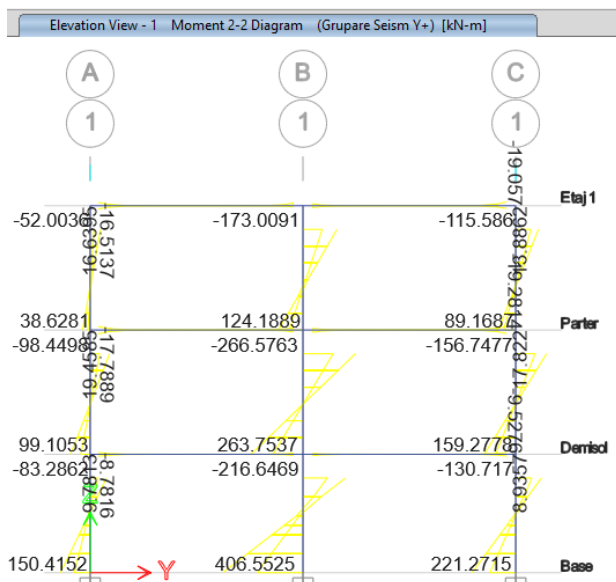


Figura 0.56. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 1

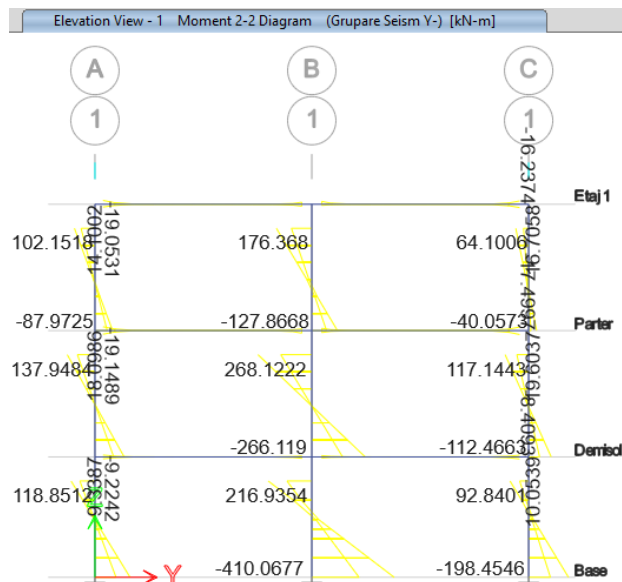


Figura 0.57. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 1

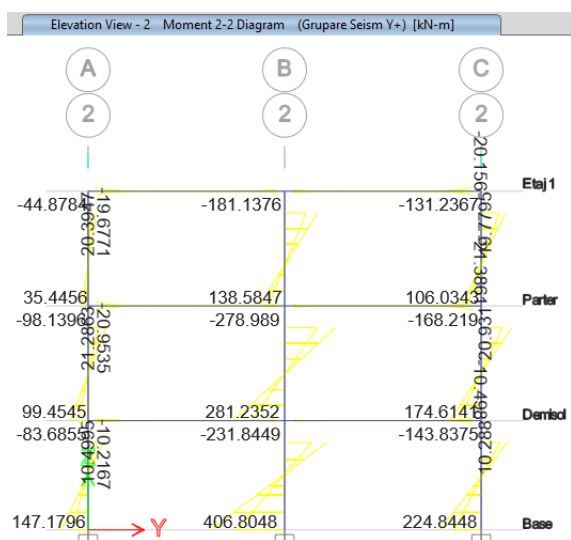


Figura 0.58. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 2

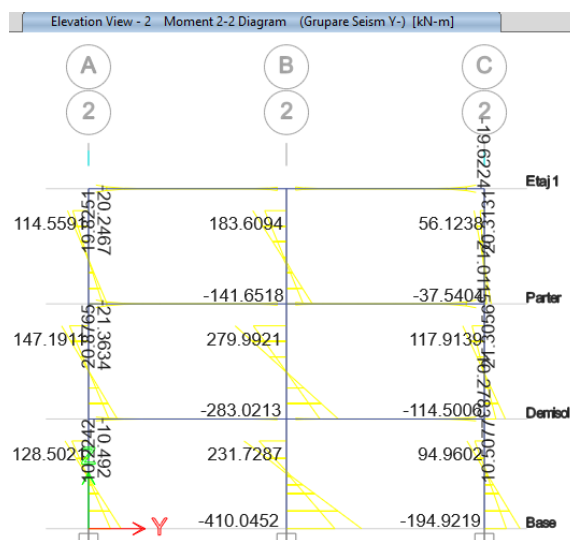


Figura 0.59. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 2

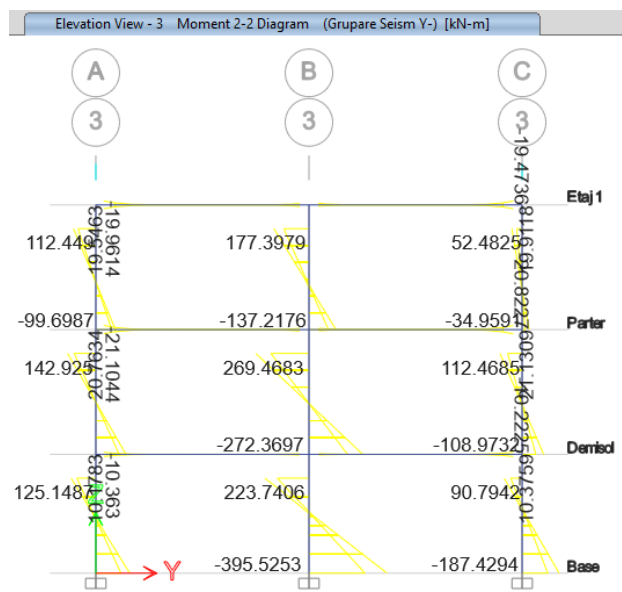
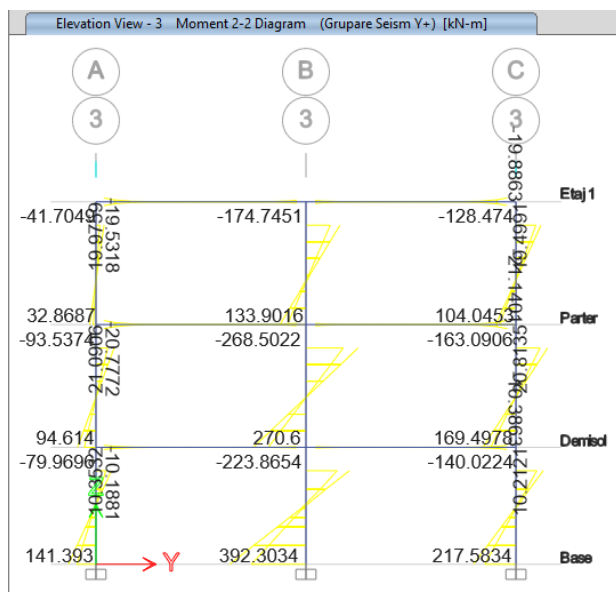


Figura 0.60. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 3

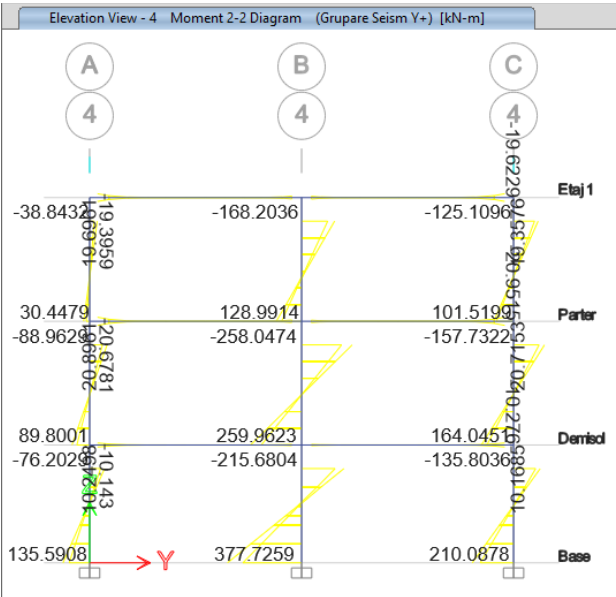


Figura 0.62. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 4

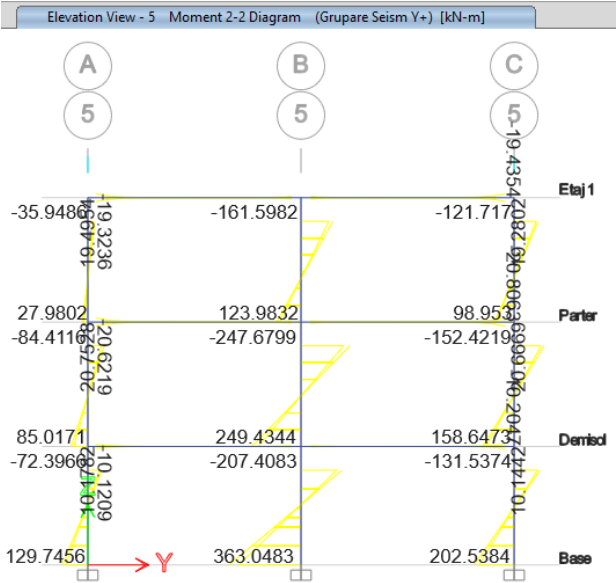


Figura 0.64. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 5

Figura 0.61. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 3

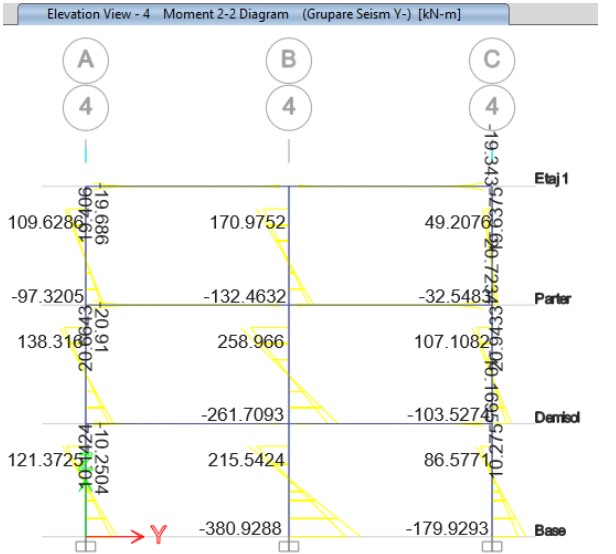


Figura 0.63. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 4

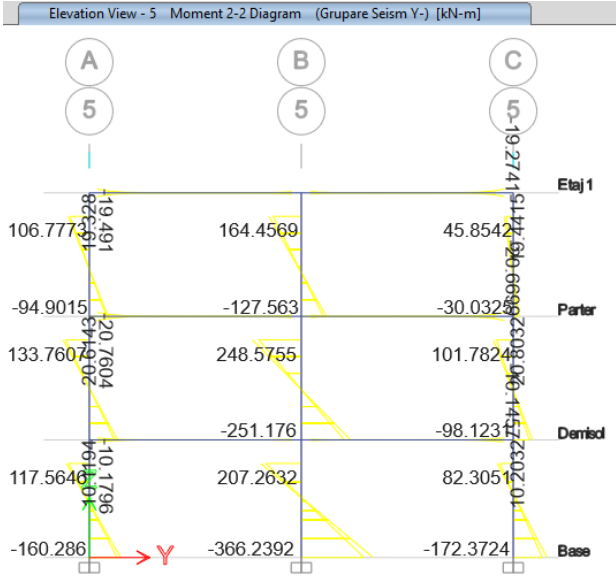


Figura 0.65. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 5

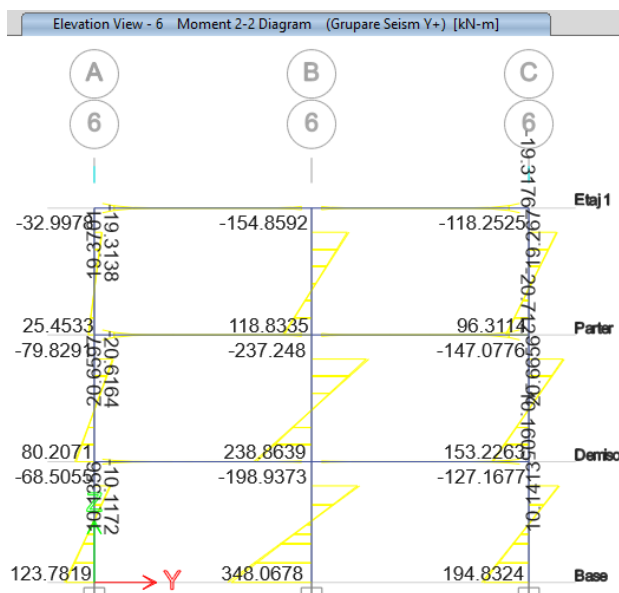


Figura 0.66. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 6

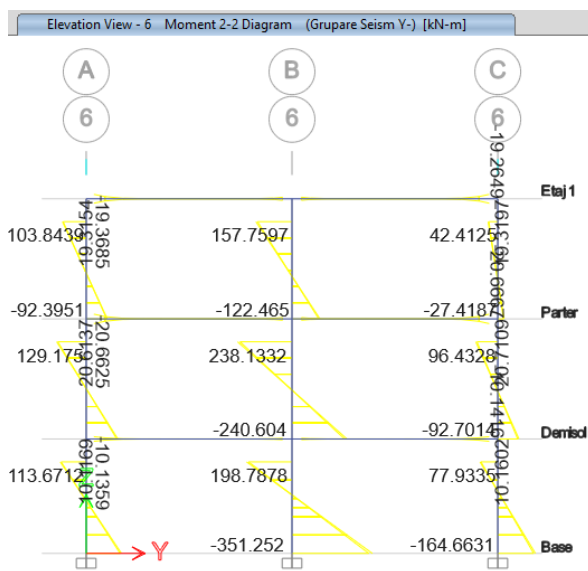


Figura 0.67. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 6

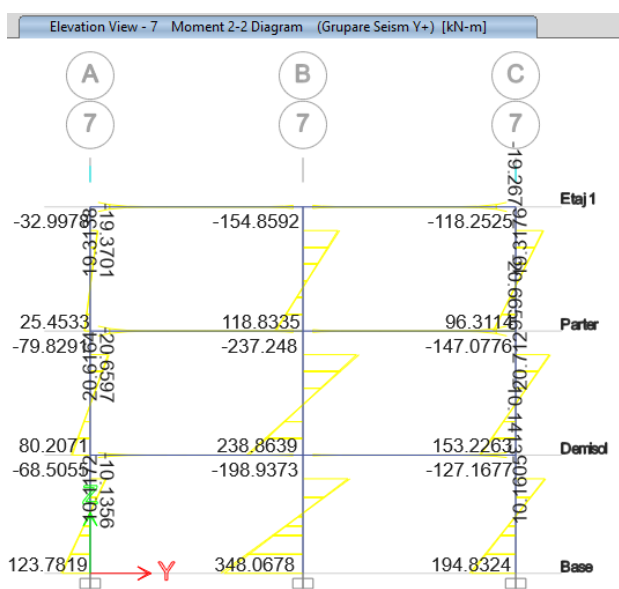


Figura 0.68. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 7

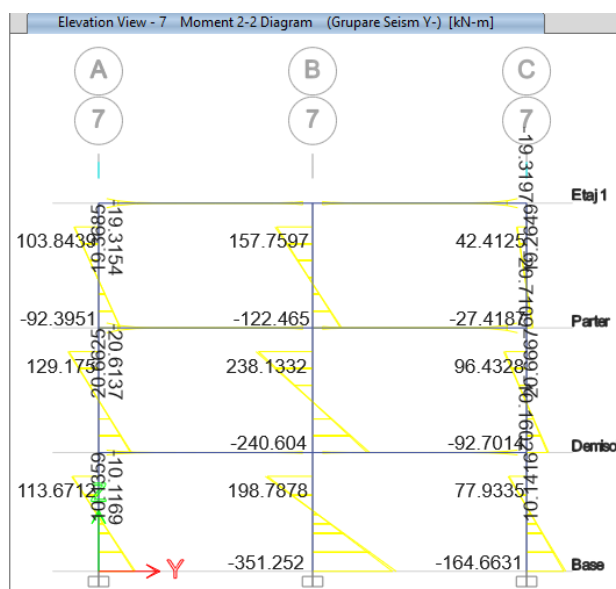


Figura 0.69. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 7

VERIFICAREA GRINZILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a grinzilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al momentului încovoietor, se va efectua un calcul privind capacitatea armăturii întinse de la partea inferioară a grinzii (zona de câmp) și un calcul privind capacitatea armăturii comprimate de la partea superioară a grinzii (zona de reazem).

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura întinsă se determină utilizând relația

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right), \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii întinse;
- A_s – aria totală a armăturilor întinse;
- f_{yd} – valoarea de calcul a rezistenței oțelului (cedare ductilă);
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse, se determină cu relația $d_{eff} = h - a_{eff}$, unde:
 - h – înălțimea grinzii;

- a_{eff} – distanța de la centrul de greutate al armăturii la extremitatea grinzii. se determină prin suma acoperii nominale cu beton (c_{nom}) și jumătate din diamterul barei (ϕ_{eff});

- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate. se determină cu relația: $x_{eff} = \frac{A_s f_{yd}}{b_{eff} f_{cd}}$. unde:
- b_{eff} – lățimea activă a grinzii
- f_{cd} – rezistența de calcul la compresiune a betonului (cedare ductilă)

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura comprimată se determină utilizând relația:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + A'_s f_{yd} \left(\frac{x_{eff}}{2} - a' \right). \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii comprimate;
- A_s – aria armăturii comprimate
- A'_s – aria armăturii întinse
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse. se determină similar cu cazul prezentat anterior;
- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate. se determină cu relația: $x_{eff} = \max \left(\frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{b f_{cd}}, 2a' \right)$

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al forței tăietoare. se va determina forța tăietoare de dimensionare. după care se va verifica capacitatea portantă la forță tăietoare a secțiunii. Forțele tăietoare de verificare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea gravitațională din gruparea seismică și momentele încovoietoare de la extremitățile grinzii. corespunzătoare fiecărui sens de acțiune. la formarea articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod.

La fiecare secțiune de capăt. se calculează două valori ale forțelor tăietoare de verificare. maximă ($V_{Ed,max}$) și minimă ($V_{Ed,min}$). corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative ($M_{db,i}$) care se dezvoltă la cele două extremități $i = 1$ și $i = 2$ ale grinzii:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right). \text{ unde:}$$

- $M_{Rb,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i . în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;
- γ_{Rd} – factorul de suprazistență datorat efectului de consolidare al oțelului. $\gamma_{Rd} = 1.20$
- $\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul; valoarea $\sum M_{Rc}$ trebuie să corespundă forței axiale din stâlp în situația asociată sensului considerat al acțiunii seismice obținute în situația seismică de proiectare.

Modul de dimensionare la forță tăietoare și de armare transversală a zonelor critice se stabilește în funcție de valoarea algebrică a raportului între forța tăietoare minimă și cea maximă. $\xi = \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}}$. în secțiunea de calcul.

Pentru verificare se vor determina:

➤ Rezistență bielei comprimate cu relația: $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tan(\theta)}$. unde:

- α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată. valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
- z – brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0.90d$
- v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare. se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$
- θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$

➤ Rezistență armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{ydw} z \cotg(\theta)}{s}$. unde:

- A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale uni rând de etrieri
- s – distanța între rândurile de etrieri

În urma verificării grinzilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din câmp, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic IV (R_sIV), valorile capabile ale acestora depășind $R_3=94.12\%$, astfel, din punct de vedere al rezistenței la solicitările din moment încovoietor, grinzile au comportare normală și asigură stabilitatea ansamblului structural.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din reazem, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic II (R_sII) spre clasa de Risc Seismic (R_sIII), valorile capabile ale acestora ajungând la $R_3=44.23\%$. Dar, în condițiile optime de comportare al ansamblului structural, și ținând cont de mecanismul de disipare al energiei pentru nivelele structurii, se poate aprecia că indicatorul $R_3=66.65\%$, reprezentând media indicatorului R_3 pe nivelele structurii, pentru direcția de acțiune care indică solicitările mai mari.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale grinzilor, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic III (R_sIII), valorile indicatorului de risc seismic fiind la $R_3=68.13\%$.

VERIFICAREA STÂLPILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a stâlpilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea stâlpilor din punct de vedere al momentului încovoietor. se va efectua calculul în următoarele etape:

- N_{Ed} – forța axială de verificare din stâlpi. se determină în combinația seismică considerată;
- Determinarea momentului încovoietor capabil al secțiunii utilizând:
 - $M_{Rd} = A_s f_{yd} d + \frac{N_{Ed} d}{2}$. dacă $x < x_{lim}$
 - $M_{Rd} = A_s f_{yd} d - \frac{N_{Ed} d}{2} + b_c x f_{cd} \left(d - \frac{x}{2} \right)$. dacă $x \geq x_{lim}$ unde:
 - A_s – aria de armătură pe o latură a stâlpului;
 - d – înălțimea activă a zonei întinse
 - x – înălțimea activă a zonei comprimate. $x = \frac{N_{Ed}}{b_c f_{cd}}$

În ceea ce privește calculul forței tăietoare de verificare. forța tăietoare de verificare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel. sub acțiunea momentelor încovoietoare de la extremități. corespunzând. pentru fiecare sens al acțiunii seismice. formării articulațiilor plastice. care pot apărea fie în grinzi. fie în stalpii conectați în nod. Se efectuează următoarele operațiuni pentru determinarea forței tăietoare de verificare:

- Se determină momentele încovoietoare maxime de la extremitățile stâlpului cu următoarea relația: $M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rci} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$. unde:
 - $M_{Rc,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice;
 - γ_{Rd} – factor care ține cont de efectul consolidării oțelului și al fretării betonului în zonele comprimate. are valoarea 1.30 pentru nivelul de la baza construcției și 1.20 pentru restul nivelurilor;
 - $\sum M_{Rb}$ și $\sum M_{Rc}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul;
- Valorile de proiectare ale momentelor capabile în stalpi sunt stabilite pe baza valorilor forțelor axiale din situația de proiectare seismică corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.
- Se determină forța tăietoare de proiectare cu relația: $V_{Ed} = \frac{M_{dc1} + M_{dc2}}{l_{cl}}$. unde:
 - l_{cl} – înălțimea liberă a stâlpului
 - Pentru verificare se vor determina:

- Rezistență bielei comprimate cu relația: $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tan(\theta)}$, unde:
 - α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată. valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
 - z – brațul de pârgie al forțelor interne; $z = 0.90d$
 - v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare. se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right)$
 - θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$
- Rezistență armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{yd} w_z \cotg(\theta)}{s}$, unde:
 - A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale unui rând de etrieri
 - s – distanța între rândurile de etrieri

Figura 0.70. Identificarea stâlpilor ce vor fi verificați

În urma verificării stâlpilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale, încadrează atât pe direcția X de acțiune a seismului, cât și pe direcția Y în clasa de Risc Seismic IV ($R_s IV$), valorile capabile ale acestora depășind **$R_3 > 100\%$** .
- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale stâlpilor, încadrează structura pentru ambele direcții de acțiune a seismului în clasa de Risc Seismic III la limita inferioară ($R_s III$), valorile capabile ale acestora ajungând la **$R_3 = 66.02\%$**

VERIFICAREA PLĂCILOR

Din punct de vedere geometric plăcile sunt elemente la care două dintre dimensiuni sunt mult mai mari decât cea de a treia ($l_1, l_2 \gg h_p$). Plăcile sunt supuse la încărcări normale pe planul lor median. Pentru calculul eforturilor placa se reduce în general la planul său median. Proporțiile geometrice și natura încărcărilor fac ca plăcile să fie solicitate în principal la momente încovoietoare pe două direcții (M_x, M_y). Aceste momente pot fi preluate numai prin dispunerea de armătură longitudinală. Forțele tăietoare (Q_x, Q_y) au, în cele mai multe cazuri, valori scăzute ce pot fi preluate în bune condiții de beton, nefiind necesară armarea transversală.

La celelalte plăci eforturi mai mari au fost întâlnite în zona pereților, acolo unde din cauza fenomenului de străpungere au apărut și momente de încovoiere mari. Însă armarea zonelor respective nu a reprezentat o problemă.

În zona scării au fost lăsate mustați astfel încât la turnarea rampelor și a podeștii intermediare, să fie asigurată conlucrarea/legarea scării cu restul structurii.

Procedura de dimensionare a unei plăci este asemănătoare cu procedura de dimensionare a unei grinzi. astfel pentru placă, utilizând o armare $\phi 10$ OB37 la un pas de 15cm se va obține un moment capabil al plăcii la moment încovoietor de **20.18 kNm**.

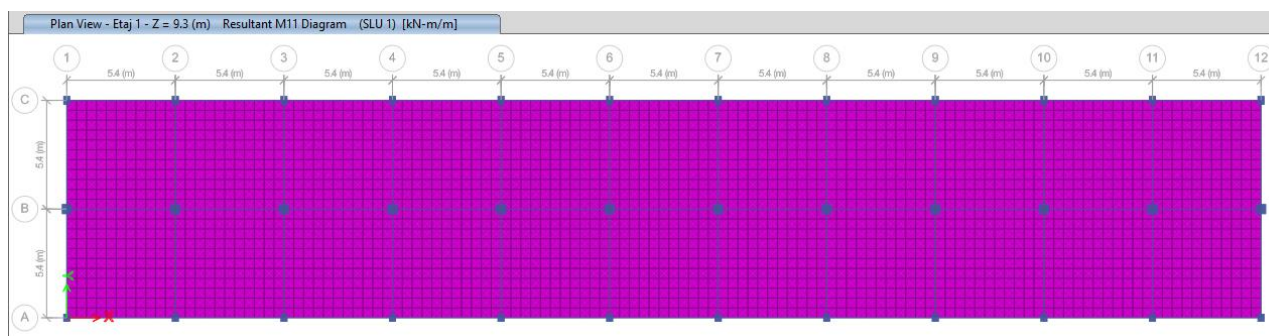


Figura 0.71. Armare în câmp a plăcii – Direcția X

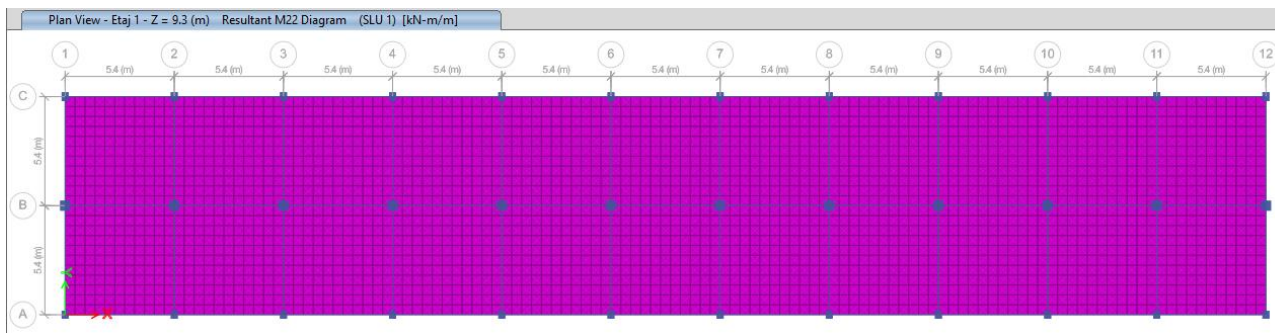


Figura 0.72. Armare în câmp a plăcii – Direcția Y

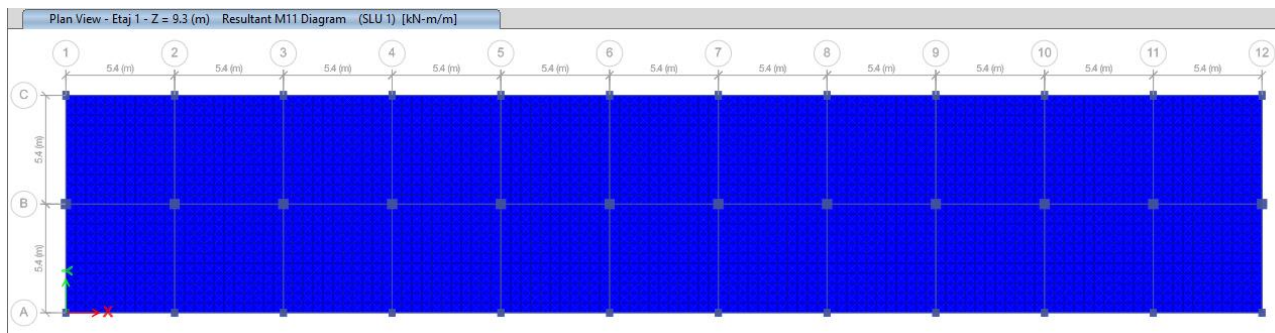


Figura 0.73. Armare în reazem a plăcii – Direcția X

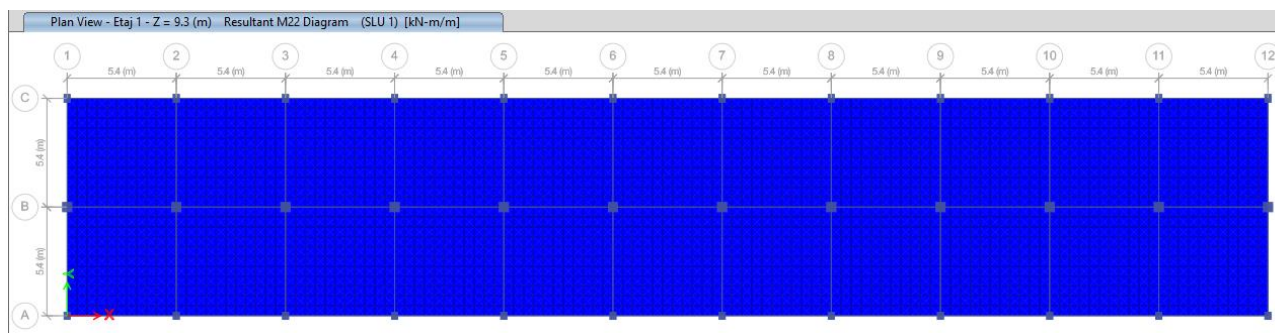


Figura 0.74. Armare în reazem a plăcii – Direcția Y

CORPUL 1 – TRONSON 1

În prezenta anexa se vor efectua verificările pentru *Corpul 1 – Tronsonul 1*, având un regim de înălțime **D+P+1E**, cu înălțimea demisolului de **3.00m** și înălțimea de nivel curent **3.15m**.

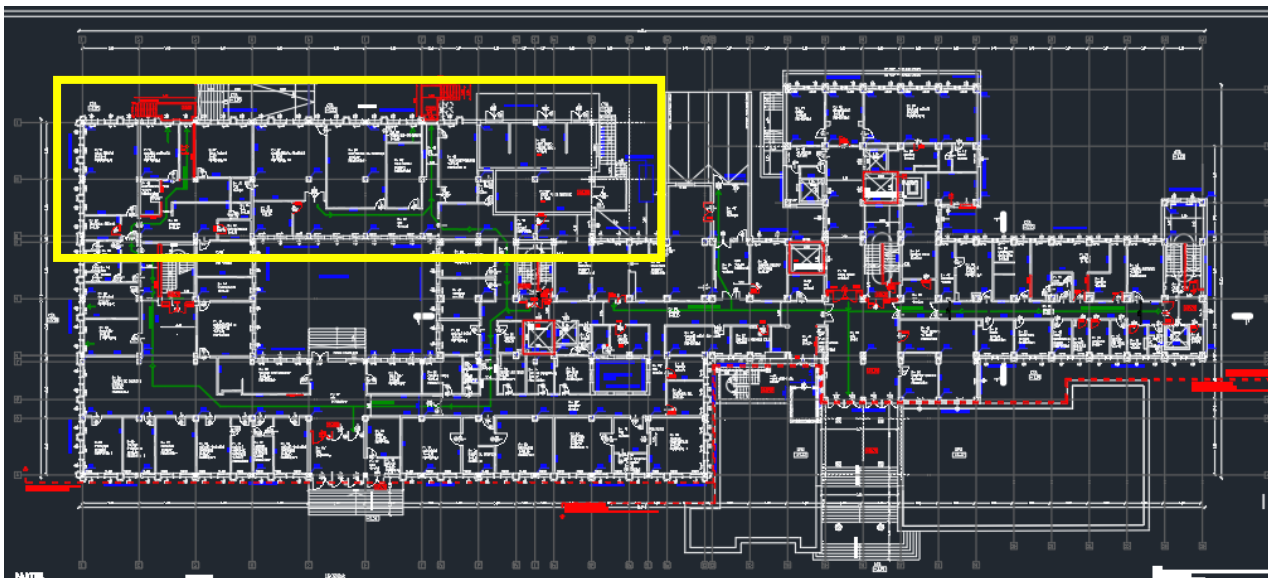


Figura 0.75. Identificarea Obiectivului Verificat

Modelarea structurii s-a realizat, în conformitate cu legislația în vigoare, cu ajutorul mai multor programe folosite în mod uzual de ingineri, având la bază metoda elementului finit. Prin modelarea numerică a structurii, s-au obținut toate informațiile necesare în vederea asigurării performanței structurale.

Pentru modelarea numerică pentru calcul a structurilor de beton armat în aplicații practice ingineresti se utilizează următoarele tipuri de elemente:

- Elemente de tip bară – pentru modelarea stâlpilor și grinzilor;
- Elemente de suprafață – pentru modelarea plăcilor, pereților, după caz;
- Resoarte liniare pentru modelarea legăturii cu terenul, după caz.

Efectele cutremurului sunt approximate printr-un set de forțe convenționale aplicate construcției. Mărimea forțelor laterale este stabilită astfel încât deplasările (deformațiile) obținute în urma unui calcul liniar al structurii la aceste forțe să aproximeze deformațiile impuse structurii de către forțele seismice.

Calcul structural s-a făcut în domeniul elastic conform metodelor descrise în P100-1/2013, cu spectre de răspuns precum și cu metoda forțelor seismice statice echivalente, ținând seama de toate criteriile de evaluarea a forțelor seismice.

Verificarea elementelor structurale se face la starea limită ultimă și respectiv starea limită de serviciu, similar condițiilor prevăzute de P100-1 la proiectarea structurilor noi. În cazul SLU se efectuează verificări ale rezistenței și ale deplasărilor laterale, în timp ce la SLS se efectuează numai verificări ale deplasărilor laterale.

Au fost realizate mai multe modele analitice și ipoteze de calcul pentru identificarea vulnerabilităților structurale ale structurii existente în vederea continuării realizării structurii propuse inițial, conform exigențelor impuse prin standardele și normativele actuale.

În concordanță cu structura existentă și propusă și a exigențelor arhitecturale, funcționale și de amplasament se pot identifica următoarele stări limită:

- 3) Stări limite ultime (SLU) sub diverse acțiuni/efecte, reprezentate prin:
 - a) Pierderea capacității de rezistență a elementelor structurale și a structurii sau deformarea excesivă a structurii și elementelor sale componente;
 - b) Pierderea capacității de rezistență a terenului sau deformarea excesivă a acestuia;
 - c) Pierderea echilibrului static al structurii sau al unei părți a acesteia, considerată ca solid rigid.
- 4) Starea limită de serviciu (SLS) sub diverse acțiuni/efecte, reprezentate prin:

Depășirea limitelor deformațiilor și vibrațiilor structurii sau elementelor structurale pentru care este asigurată buna exploatare a clădirii și echipamentelor, confortul oamenilor și limitarea degradărilor elementelor nestructurale.

EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR

CLASIFICAREA ÎNCĂRCĂRILOR

Calculul structurii de rezistență s-a efectuat sub acțiunea a două tipuri de încărcări:

ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE

- *Încărcări Permanente* - acestea provin din elementele structurale, dar și din elementele nestructurale. Sarcinile din elementele structurale sunt calculate automat de programul de calcul, iar cele din elementele nestructurale sunt aplicate ca forțe uniform distribuite de tip arie sau liniare, în funcție de zona în care se aplică.
- *Încărcări Utile* – Acestea sunt considerate în conformitate cu SR EN 1991-1-1:2004 și CR 1-1-1/2012.
- *Încărcări din zăpadă* – Acestea sunt considerate în conformitate cu CR1-1-3/2012.

ÎNCĂRCĂRI LATERALE

- *Încărcarea din vânt* – Acestea sunt considerate în conformitate cu CR1-1-4/2012.
- *Încărcarea seismică* – Acestea sunt considerate în conformitate cu P100-1/2013.

În tabelele de mai jos se regăsesc acțiunile gravitaționale care acționează pe structură, fără acțiunile gravitaționale din greutatea proprie a elementelor structurale.

Tabel 0.1. Încărcări pe placă nivel curent

TIP	NUME	q_k [kN/m ²]	ψ	q^{GF} [kN/m ²]	ψ	q^{GLD} [kN/m ²]
Permanentă	Sapa + Paroseala	1.70	1.35	2.30	1.00	1.70
Permanentă	Compartimentari	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
Permanentă	Tavan + Instalatii	0.30	2.35	0.71	1.00	0.30
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		3.00	Σ	4.35	Σ	3.00
Variabilă	Încărcare utilă	1.50	1.50	2.25	0.30	0.45
TOTAL GREUTĂȚI VARIABILE		1.50	Σ	2.25	Σ	0.45

Tabel 0.2. Încărcări pe placa de la ultimul nivel

TIP	NUME	q_k [kN/m ²]	ψ	q^{GF} [kN/m ²]	ψ	q^{GLD} [kN/m ²]
Permanentă	Hidroizolație	2.50	1.35	3.38	1.00	2.50
Permanentă	Tavan + Instalatii	0.30	2.35	0.71	1.00	0.30
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		2.80	Σ	4.08	Σ	2.80
Variabilă	Încărcare utilă	0.75	1.05	0.79	0.30	0.23
Variabilă	Încărcare zăpadă	1.84	1.50	2.76	0.40	0.74
TOTAL GREUTĂȚI VARIABILE		2.59	Σ	3.55	Σ	0.96

Tabel 0.3. Încărcări pe grinzi perimetrare

Tip încărcare	Nume încărcare	q_k [kN/m]	ψ	q^{GF} [kN/m]	ψ	q^{GLD} [kN/m]
Permanentă	Închidere perimetrală	7.50	1.35	10.12	1.00	7.50
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		7.50	Σ	10.12	Σ	7.50

Tabel 0.4. Încărcări pe grinzi perimetrare la ultimul nivel

Tip încărcare	Nume încărcare	q_k [kN/m]	ψ	q^{GF} [kN/m]	ψ	q^{GLD} [kN/m]
Permanentă	Atic	3.50	1.35	4.73	1.00	3.50
TOTAL GREUTĂȚI PERMANENTE		3.50	Σ	4.73	Σ	3.50

Gruparea încărcărilor

Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor conform CR 0 2012 – Bazele Proiectării Construcțiilor:

GRUPAREA FUNDAMENTALĂ

- e) $G_{k,i}$ – efectul pe structură al acțiunii permanente i , luată cu valoarea sa caracteristică;
- f) $Q_{k,i}$ – efectul pe structură al acțiunii variabile i , luată cu valoarea sa caracteristică;
- g) $Q_{k,1}$ – efectul pe structură al acțiunii variabile, ce are ponderea predominantă între acțiunile variabile, luată cu valoarea sa caracteristică;
- h) P – efectul precomprimării.

$$E_d = \sum_{j=1}^n 1.35 G_{k,j} + \gamma_p P + 1.5 Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n 1.5 \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

GRUPAREA SPECIALĂ

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + A_{Ek} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- b) A_{Ek} – este valoarea caracteristică a acțiunii seismice ce corespunde intervalului mediu de recurentă, IMR adoptat de cod (IMR = 225 ani conform P100-1/2013).

Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor la stări limită de serviciu:

➤ *Combinăția (gruparea) caracteristica*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

➤ *Combinăția (gruparea) frecventă*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

➤ *Combinăția (gruparea) cvasipermanentă*

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i=1}^m \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- ψ_0 – Factor pentru valoarea de grupare a acțiunii variabile;
- ψ_1 – Factor pentru valoarea frecventă a acțiunii variabile;
- ψ_2 – Factor pentru valoarea cvasipermanentă a acțiunii variabile;

Tabel 0.5. Valorile factorilor de grupare

ACȚIUNEA	FACTORI DE GRUPARE		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Acțiuni Din Exploatare Provenind Din Funcțiunea Clădirii			
1. Rezidențială	0.70	0.50	0.30
2. Birouri	0.70	0.50	0.30
3. Întrunire/Adunare	0.70	0.70	0.60
4. Spații Comerciale	0.70	0.70	0.60
5. Spații De Depozitare	1.00	0.90	0.80
6. Acoperișuri	0.70	0.00	0.00
Acțiuni Din Trafic			
1. Greutatea Vehiculelor < 30kn	0.70	0.70	0.60
2. Greutatea Vehiculelor 30 - 160kn	0.70	0.50	0.30
Acțiuni Din Zăpadă	0.70	0.50	0.40
Acțiuni Din Vânt	0.70	0.20	0.00
Acțiuni Din Variații De Temperatură	0.60	0.50	0.00

Evaluarea încărcărilor seismice

Acțiunea seismică a fost modelată prin două metode, și anume metoda calculului modal cu spectre de răspuns și metoda forțelor seismice statice echivalente. Prima metodă a fost folosită pentru verificarea deplasărilor la cele două stări limită, la verificarea maselor antrenate și de asemenea la verificarea elementelor structurale. În cazul metodei forțelor seismice statice echivalente, acțiunea forțelor laterale a fost considerată separat pe direcțiile principale de rezistență ale clădirii. Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determina după cum urmează (cf. P100-1/2013):

$$F_b = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Unde:

- γ_1 - este factorul de importanta-expunere al construcției, considerat cu valoarea de 1.0 pentru clasa I de importanta-expunere a clădirii analizate - $\gamma_1 = 1.40$.
- $S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1
- T_1 - perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul ce conține direcția orizontală
- m - masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i
- λ - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, a cărui valoare este egală cu 1.0 dacă $T_1 < T_C$ și clădirea are mai puțin de 2 niveluri - $\lambda = 1.00$

Ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1 se obține cu relația (cf. P100-1/2013):

$$S_d(T_1) = a_g \cdot \frac{\beta(T_1)}{q}$$

$$T_B < T_1 < T_C \rightarrow \beta(T) = \beta_0$$

unde:

a_g - valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare - $a_g = 0.25g$

$\beta(T_1)$ - forma normalizată a spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului - $\beta = 2.50$

q - este factorul de comportare al structurii (factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic) $q = 3.50$. (cadre din beton armat construite în perioada 1978 - 1991)

$$S_d(T_1) = 0.179g$$

$$F_b = 1.40 \cdot 0.179g \cdot m \cdot 1.00 = 0.250 \cdot G$$

Evaluarea încărcării din zăpadă

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe acoperiș, s_k se determină astfel:

$$s_{0,k} = \gamma_{IS} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k}$$

Unde:

- γ_{IS} - este factorul de importanță - expunere pentru acțiunea zăpezii;
- μ_i - este coeficientul de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperiș;
- $s_{0,k}$ - valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol [kN/m^2] în amplasament;
- C_e - coeficient de expunere al amplasamentului construcției;
- C_t - coeficient termic;
- $\gamma_{IS} = 1.15$ (importanță III);
- $C_e = 1.00$ (expunere normală);
- $C_t = 1.00$ (acoperișuri cu termoizolație uzuală);
- $s_{0,k} = 2.00 kN/m^2$ (pentru municipiul Ploiești);
- $\mu_i = 0.80$ (pentru acoperișuri cu pantă: $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$).

$$s_{0,k} = \gamma_{IS} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k} = 1.84 \frac{kN}{m^2}$$

MODELUL DE CALCUL

Clădirea a fost modelată numeric în programul de element finit ETABS. Fiecare corp de clădire a fost modelat separat, având în vedere faptul că aceste corpuri de clădire sunt separate prin rosturi seismice. Pentru a surprinde cât mai bine toate efectele induse de încărcările gravitaționale și laterale, au fost realizate mai multe modele numerice, astfel:

- 5) Modelul de calcul pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurii: perioade de vibrație, moduri de vibrație, etc.;
- 6) Modelul de calcul pentru verificarea deplasărilor relative de nivel asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU. Pentru SLU s-a considerat că betonul lucrează în stadiul fisurat, astfel rigiditatea acestuia s-a considerat $0.5EI$. Pentru SLS s-a considerat că se lucrează cu betonul nefisurat.
- 7) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni statice asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU.
- 8) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni dinamice asociate SLU.

De menționat că toate modelele de mai sus au fost considerate încastrate la nivelul pardoselii parterului, fără a considera elementele infrastructurii.

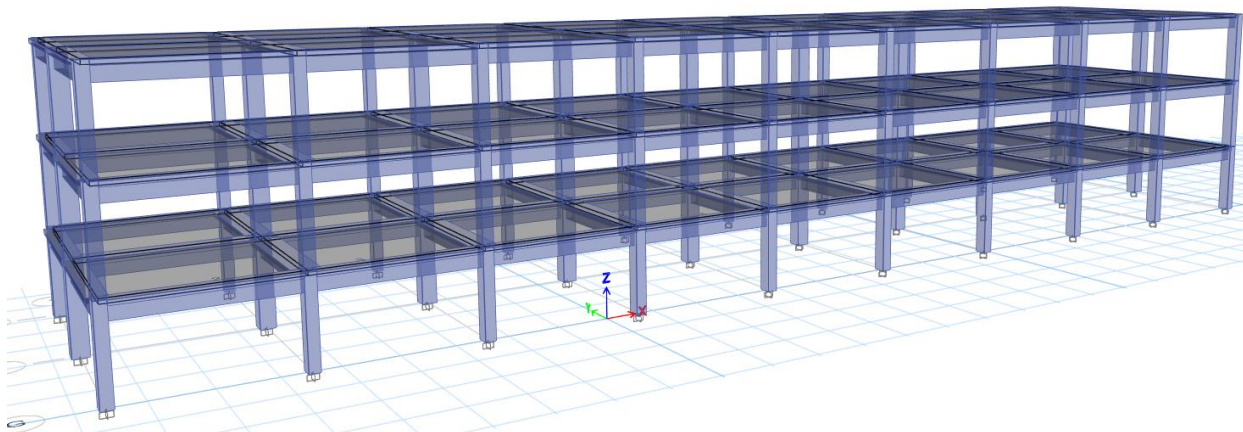


Figura 0.1. Vedere 3D a suprastructurii clădirii

REZULTATELE ANALIZEI MODALE



Figura 0.1. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=0.490s$ – Translație majoritară pe direcția X

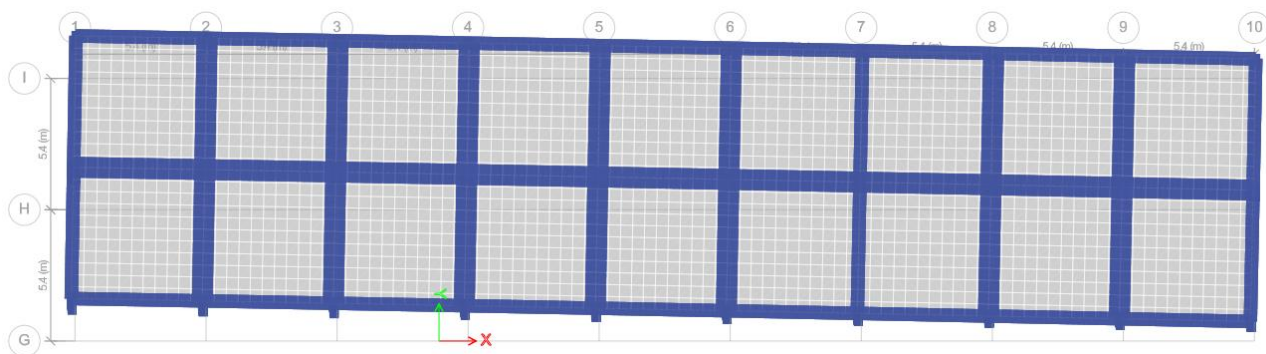


Figura 0.2. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.482s$ – Translație majoritară pe direcția Y



Figura 0.3. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.440s$ – Rotația majoritară în jurul axei Z

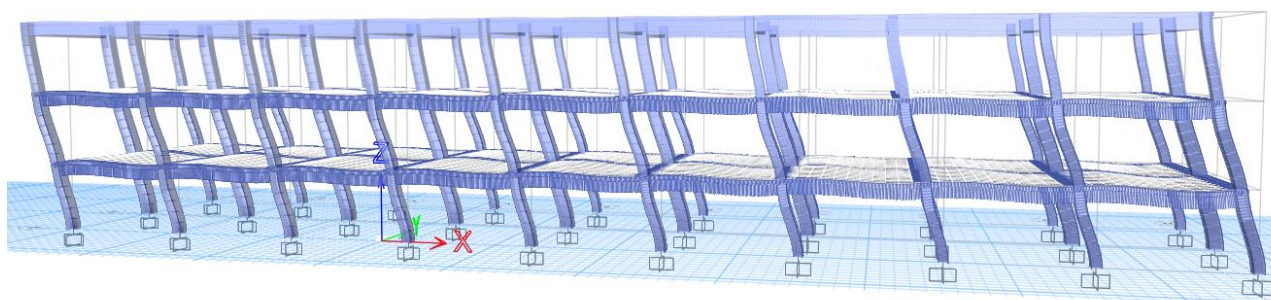


Figura 0.4. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=0.490s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția Y

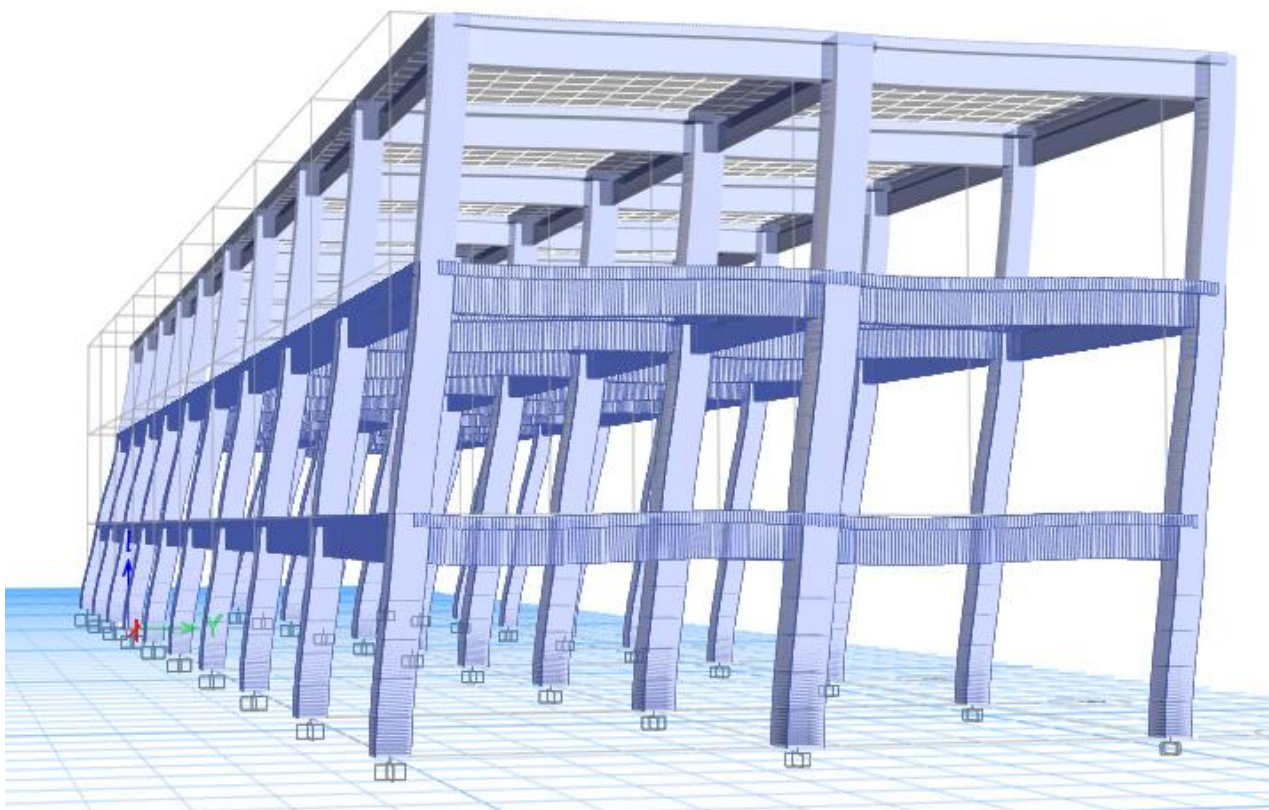


Figura 0.5. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.482s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția Y

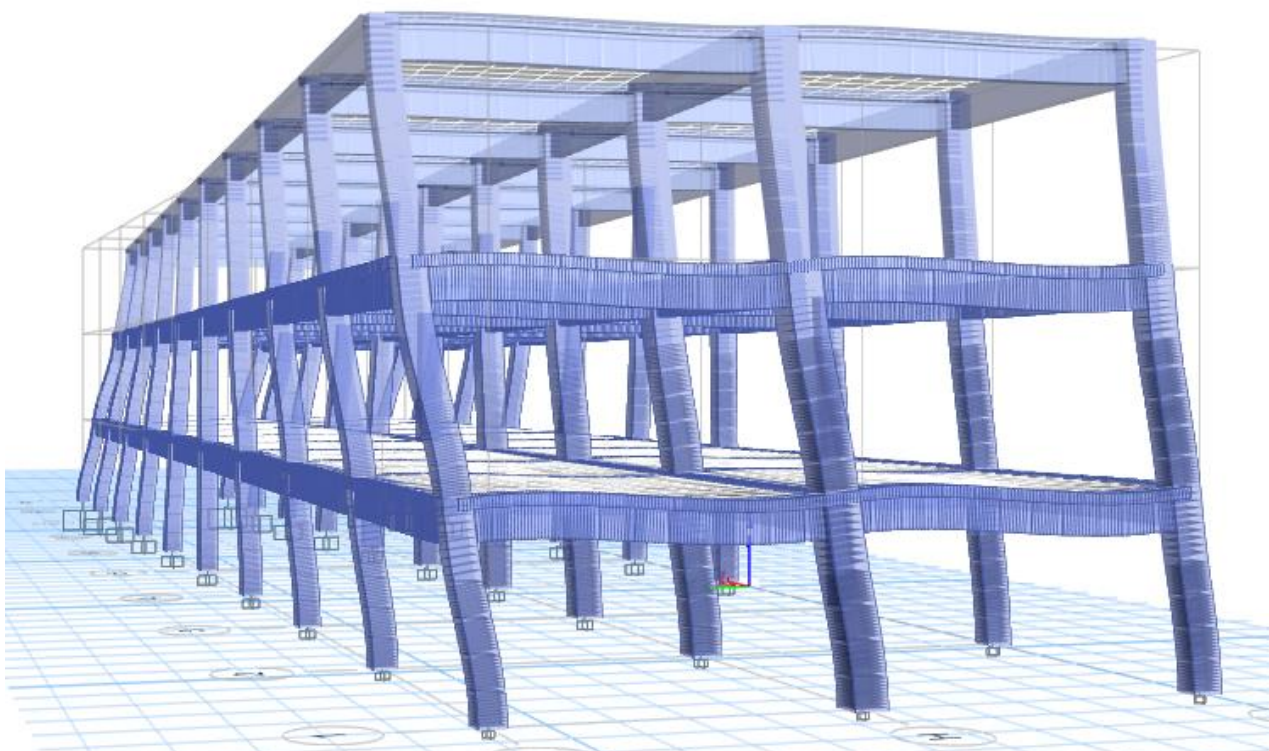


Figura 0.6. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.440s$ – 3D – Rotația majoritară în jurul axei Z

Tabel 0.1. Mase antrenate pe primele 3 moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.490	86.42%	0.11%	0.10%
Modal	2	0.482	0.15%	82.09%	3.81%
Modal	3	0.440	0.06%	3.81%	82.15%

Tabel 0.2. Suma maselor antrenate pe cele trei moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Modal	1	0.490	86.42%	0.11%	0.10%
Modal	2	0.482	86.57%	82.19%	3.91%
Modal	3	0.440	86.63%	86.00%	86.06%
Modal	4	0.161	97.15%	86.00%	86.07%
Modal	5	0.155	97.16%	96.37%	86.64%
Modal	6	0.142	97.16%	96.93%	96.95%
Modal	7	0.100	99.99%	96.93%	96.95%
Modal	8	0.100	100.00%	96.94%	96.99%
Modal	9	0.095	100.00%	99.74%	97.14%
Modal	10	0.087	100.00%	99.85%	99.83%
Modal	11	0.083	100.00%	99.92%	99.94%
Modal	12	0.065	100.00%	100.00%	99.98%

Verificarea deplasărilor relative de nivel

În conformitate cu prevederile Anexei E din P100-1:2013, verificarea deplasărilor relative de nivel se face la două stări limită, respectiv starea limită de serviciu (SLS) și starea limită ultimă (SLU).

Verificarea deplasărilor relative la starea limită de serviciu

La calculul deplasărilor corespunzătoare stării limită de serviciu – SLS – s-a considerat rigiditatea elementelor în stadiul nefisurat(EI).

Verificarea la Starea Limită de Serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la starea limită de serviciu este de 5‰

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E, P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v(T_1)q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

Relația 0.1. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Unde:

- d_r^{SLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;
- $v(T_1)$ – factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului este $v=0,5$;
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare;
- d_{ra}^{SLS} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu $0.005h$;
- q -factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare;
- Valorile de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton armat cu pereți:
- $EI_{conv} = 0,5E_cI_c$;

unde: E_c – modulul de elasticitate al betonului

I_c – moment de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

$$v(T_1) = \begin{cases} 2,50 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 2,50 - 2 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 0,50 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.2. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Tabel 0.1. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor v

$T_c(s)$	<i>Perioada de realizare a clădirii</i>					
	<i>Înainte de 1963</i>		<i>1963 – 1981</i>		<i>1981 – 2005</i>	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$
1.60	0.20	1.20	0.00	1.00	-3.00	0.80
1.00	0.20	0.90	0.00	0.70	-3.00	0.60
0.70	0.10	0.60	0.00	0.50	-1.00	0.40

Tabel 0.2. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism X+	X	0.001798	0.0035	141.60%
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.002955	0.0058	86.16%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.002522	0.0050	100.95%
MIN=					86.16%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					109.57%

Tabel 0.3. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism X-	X	0.001806	0.0035	140.97%
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.002953	0.0058	86.22%
Parter	Grupare Seism X-	X	0.002518	0.0049	101.11%
MIN=					86.22%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					109.43%

Tabel 0.4. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism Y+	Y	0.002261	0.0044	112.60%
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.003647	0.0072	69.81%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.002998	0.0059	84.92%
MIN=					69.81%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					89.11%

Tabel 0.5. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 2	Grupare Seism Y-	Y	0.002183	0.0043	116.63%
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.003582	0.0070	71.08%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.002959	0.0058	86.04%
MIN=					71.08%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					91.25%

Se poate constata, conform rezultatelor obținute în tabelele prezentate de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al deplasărilor la *Starea Limită de Serviciu* structura se încadrează în clasa de risc seismic III (RsIII), având un indicator de risc seismic **R₃=69.81%**.

Verificarea deplasărilor la starea limită ultimă

Verificarea la starea limită ultimă are drept scop evitarea pierderilor de viață omenești la atacul unui cutremur major, foarte rar, ce poate apărea în viața unei construcții, prin prevenirea prăbușirii totale a elementelor nestructurale. Se urmărește deopotrivă realizarea unei marje de siguranță suficiente față de stadiul cedării elementelor structurale.

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E. P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLU} = c(T_1) q d_{re} \leq d_{ra}^{SLU}$$

Relația 0.3. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită Ultimă

Unde:

- d_r^{SLU} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU
- q – factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare
- d_{ra}^{SLU} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel
- $c(T_1)$ – factorul de amplificare al deplasărilor

Factorul de amplificare a deplasărilor (c), se determină în funcție de tipul structurii, astfel:

$$c(T_1) = \begin{cases} 4.00 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 4.00 - 3 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 1.00 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.4. Determinarea factorului de amplificare a deplasărilor – $c(T_1)$

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale și modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorii de 0.025h (unde h este înălțimea de nivel).

Tabel 0.6. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor c

$T_c(s)$	<i>Perioada de realizare a clădirii</i>					
	<i>Înainte de 1963</i>		<i>1963 – 1981</i>		<i>1981 – 2005</i>	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$
1.60	0.50	1.30	0.40	1.20	0.25	1.10
1.00	0.40	1.10	0.25	1.00	0.20	0.80

Tabel 0.7. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.001798	0.0160	155.79%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.002955	0.0264	94.79%
Demisol	Grupare Seism X+	X	0.002522	0.0225	111.07%
MIN=					94.79%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					120.55%

Tabel 0.8. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.001806	0.0161	155.10%
Parter	Grupare Seism X-	X	0.002953	0.0264	94.86%
Demisol	Grupare Seism X-	X	0.002518	0.0225	111.24%
MIN=					94.86%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					120.40%

Tabel 0.9. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.002261	0.0202	123.89%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.003647	0.0325	76.81%
Demisol	Grupare Seism Y+	Y	0.002998	0.0268	93.43%
MIN=					76.81%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					98.04%

Tabel 0.10. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,y}$	R _{3ULS}
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.002183	0.0195	128.32%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.003582	0.0320	78.20%
Demisol	Grupare Seism Y-	Y	0.002959	0.0264	94.66%
MIN=					78.20%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					100.39%

Se poate constata conform rezultatelor obținute în tabelele de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al deplasărilor la *Starea Limită Ultimă* structura se încadrează în clasa de risc seismic III (R_sIII), având un indicator de risc seismic **R₃=76.81%**.

VERIFICAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE

Verificările s-au efectuat pentru SLU, folosind rigiditatea betonului redusă 0.5EI. În cele ce urmează vor fi prezentate rezultatele analizei pentru elementele cele mai încărcate ale structurii. Vor fi expuse rezultatele din combinația seismică cea mai defavorabilă.

Pentru realizarea calculelor se vor prezenta caracteristicile materialelor principale utilizate pentru a dimensiona elementele structurale ale clădirii.

Caracteristici ale betonului

Categoria de beton utilizată	C25/30	
Rezistența caracteristică la compresiune a betonului	$f_{ck} =$	25.00 N/mm ²
Rezistența medie la compresiune a betonului	$f_{cm} =$	33.00 N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20
Rezistența de calcul la compresiune, cedare ductilă	$f_{cd,ductil} =$	27.50 N/mm ²
Rezistența de calcul la compresiune, cedare fragilă	$f_{cd,fragil} =$	18.33 N/mm ²
Rezistența caracteristică la întindere a betonului	$f_{ctk} =$	2.60 N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare ductilă	$f_{ctd,ductil} =$	2.17 N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare fragilă	$f_{ctd,fragil} =$	0.90 N/mm ²
	$f_{ctd2} =$	9.55 N/mm ²
	$v =$	0.54

Caracteristici ale oțelului

Calitatea oțelului utilizat	PC52	
Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk} =$	510.00 N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil} =$	425.00 N/mm ²
Rezistența de calcul, cedare fragilă	$f_{yd,fragil} =$	369.57 N/mm ²

Armătură longitudinală **OB37**

Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk} =$	370.00 N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil} =$	308.33 N/mm ²

STABILIREA EFORTURILOR

În urma rulării structurii, s-au obținut eforturile de verificare pentru elementele principale care susțin structura. Aceste eforturi vor fi prezentate în figurile prezentate mai jos, ulterior se vor prezenta procedurile de calcul privind modul de verificare al eforturilor.

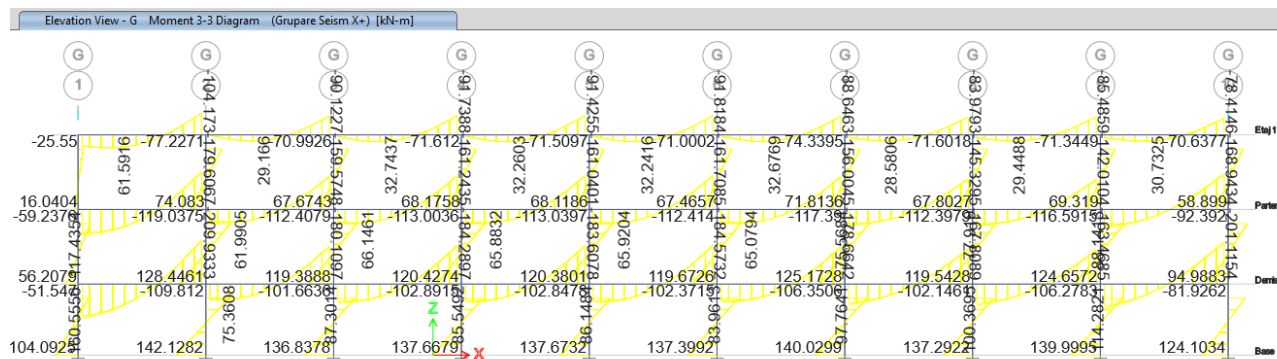


Figura 0.1. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax G

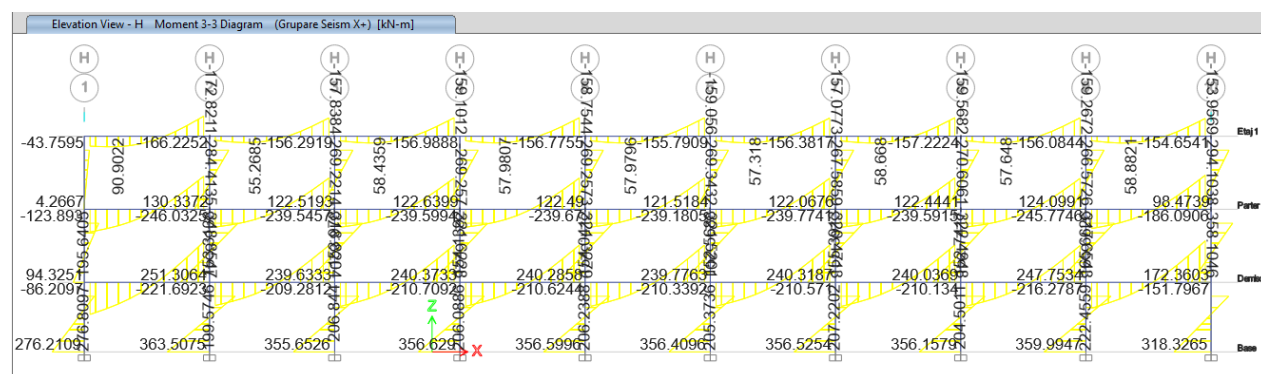


Figura 0.2. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax H

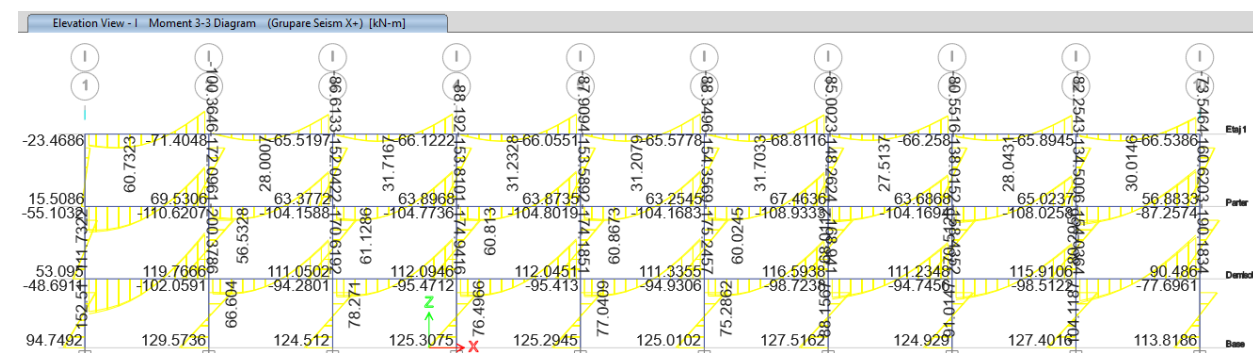


Figura 0.3. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax I

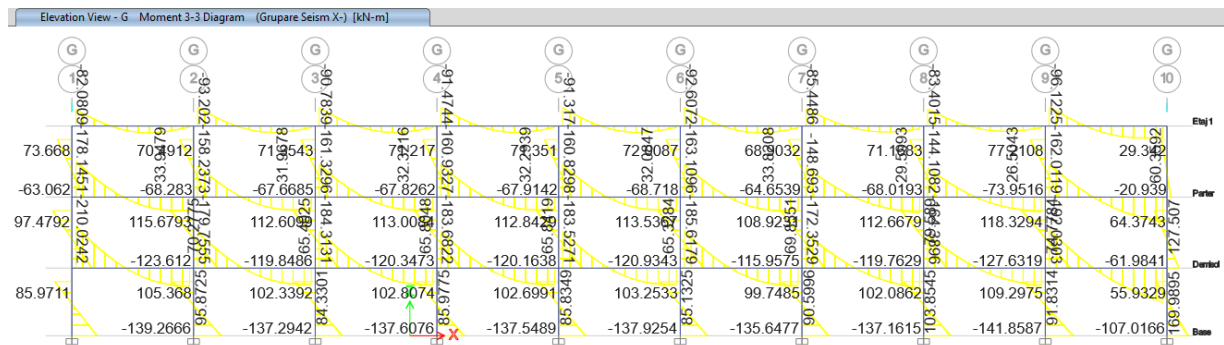


Figura 0.4. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax G

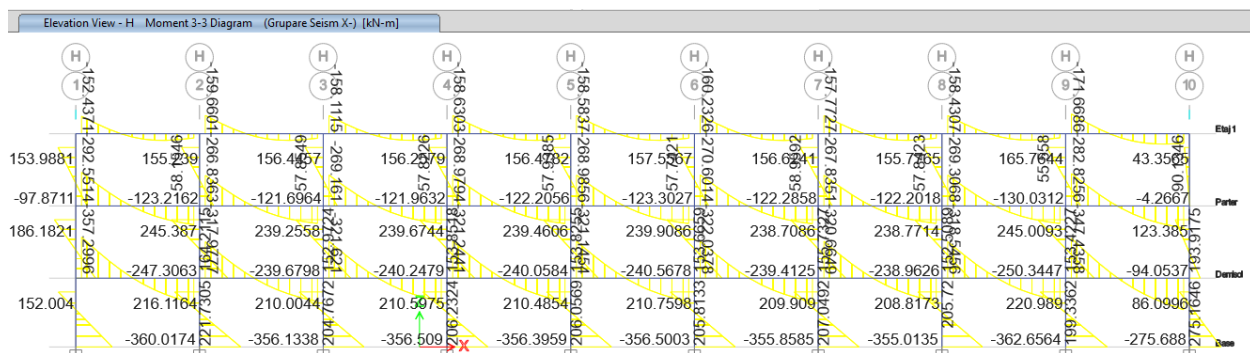


Figura 0.5. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax H

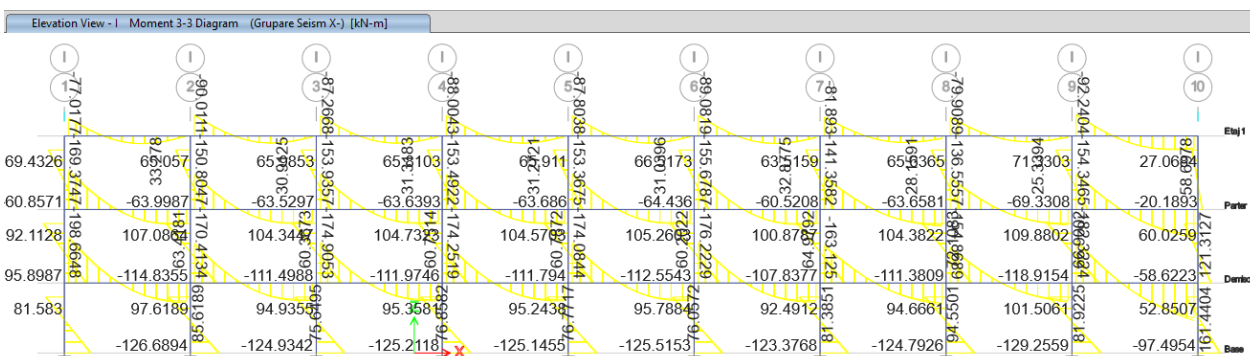


Figura 0.6. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax I

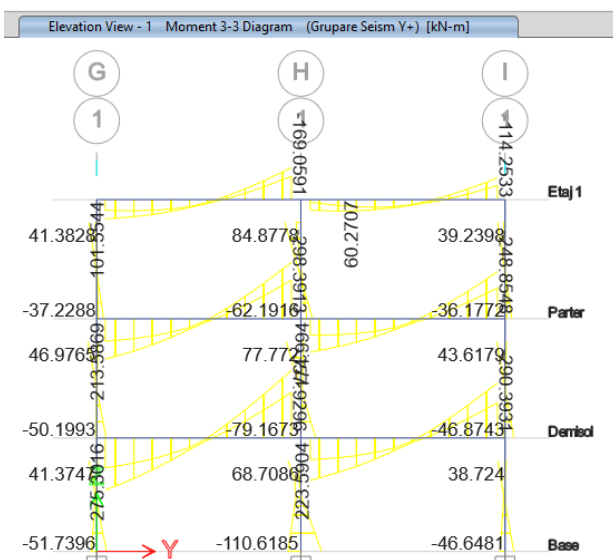


Figura 0.7. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax I

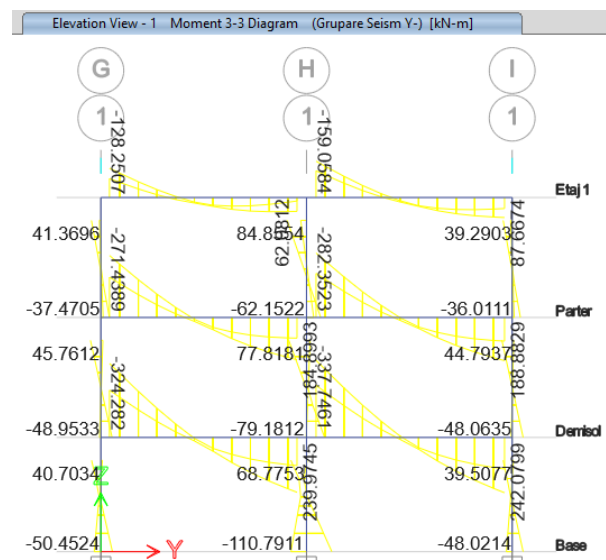


Figura 0.8. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax I

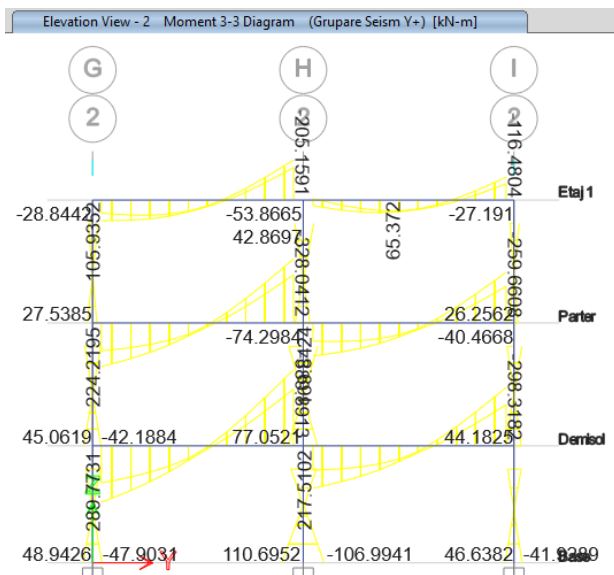


Figura 0.9. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 2

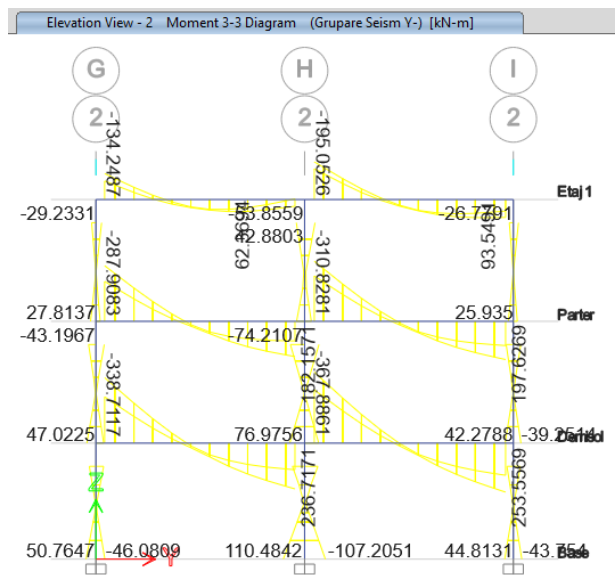


Figura 0.10. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 2

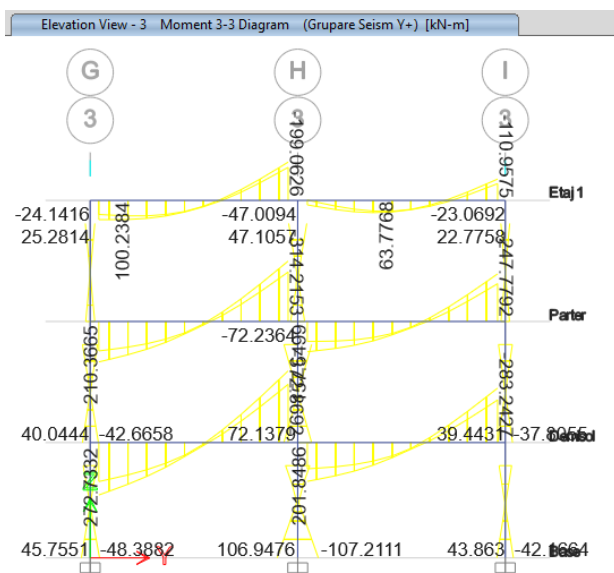


Figura 0.11. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 3

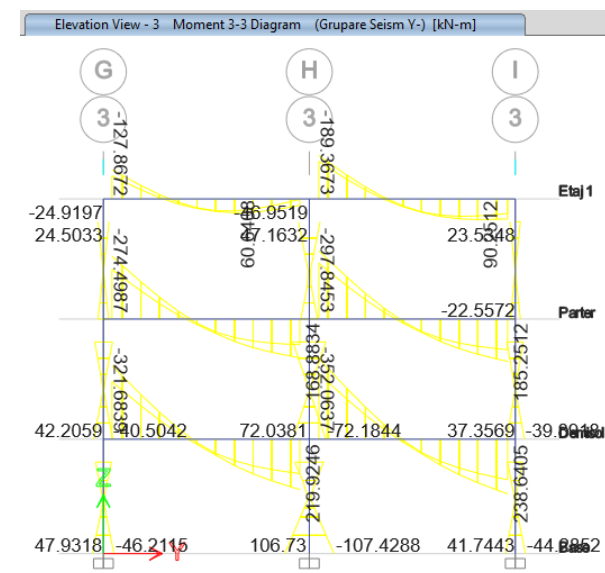


Figura 0.12. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 3

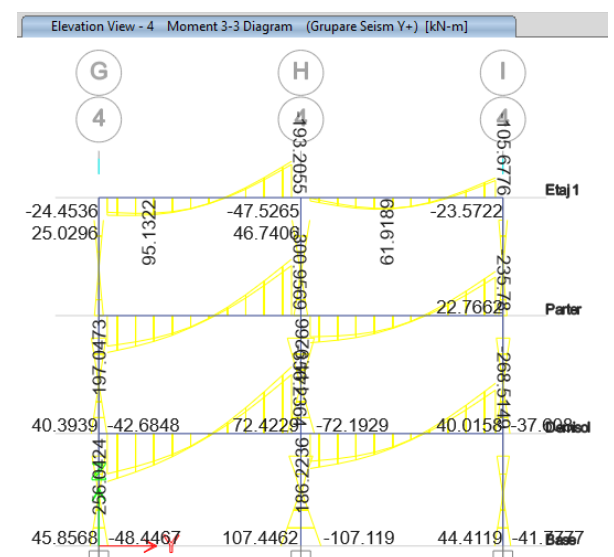


Figura 0.13. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 4

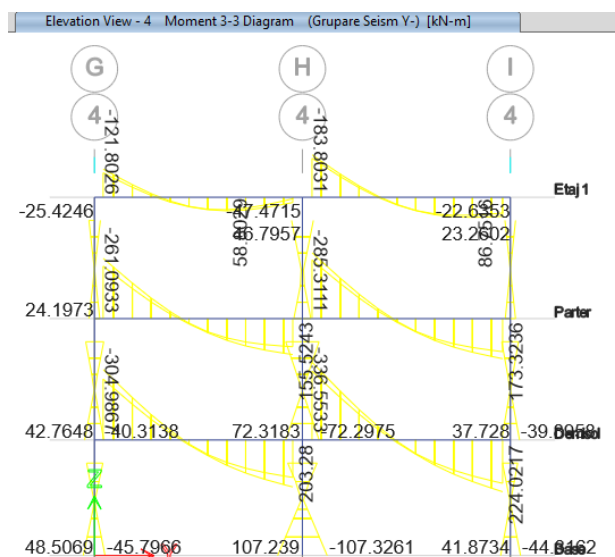


Figura 0.14. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 4

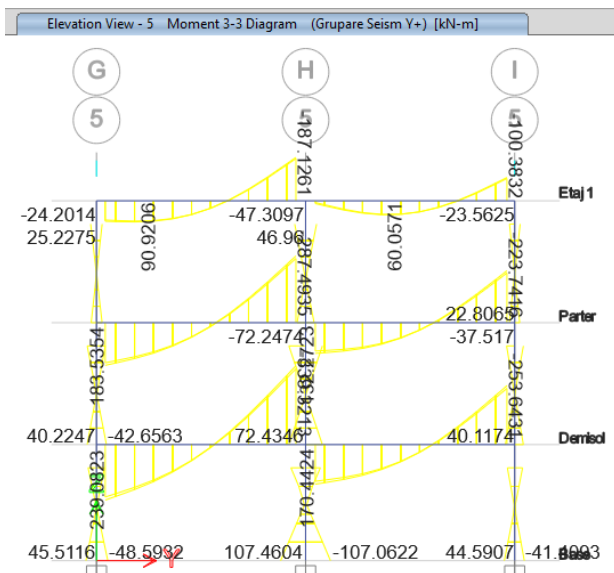


Figura 0.15. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 5

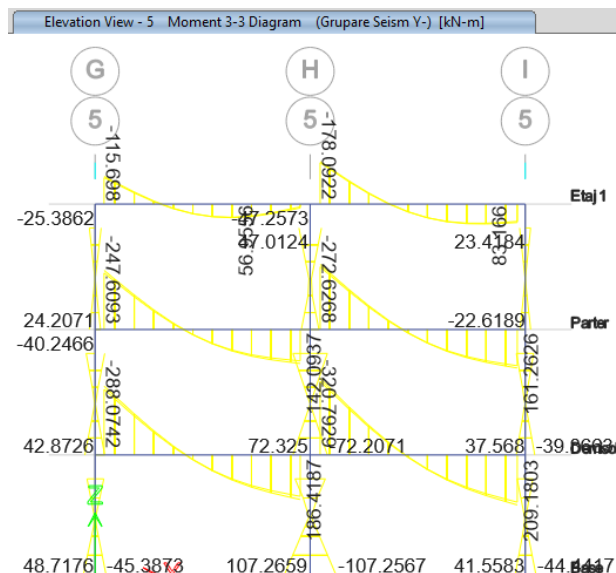


Figura 0.16. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 5

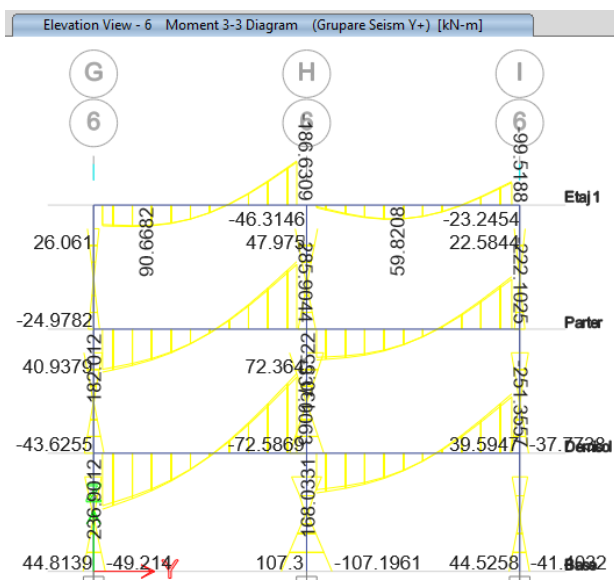


Figura 0.17. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 6

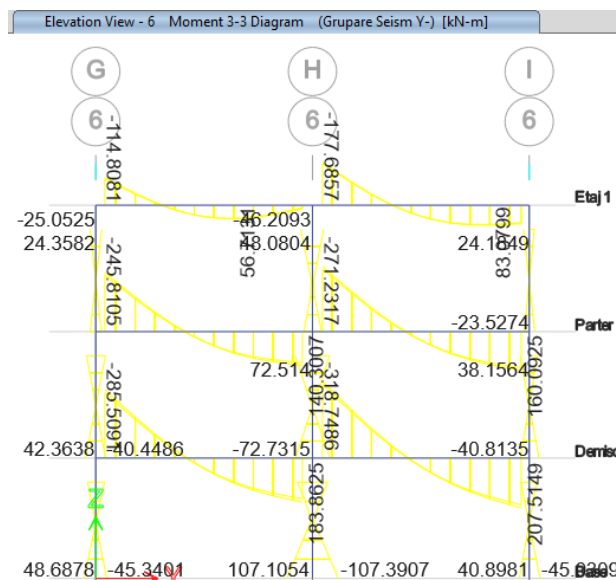


Figura 0.18. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 6

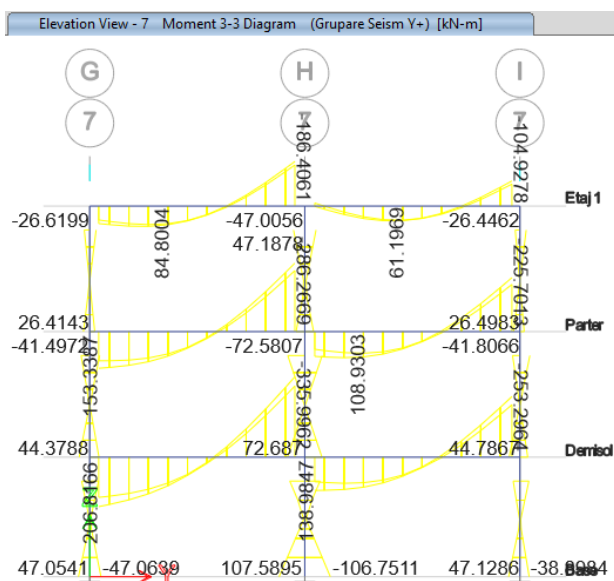


Figura 0.19. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 7

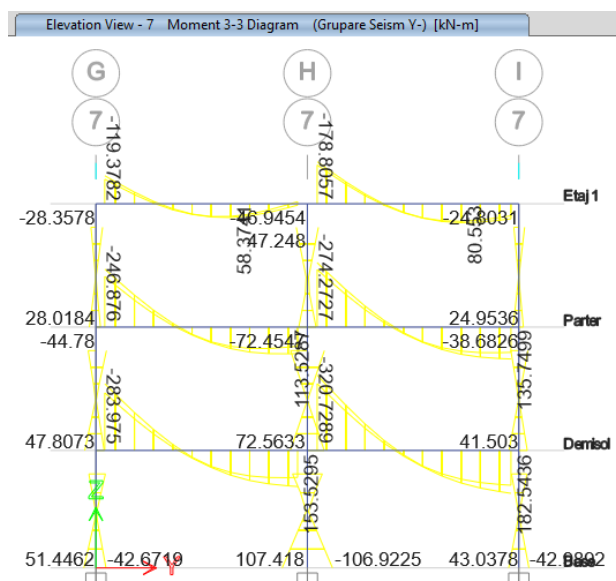


Figura 0.20. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 7

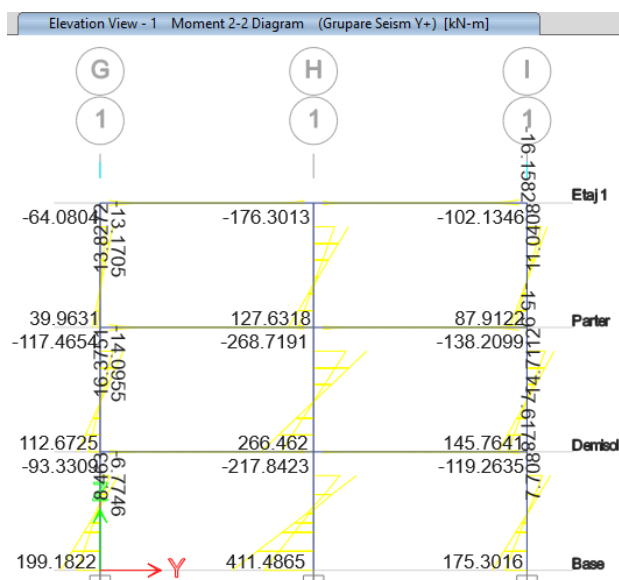


Figura 0.21. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 1

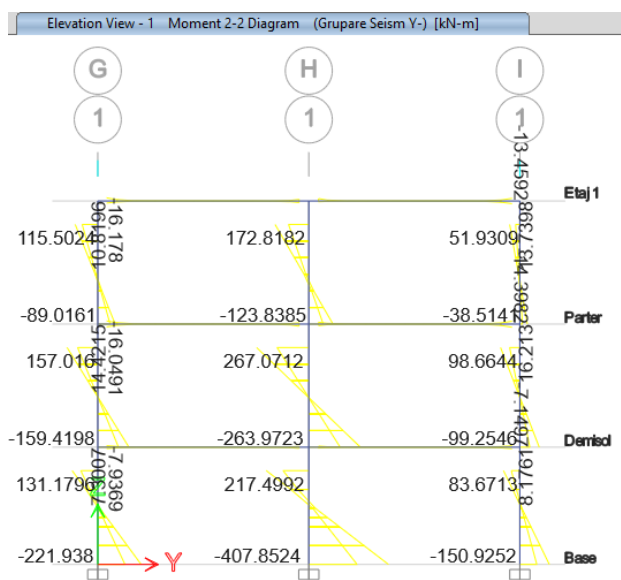


Figura 0.22. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 1

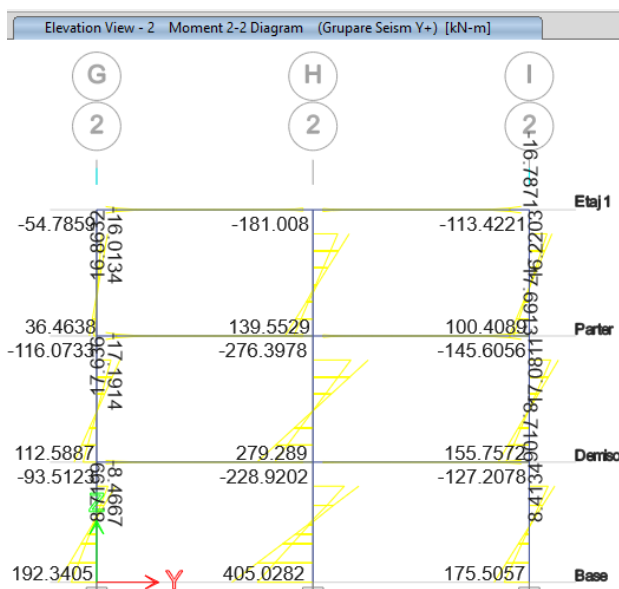


Figura 0.23. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 2

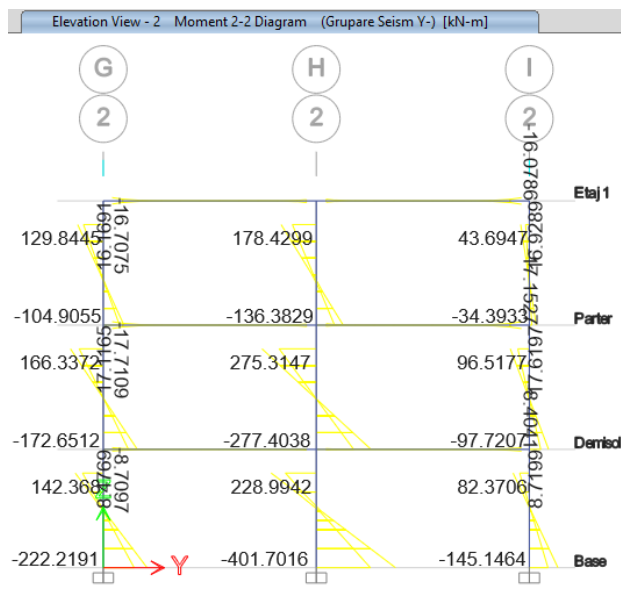


Figura 0.24. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 2

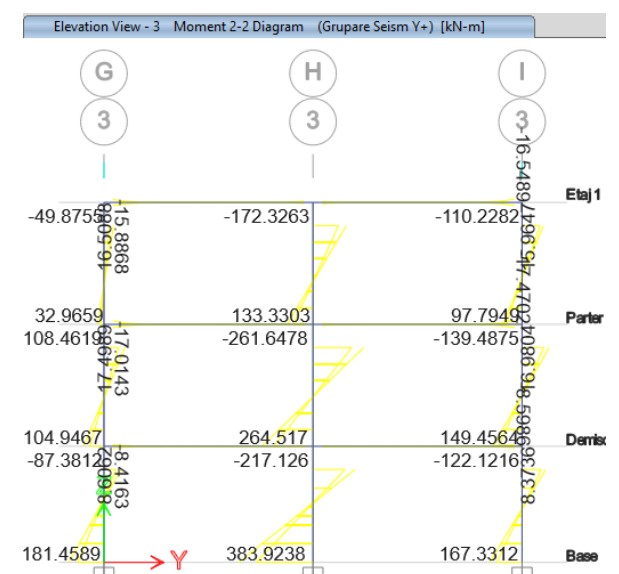


Figura 0.25. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 3

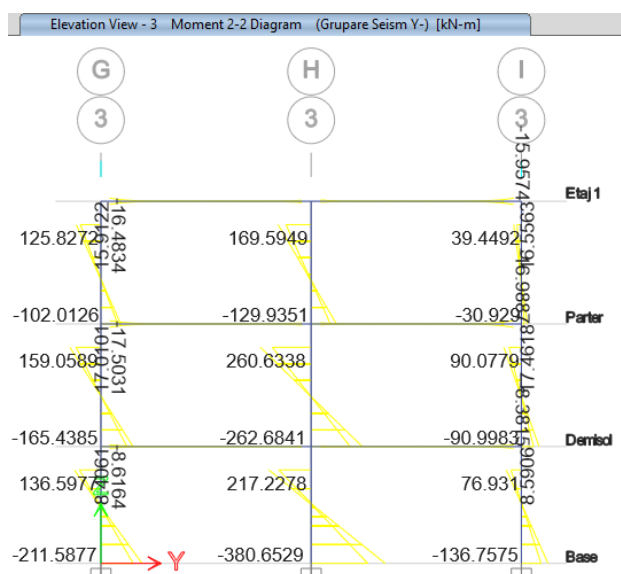


Figura 0.26. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 3

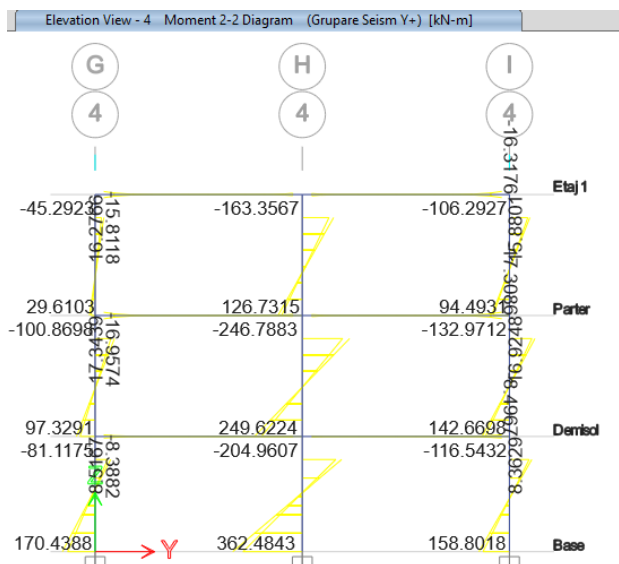


Figura 0.27. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 4

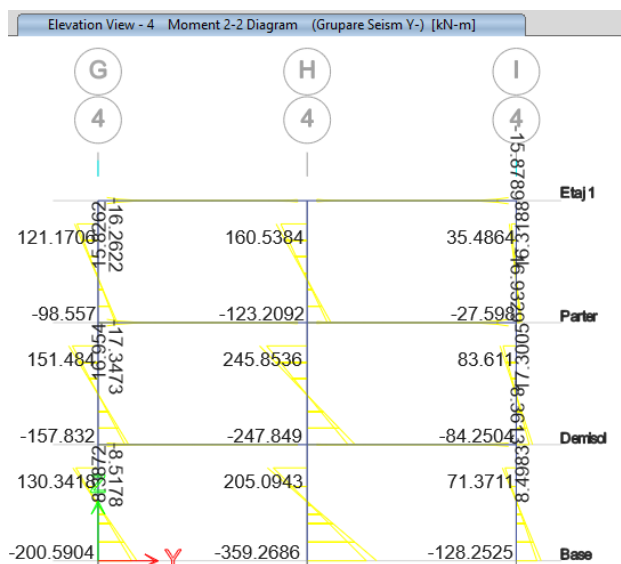


Figura 0.28. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 4

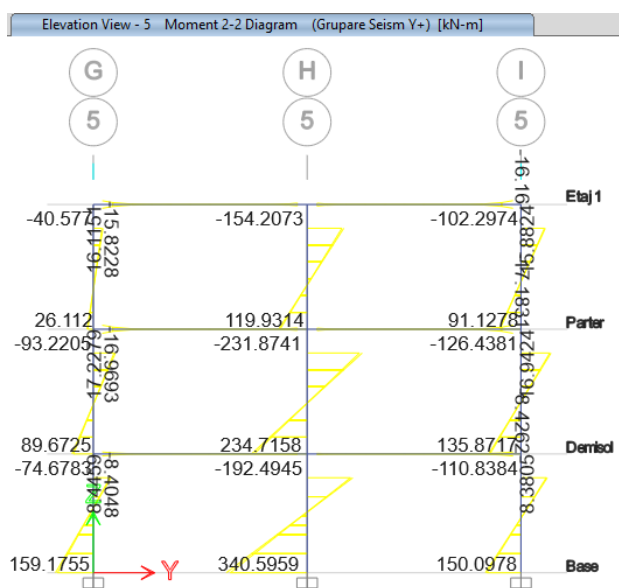


Figura 0.29. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 5

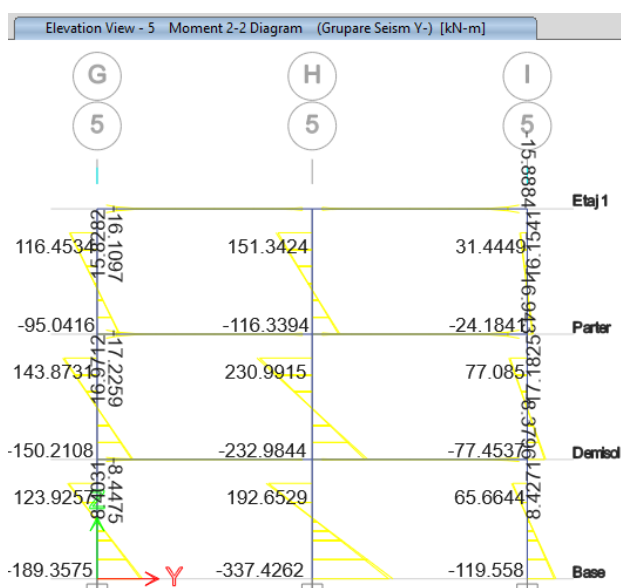


Figura 0.30. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 5

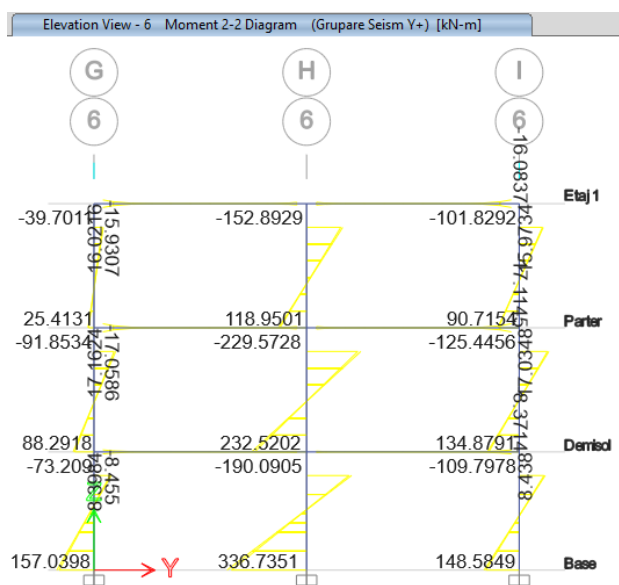


Figura 0.31. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 6

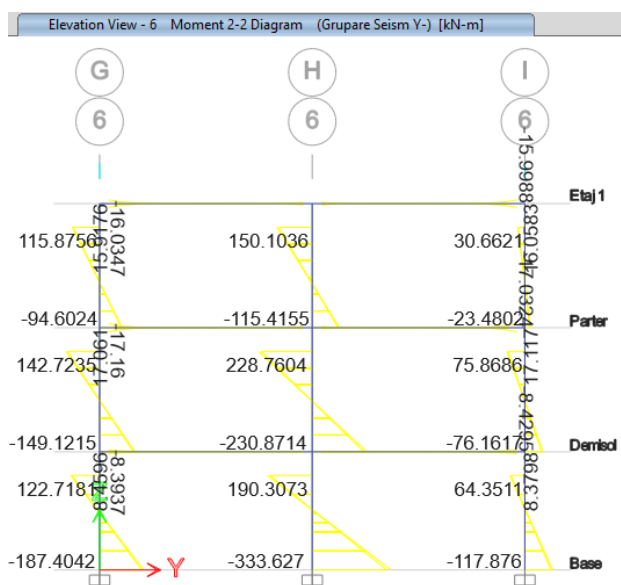


Figura 0.32. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 6

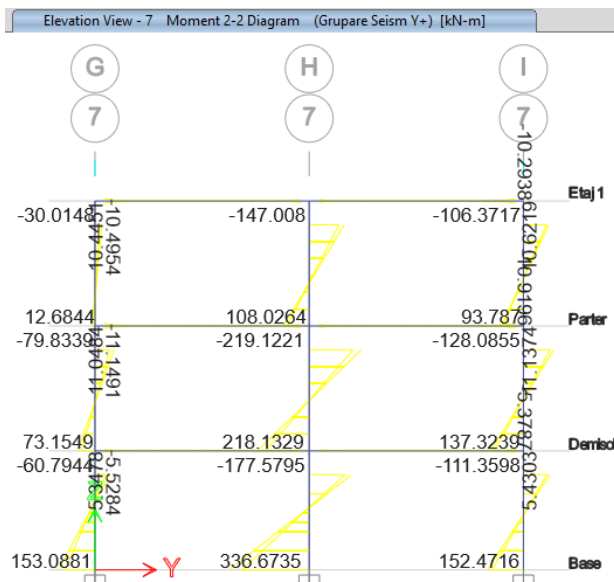


Figura 0.33. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 7

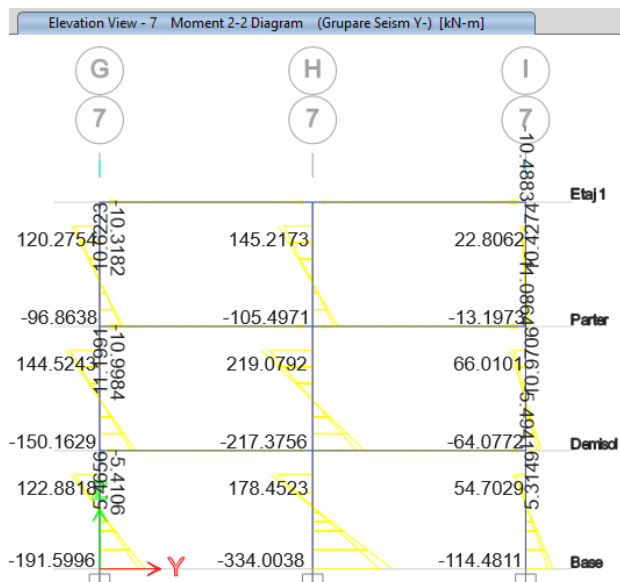


Figura 0.34. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 7

VERIFICAREA GRINZILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a grinzilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al momentului încovoietor, se va efectua un calcul privind capacitatea armăturii întinse de la partea inferioară a grinzii (zona de câmp) și un calcul privind capacitatea armăturii comprimate de la partea superioară a grinzii (zona de reazem).

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura întinsă se determină utilizând relația

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right), \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii întinse;
- A_s – aria totală a armăturilor întinse;
- f_{yd} – valoarea de calcul a rezistenței oțelului (cedare ductilă);
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse, se determină cu relația $d_{eff} = h - a_{eff}$, unde:
 - h – înălțimea grinzii;
 - a_{eff} – distanța de la centrul de greutate al armăturii la extremitatea grinzii, se determină prin suma acoperii nominale cu beton (c_{nom}) și jumătate din diamterul barei (ϕ_{eff});
- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate, se determină cu relația: $x_{eff} = \frac{A_s f_{yd}}{b_{eff} f_{cd}}$, unde:
- b_{eff} – lățimea activă a grinzii
- f_{cd} – rezistența de calcul la compresiune a betonului (cedare ductilă)

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura comprimată se determină utilizând relația:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + A'_s f_{yd} \left(\frac{x_{eff}}{2} - a' \right), \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii comprimate;
- A_s – aria armăturii comprimate
- A'_s – aria armăturii întinse
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse, se determină similar cu cazul prezentat anterior;
- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate, se determină cu relația: $x_{eff} = \max \left(\frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{b f_{cd}}, 2a' \right)$

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al forței tăietoare, se va determina forța tăietoare de dimensionare, după care se va verifica capacitatea portantă la forță tăietoare a secțiunii.

Forțele tăietoare de verificare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea gravitațională din gruparea seismică și momentele încovoietoare de la extremitățile grinzii, corespunzătoare fiecărui sens de acțiune, la formarea articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod.

La fiecare secțiune de capăt, se calculează două valori ale forțelor tăietoare de verificare, maximă ($V_{Ed,max}$) și minimă ($V_{Ed,min}$), corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative ($M_{db,i}$) care se dezvoltă la cele două extremități $i = 1$ și $i = 2$ ale grinzii:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right), \text{ unde:}$$

- $M_{Rb,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i , în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;
- γ_{Rd} – factorul de suprazistență datorat efectului de consolidare al oțelului, $\gamma_{Rd} = 1.20$
- $\sum M_{Rc}$ și $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stălpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul; valoarea $\sum M_{Rc}$ trebuie să corespundă forței axiale din stâlp în situația asociată sensului considerat al acțiunii seismice obținute în situația seismică de proiectare.

Modul de dimensionare la forță tăietoare și de armare transversală a zonelor critice se stabilește în funcție de valoarea algebrică a raportului între forța tăietoare minimă și cea maximă.

$$\xi = \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}}, \text{ în secțiunea de calcul.}$$

Pentru verificare se vor determina:

- Rezistență bielei comprimate cu relația: $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$, unde:
 - α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată, valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
 - z – brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0.90d$
 - v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare, se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$
 - θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$
- Rezistență armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{ydw} z \cot(\theta)}{s}$, unde:
 - A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale unui rând de etrieri
 - s – distanța între rândurile de etrieri

În urma verificării grinzilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din câmp, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic IV (R_sIV), valorile capabile ale acestora depășind **$R_3=94.12\%$** , astfel, din punct de vedere al rezistenței la solicitările din moment încovoietor, grinzile au comportare normală și asigură stabilitatea ansamblului structural.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din reazem, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic II (R_sII) spre clasa de Risc Seismic (R_sIII), valorile capabile ale acestora ajungând la **$R_3=46.18\%$** . Dar, în condițiile optime de comportare al ansamblului structural, și ținând cont de mecanismul de disipare al energiei pentru nivelele structurii, se poate aprecia că indicatorul **$R_3=68.92\%$** , reprezentând media indicatorului R_3 pe nivelele structurii, pentru direcția de acțiune care indică solicitările mai mari.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale grinzilor, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic III (R_sIII), valorile indicatorului de risc seismic fiind la **$R_3=70.53\%$** .

VERIFICAREA STÂLPILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a stâlpilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea stâlpilor din punct de vedere al momentului încovoietor, se va efectua calculul în următoarele etape:

- N_{Ed} – forța axială de verificare din stâlpi, se determină în combinația seismică considerată;
- Determinarea momentului încovoietor capabil al secțiunii utilizând:
 - $M_{Rd} = A_s f_{yd} d + \frac{N_{Ed} d}{2}$, dacă $x < x_{lim}$
 - $M_{Rd} = A_s f_{yd} d - \frac{N_{Ed} d}{2} + b_c x f_{cd} \left(d - \frac{x}{2} \right)$, dacă $x \geq x_{lim}$ unde:
 - A_s – aria de armătură pe o latură a stâlpului;
 - d – înălțimea activă a zonei întinse
 - x – înălțimea activă a zonei comprimate. $x = \frac{N_{Ed}}{b_c f_{cd}}$

În ceea ce privește calculul forței tăietoare de verificare, forța tăietoare de verificare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub acțiunea momentelor încovoietoare de la extremități, corespunzând, pentru fiecare sens al acțiunii seismice, formării articulațiilor plastice, care pot apărea fie în grinzi, fie în stalpii conectați în nod. Se efectuează următoarele operațiuni pentru determinarea forței tăietoare de verificare:

- Se determină momentele încovoietoare maxime de la extremitățile stâlpului cu următoarea relația:
 $M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rci} \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}} \right)$, unde:
 - $M_{Rc,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice;
 - γ_{Rd} – factor care ține cont de efectul consolidării oțelului și al fretării betonului în zonele comprimate, are valoarea 1.30 pentru nivelul de la baza construcției și 1.20 pentru restul nivelurilor;
 - ΣM_{Rb} și ΣM_{Rc} sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul;
- Valorile de proiectare ale momentelor capabile în stalpi sunt stabilite pe baza valorilor forțelor axiale din situația de proiectare seismică corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.
- Se determină forța tăietoare de proiectare cu relația: $V_{Ed} = \frac{M_{dc1} + M_{dc2}}{l_{cl}}$, unde:
 - l_{cl} – înălțimea liberă a stâlpului
 - Pentru verificare se vor determina:
- Rezistența bielei comprimate cu relația: $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\text{ctg}(\theta) + \text{tg}(\theta)}$, unde:
 - α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată, valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
 - z – brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0.90d$
 - v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare, se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200} \right)$
 - θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$
- Rezistența armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{yd} z \text{ctg}(\theta)}{s}$, unde:
 - A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale unui rând de etrieri
 - s – distanța între rândurile de etrieri

Figura 0.35. Identificarea stâlpilor ce vor fi verificați

În urma verificării stâlpilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale, încadrează atât pe direcția X de acțiune a seismului, cât și pe direcția Y în clasa de Risc Seismic IV ($R_s IV$), valorile capabile ale acestora depășind **R₃>100%**.

- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale stâlpilor, încadrează structura pentru ambele direcții de acțiune a seismului în clasa de Risc Seismic III la limita inferioară (R_{sIII}), valorile capabile ale acestora ajungând la **$R_3=67.23\%$** .

VERIFICAREA PLĂCILOR

Din punct de vedere geometric plăcile sunt elemente la care două dintre dimensiuni sunt mult mai mari decât cea de a treia ($l_1.l_2 \gg h_p$). Plăcile sunt supuse la încărcări normale pe planul lor median.

Pentru calculul eforturilor placa se reduce în general la planul său median. Proporțiile geometrice și natura încărcărilor fac ca plăcile să fie solicitate în principal la momente încovoietoare pe două direcții ($M_x.M_y$). Aceste momente pot fi preluate numai prin dispunerea de armătură longitudinală. Forțele tăietoare ($Q_x.Q_y$) au, în cele mai multe cazuri, valori scăzute ce pot fi preluate în bune condiții de beton, nefiind necesară armarea transversală.

La celelalte plăci eforturi mai mari au fost întâlnite în zona pereților, acolo unde din cauza fenomenului de străpungere au apărut și momente de încovoiere mari, însă armarea zonelor respective nu a reprezentat o problemă.

În zona scării au fost lăsate mustăți astfel încât la turnarea rampelor și a podestului intermediar, să fie asigurată conlucrarea/legarea scării cu restul structurii.

Procedura de dimensionare a unei plăci este asemănătoare cu procedura de dimensionare a unei grinzi, astfel pentru placă, utilizând o armare $\phi 10$ OB37 la un pas de 15cm se va obține un moment capabil al plăcii la moment încovoiător de **20.18 kNm**.



Figura 0.36. Armare în câmp a plăcii – Direcția X



Figura 0.37. Armare în câmp a plăcii – Direcția Y

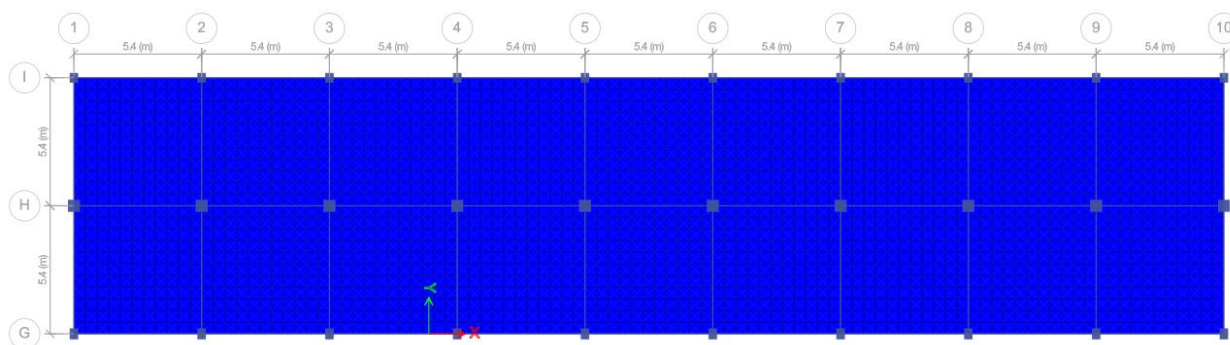


Figura 0.38. Armare în reazem a plăcii – Direcția X

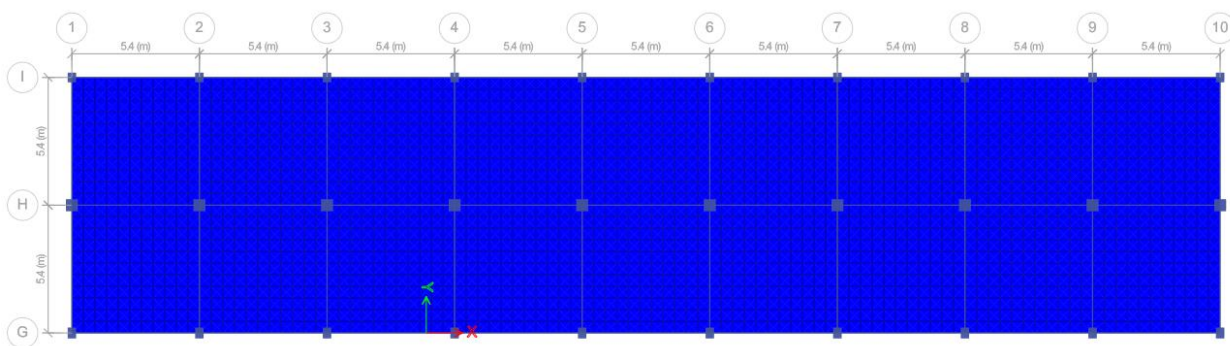


Figura 0.39. Armare în reazem a plăcii – Direcția Y

Din rezultatele obținute în figurile de mai sus se poate estima că din punct de vedere structural, plăcile îndeplinesc la limită cerințele la Starea Limită Ultima.

INTRODUCERE

Obiectul prezentului document îl constituie realizarea unei expertize tehnice în vederea stabilirii gradului de asigurare seismică la clădirea *Spitalului de Pediatrie din Pitești* din *Mun. Pitești, Str. Dacia, Nr. 1, Județul Argeș, Cod poștal 110414*.

În prezenta anexa se vor efectua verificările pentru *Corpul 2 – Tronsonul 1*, având un regim de înălțime **D+P+7E**, cu înălțimea demisolului de **3.00m** și înălțimea de nivel curent **3.15m**.

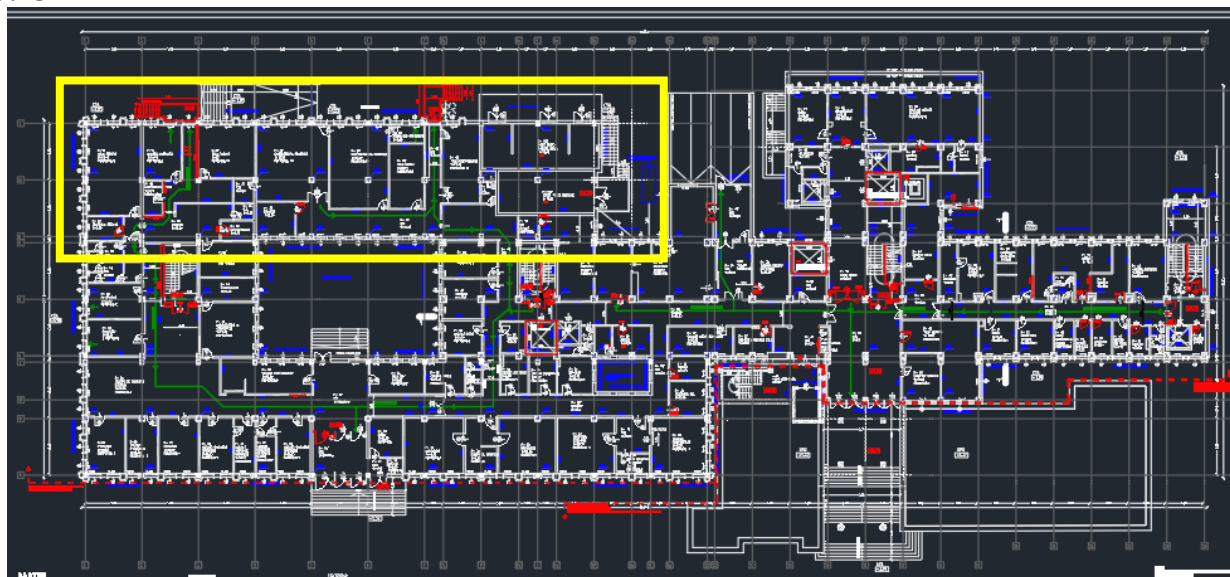


Figura 0.1. Identificarea Obiectivului Verificat

Modelarea structurii s-a realizat, în conformitate cu legislația în vigoare, cu ajutorul mai multor programe folosite în mod uzual de ingineri, având la bază metoda elementului finit. Prin modelarea numerică a structurii, s-au obținut toate informațiile necesare în vederea asigurării performanței structurale.

Pentru modelarea numerică pentru calcul a structurilor de beton armat în aplicații practice ingineresti se utilizează următoarele tipuri de elemente:

- Elemente de tip bară – pentru modelarea stâlpilor și grinzilor;
- Elemente de suprafață – pentru modelarea plăcilor, pereților, după caz;
- Rezoarte liniare pentru modelarea legăturii cu terenul, după caz.

Efectele cutremurului sunt approximate printr-un set de forțe convenționale aplicate construcției. Mărimea forțelor laterale este stabilită astfel încât deplasările (deformațiile) obținute în urma unui calcul liniar al structurii la aceste forțe să aproximeze deformațiile impuse structurii de către forțele seismice.

Calculul structural s-a făcut în domeniul elastic conform metodelor descrise în P100-1/2013, cu spectre de răspuns precum și cu metoda forțelor seismice statice echivalente, ținând seama de toate criteriile de evaluarea a forțelor seismice.

Verificarea elementelor structurale se face la starea limită ultimă și respectiv starea limită de serviciu, similar condițiilor prevăzute de P100-1 la proiectarea structurilor noi. În cazul

SLU se efectuează verificări ale rezistenței și ale deplasărilor laterale, în timp ce la SLS se efectuează numai verificări ale deplasărilor laterale.

Au fost realizate mai multe modele analitice și ipoteze de calcul pentru identificarea vulnerabilităților structurale ale structurii existente în vederea continuării realizării structurii propuse inițial, conform exigențelor impuse prin standardele și normativele actuale.

În concordanță cu structura existentă și propusă și a exigențelor arhitecturale, funcționale și de amplasament se pot identifica următoarele stări limită:

5) Stări limite ultime (SLU) sub diverse acțiuni/efecte, reprezentate prin:

- a) Pierderea capacității de rezistență a elementelor structurale și a structurii sau deformarea excesivă a structurii și elementelor sale componente;
- b) Pierderea capacității de rezistență a terenului sau deformarea excesivă a acestuia;
- c) Pierderea echilibrului static al structurii sau al unei părți a acesteia, considerată ca solid rigid.

6) Starea limită de serviciu (SLS) sub diverse acțiuni/efecte, reprezentate prin:

Depășirea limitelor deformațiilor și vibrațiilor structurii sau elementelor structurale pentru care este asigurată buna exploatare a clădirii și echipamentelor, confortul oamenilor și limitarea degradărilor elementelor nestructurale.

MODELUL DE CALCUL

Clădirea a fost modelată numeric în programul de element finit ETABS. Fiecare corp de clădire a fost modelat separat, având în vedere faptul că aceste corpuri de clădire sunt separate prin rosturi seismice. Pentru a surprinde cât mai bine toate efectele induse de încărcările gravitaționale și laterale, au fost realizate mai multe modele numerice, astfel:

- 9) Modelul de calcul pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurii: perioade de vibrație, moduri de vibrație, etc.;
- 10) Modelul de calcul pentru verificarea deplasărilor relative de nivel asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU. Pentru SLU s-a considerat că betonul lucrează în stadiul fisurat, astfel rigiditatea acestuia s-a considerat $0.5EI$. Pentru SLS s-a considerat că se lucrează cu betonul nefisurat.
- 11) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni statice asociate celor 2 stări limită: SLS și SLU.
- 12) Modelul de calcul pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor pentru acțiuni dinamice asociate SLU.

De menționat că toate modelele de mai sus au fost considerate încastrate la nivelul pardoselii parterului, fără a considera elementele infrastructurii.

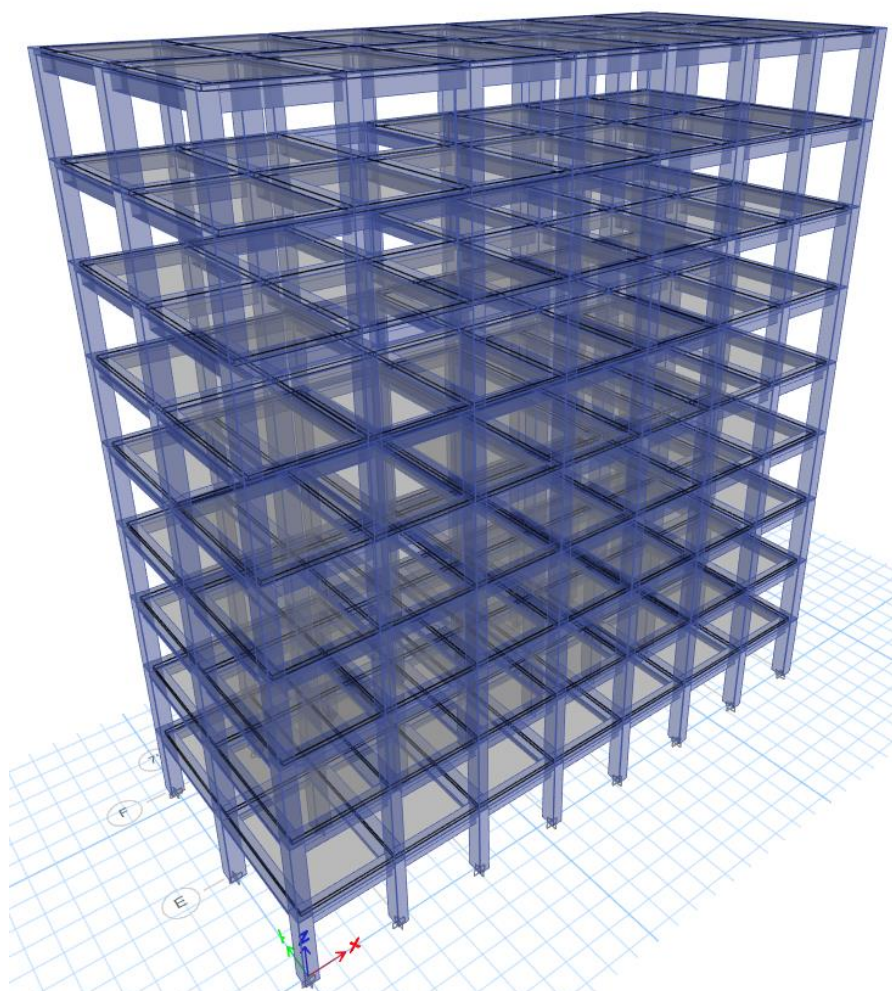


Figura 0.1. Vedere 3D a suprastructurii clădirii

REZULTATELE ANALIZEI MODALE

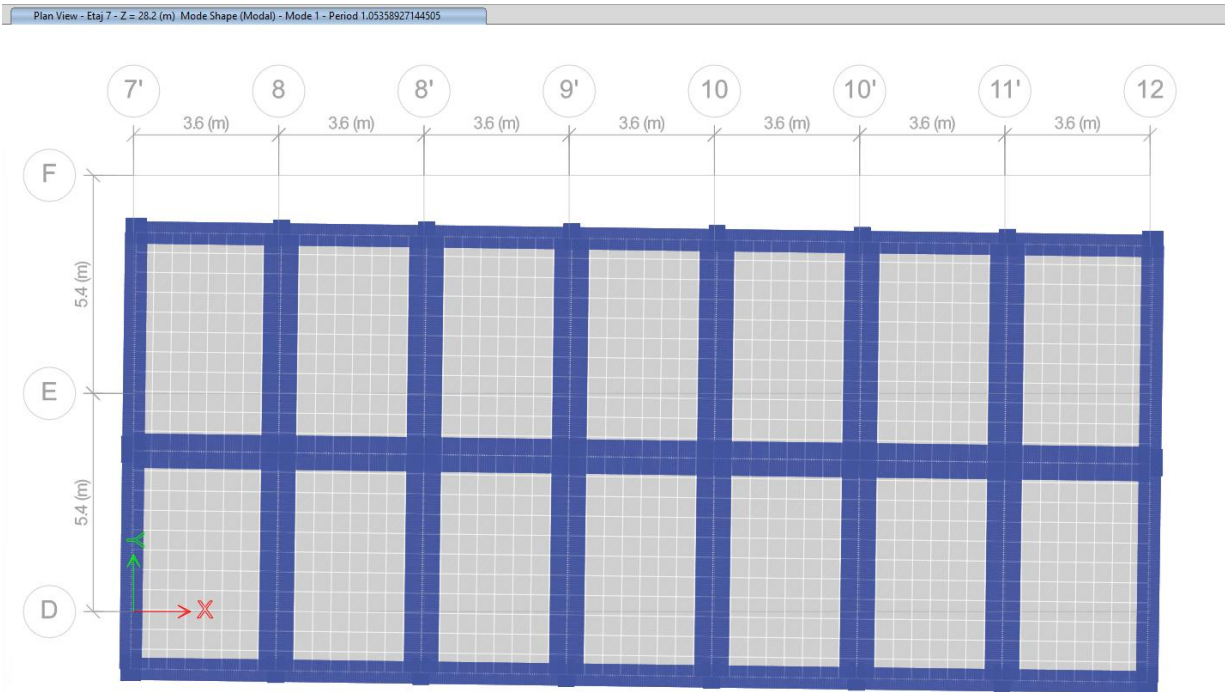


Figura 0.1. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=1.054s$ – Translație majoritară pe direcția Y

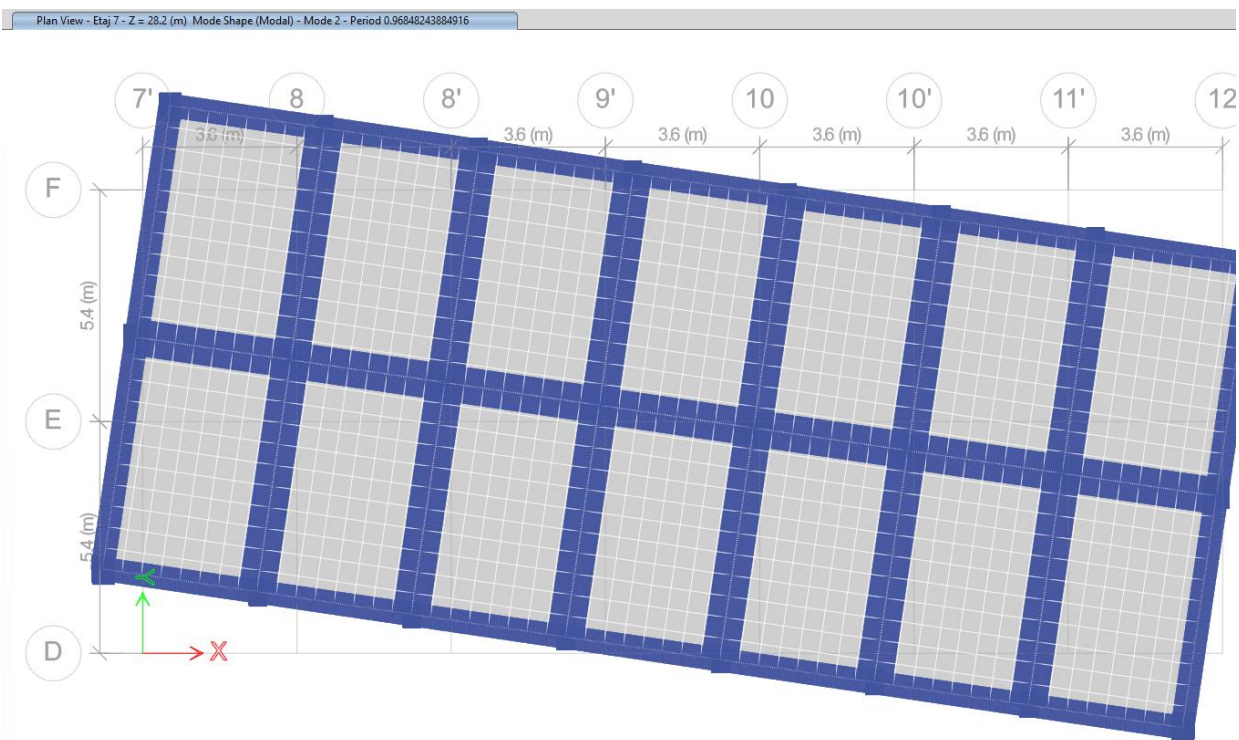


Figura 0.2. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.968s$ – Rotația majoritară în jurul axei Z

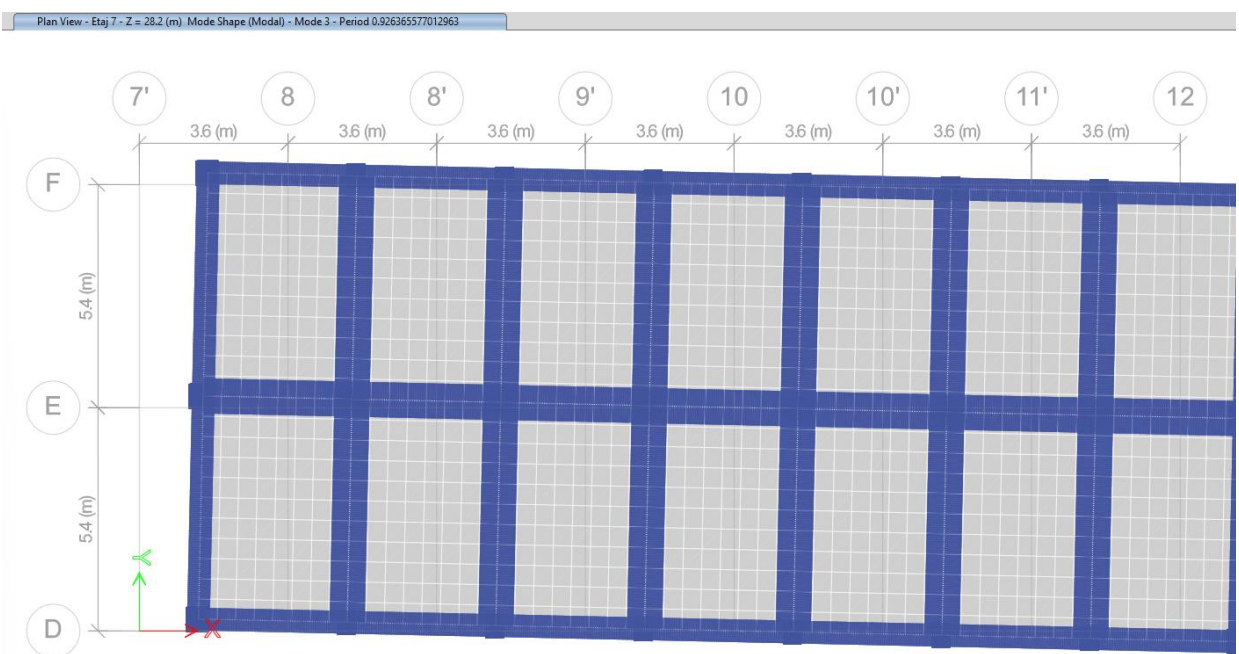


Figura 0.3. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.926s$ – Translație majoritară pe direcția X

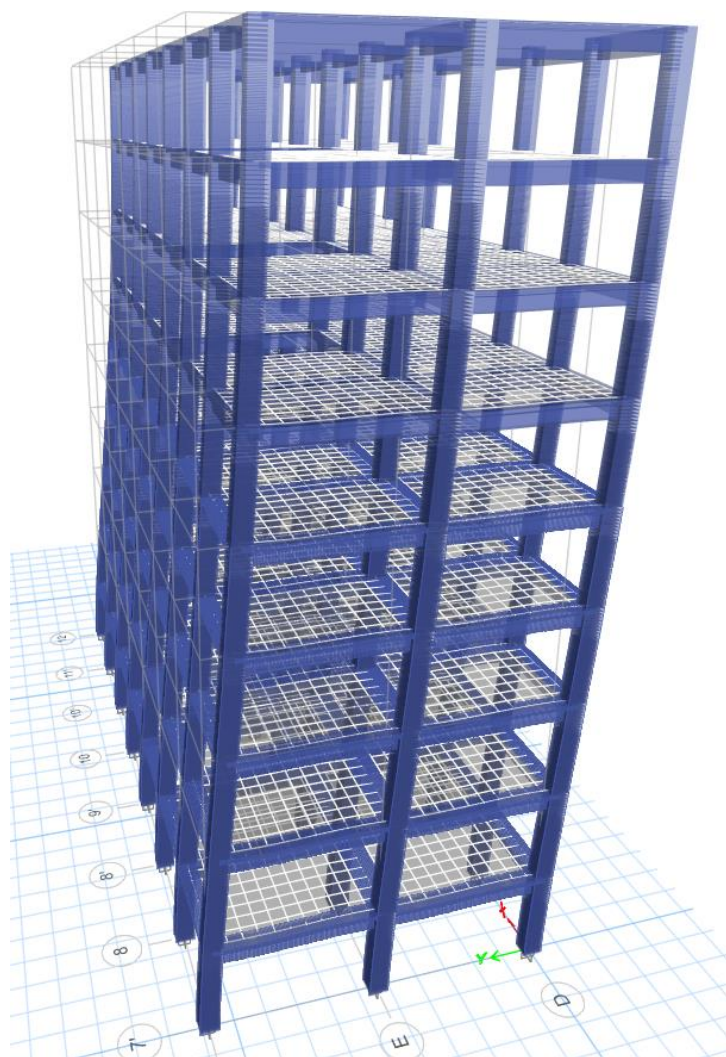


Figura 0.4. MOD DE VIBRATIE 1 – $T=1.054s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția Y

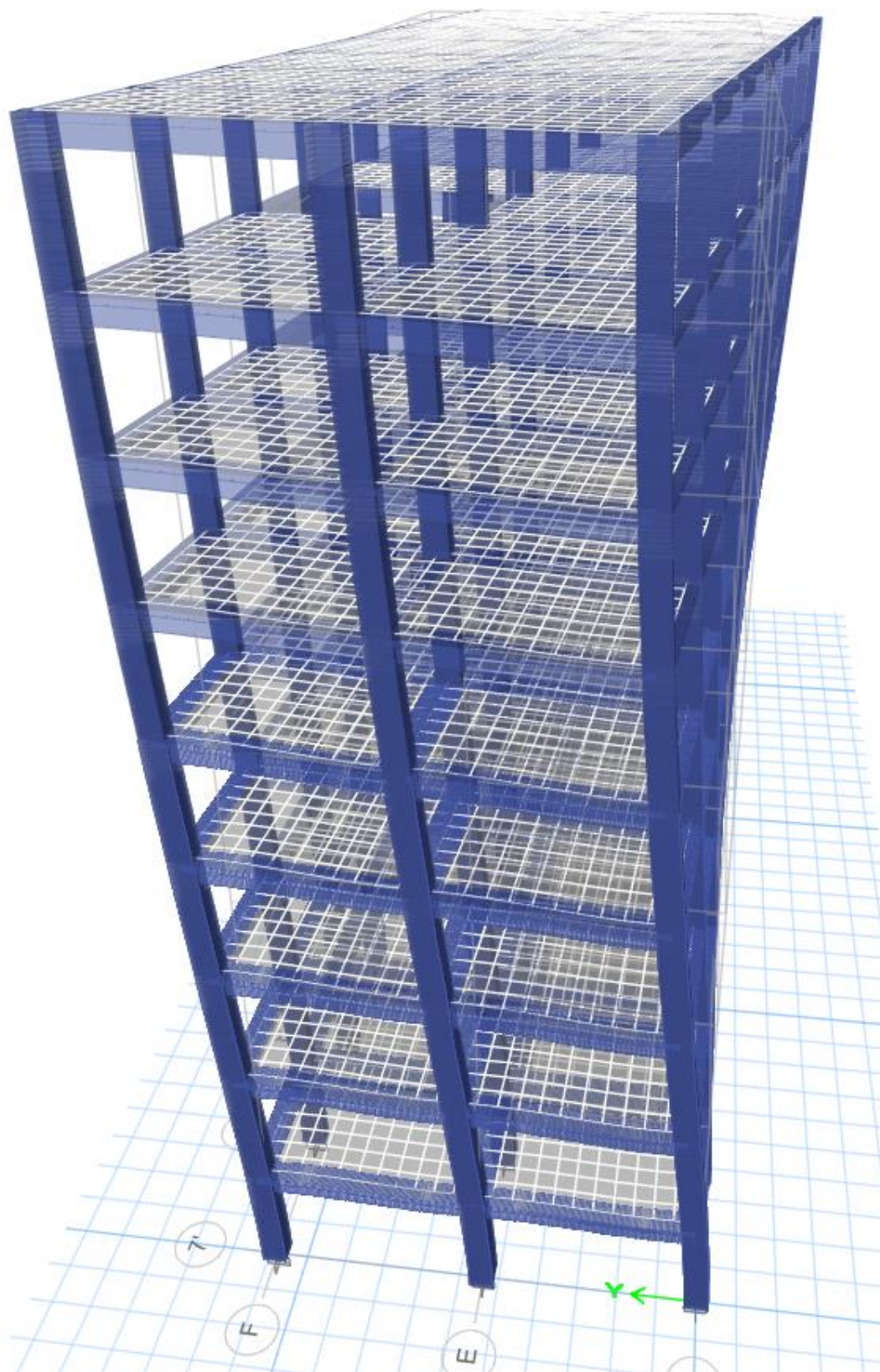


Figura 0.5. MOD DE VIBRATIE 2 – $T=0.968s$ – 3D – Rotația majoritară în jurul axei Z

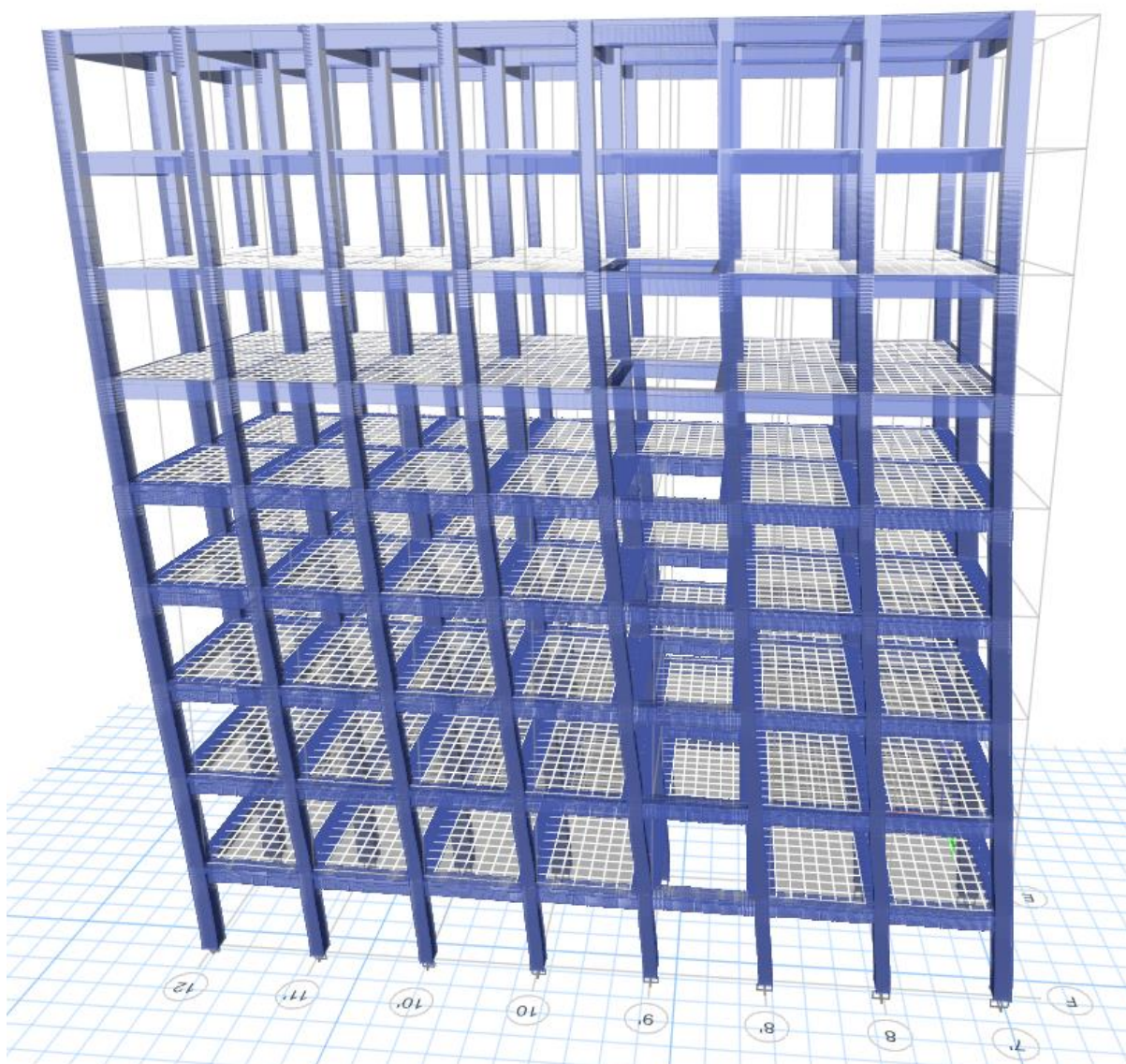


Figura 0.6. MOD DE VIBRATIE 3 – $T=0.926s$ – 3D – Translație majoritară pe direcția X

Tabel 0.1. Mase antrenate pe primele 3 moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	UX	UY	RZ
Modal	1	1.054	0.00%	79.88%	0.44%
Modal	2	0.968	1.23%	0.43%	79.37%
Modal	3	0.926	80.52%	0.00%	1.22%

Tabel 0.2. Suma maselor antrenate pe cele trei moduri de vibrație

Caz	Mod	Perioadă (s)	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Modal	1	1.054	0.00%	79.88%	0.44%
Modal	2	0.968	1.23%	80.31%	79.82%
Modal	3	0.926	81.76%	80.31%	81.03%
Modal	4	0.339	81.76%	90.61%	81.10%
Modal	5	0.315	82.01%	90.68%	90.64%

Modal	6	0.304	91.64%	90.68%	90.90%
Modal	7	0.190	91.64%	94.45%	90.95%
Modal	8	0.180	92.05%	94.49%	94.21%
Modal	9	0.177	95.22%	94.49%	94.64%
Modal	10	0.128	95.22%	96.58%	94.68%
Modal	11	0.123	96.97%	96.59%	94.86%
Modal	12	0.121	97.14%	96.62%	96.71%

Verificarea deplasărilor relative de nivel

În conformitate cu prevederile Anexei E din P100-1:2013, verificarea deplasărilor relative de nivel se face la două stări limită, respectiv starea limită de serviciu (SLS) și starea limită ultimă (SLU).

Verificarea deplasărilor relative la starea limită de serviciu

La calculul deplasărilor corespunzătoare stării limită de serviciu – SLS – s-a considerat rigiditatea elementelor în stadiul nefisurat(EI).

Verificarea la Starea Limită de Serviciu are drept scop menținerea funcțiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradării elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcției. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit și costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la starea limită de serviciu este de 5‰

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E, P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = v(T_1)q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

Relația 0.1. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Unde:

- d_{rSLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;
- $v(T_1)$ – factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului este $v=0,5$;
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare;
- d_{raSLS} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu 0.005h;
- q -factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare;
- Valorile de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton armat cu pereți;
- $EI_{conv} = 0,5EcIc$;

unde: E_c – modulul de elasticitate al betonului

I_c – moment de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

$$v(T_1) = \begin{cases} 2,50 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 2,50 - 2 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 0,50 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.2. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită de Serviciu

Tabel 0.1. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor v

$T_C(s)$	<i>Perioada de realizare a clădirii</i>					
	<i>Înainte de 1963</i>		<i>1963 – 1981</i>		<i>1981 – 2005</i>	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$
1.60	0.20	1.20	0.00	1.00	-3.00	0.80
1.00	0.20	0.90	0.00	0.70	-3.00	0.60
0.70	0.10	0.60	0.00	0.50	-1.00	0.40

Tabel 0.2. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 7	Grupare Seism X+	X	0.000763	0.0013	374.46%
Etaj 6	Grupare Seism X+	X	0.001295	0.0023	220.63%
Etaj 5	Grupare Seism X+	X	0.001799	0.0031	158.82%
Etaj 4	Grupare Seism X+	X	0.002229	0.0039	128.18%
Etaj 3	Grupare Seism X+	X	0.002582	0.0045	110.66%
Etaj 2	Grupare Seism X+	X	0.002855	0.0050	100.08%
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.003042	0.0053	93.92%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.003065	0.0054	93.22%
Demisol	Grupare Seism X+	X	0.002104	0.0037	135.80%
MIN=					93.22%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					157.31%

Tabel 0.3. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3SLS
Etaj 7	Grupare Seism X-	X	0.000759	0.0013	376.44%
Etaj 6	Grupare Seism X-	X	0.001290	0.0023	221.48%
Etaj 5	Grupare Seism X-	X	0.001795	0.0031	159.17%
Etaj 4	Grupare Seism X-	X	0.002225	0.0039	128.41%
Etaj 3	Grupare Seism X-	X	0.002578	0.0045	110.83%
Etaj 2	Grupare Seism X-	X	0.002852	0.0050	100.18%
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.003039	0.0053	94.02%
Parter	Grupare Seism X-	X	0.003064	0.0054	93.25%
Demisol	Grupare Seism X-	X	0.002104	0.0037	135.80%

MIN=	93.25%
$\Sigma R_d/\Sigma E_d$ =	157.73%

Tabel 0.4. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3SLS}
Etaj 7	Grupare Seism Y+	Y	0.001261	0.0022	226.58%
Etaj 6	Grupare Seism Y+	Y	0.002011	0.0035	142.08%
Etaj 5	Grupare Seism Y+	Y	0.002741	0.0048	104.24%
Etaj 4	Grupare Seism Y+	Y	0.003368	0.0059	84.83%
Etaj 3	Grupare Seism Y+	Y	0.003878	0.0068	73.68%
Etaj 2	Grupare Seism Y+	Y	0.004264	0.0075	67.01%
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.004489	0.0079	63.65%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.004346	0.0076	65.74%
Demisol	Grupare Seism Y+	Y	0.002663	0.0047	107.29%
MIN=					63.65%
$\Sigma R_d/\Sigma E_d$ =					103.90%

Tabel 0.5. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3SLS}
Etaj 7	Grupare Seism Y-	Y	0.001271	0.0022	224.79%
Etaj 6	Grupare Seism Y-	Y	0.002022	0.0035	141.30%
Etaj 5	Grupare Seism Y-	Y	0.002752	0.0048	103.82%
Etaj 4	Grupare Seism Y-	Y	0.003378	0.0059	84.58%
Etaj 3	Grupare Seism Y-	Y	0.003887	0.0068	73.51%
Etaj 2	Grupare Seism Y-	Y	0.004271	0.0075	66.90%
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.004494	0.0079	63.58%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.004349	0.0076	65.70%
Demisol	Grupare Seism Y-	Y	0.002664	0.0047	107.25%
MIN=					63.58%
$\Sigma R_d/\Sigma E_d$ =					103.49%

Se poate constata, conform rezultatelor obținute în tabelele prezentate de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al deplasărilor la *Starea Limită de Serviciu* structura se încadrează în clasa de risc seismic II (R_sII) spre clasa de risc seismic III (R_sIII), având un indicator de risc seismic **R₃=63.58%**. Se poate aprecia că, ținând cont și de influența elementelor neportante care alcătuiesc ansamblul structural, structura se încadrează în clasa de risc seismic III (R_sIII).

Verificarea deplasărilor la starea limită ultimă

Verificarea la starea limită ultimă are drept scop evitarea pierderilor de vieți omenești la atacul unui cutremur major, foarte rar, ce poate apărea în viața unei construcții, prin prevenirea prăbușirii totale a elementelor nestructurale. Se urmărește deopotrivă realizarea unei marje de siguranță suficiente față de stadiul cedării elementelor structurale.

Verificarea deplasărilor laterale se face cu relația (E.1.) – Anexa E. P100-2013 pe baza expresiei:

$$d_r^{LU} = c(T_1)q d_{re} \leq d_{r,a}^{LU}$$

Relația 0.3. Verificarea deplasărilor laterale la Starea Limită Ultimă

Unde:

- d_r^{SLU} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU
- q – factorul de comportare specific tipului de structură utilizat la determinarea forței seismice de proiectare
- d_{re} – deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare
- d_{ra}^{SLU} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel
- $c(T_1)$ – factorul de amplificare al deplasărilor

Factorul de amplificare a deplasărilor (c), se determină în funcție de tipul structurii, astfel:

$$c(T_1) = \begin{cases} 4.00 & \text{dacă } T_1 \leq T_i \\ 4.00 - 3 \frac{T_i - T_1}{T_i - T_s} & \text{dacă } T_i < T_1 < T_s \\ 1.00 & \text{dacă } T_1 \geq T_s \end{cases}$$

Relația 0.4. Determinarea factorului de amplificare a deplasărilor – $c(T_1)$

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale și modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomandă utilizarea valorii de 0.025h (unde h este înălțimea de nivel).

Tabel 0.6. Valori limită pentru T_i și T_s pentru determinarea valorilor c

$T_c(s)$	<i>Perioada de realizare a clădirii</i>					
	<i>Înainte de 1963</i>		<i>1963 – 1981</i>		<i>1981 – 2005</i>	
	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$	$T_i(s)$	$T_s(s)$
1.60	0.50	1.30	0.40	1.20	0.25	1.10
1.00	0.40	1.10	0.25	1.00	0.20	0.80

Tabel 0.7. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3ULS
Etaj 7	Grupare Seism X+	X	0.000763	0.0027	936.15%
Etaj 6	Grupare Seism X+	X	0.001295	0.0045	551.57%
Etaj 5	Grupare Seism X+	X	0.001799	0.0063	397.05%
Etaj 4	Grupare Seism X+	X	0.002229	0.0078	320.45%
Etaj 3	Grupare Seism X+	X	0.002582	0.0090	276.64%
Etaj 2	Grupare Seism X+	X	0.002855	0.0100	250.19%
Etaj 1	Grupare Seism X+	X	0.003042	0.0106	234.81%
Parter	Grupare Seism X+	X	0.003065	0.0107	233.05%
Demisol	Grupare Seism X+	X	0.002104	0.0074	339.49%
MIN=					233.05%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					393.27%

Tabel 0.8. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism X-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R3ULS
Etaj 7	Grupare Seism X-	X	0.000759	0.0027	941.09%
Etaj 6	Grupare Seism X-	X	0.001290	0.0045	553.71%
Etaj 5	Grupare Seism X-	X	0.001795	0.0063	397.93%
Etaj 4	Grupare Seism X-	X	0.002225	0.0078	321.03%
Etaj 3	Grupare Seism X-	X	0.002578	0.0090	277.07%
Etaj 2	Grupare Seism X-	X	0.002852	0.0100	250.45%
Etaj 1	Grupare Seism X-	X	0.003039	0.0106	235.04%

Parter	Grupare Seism X-	X	0.003064	0.0107	233.12%
Demisol	Grupare Seism X-	X	0.002104	0.0074	339.49%
MIN=					233.12%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					394.33%

Tabel 0.9. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y+

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{sls,x}$	R _{3ULS}
Etaj 7	Grupare Seism Y+	Y	0.001261	0.0044	566.44%
Etaj 6	Grupare Seism Y+	Y	0.002011	0.0070	355.19%
Etaj 5	Grupare Seism Y+	Y	0.002741	0.0096	260.59%
Etaj 4	Grupare Seism Y+	Y	0.003368	0.0118	212.08%
Etaj 3	Grupare Seism Y+	Y	0.003878	0.0136	184.19%
Etaj 2	Grupare Seism Y+	Y	0.004264	0.0149	167.52%
Etaj 1	Grupare Seism Y+	Y	0.004489	0.0157	159.12%
Parter	Grupare Seism Y+	Y	0.004346	0.0152	164.35%
Demisol	Grupare Seism Y+	Y	0.002663	0.0093	268.23%
MIN=					159.12%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					259.75%

Tabel 0.10. Verificare deplasări la Starea Limită de Serviciu – Grupare Seism Y-

Nivel	Caz de încărcare	Direcție	Drift	$\delta_{uls,y}$	R _{3ULS}
Etaj 7	Grupare Seism Y-	Y	0.001271	0.0044	561.99%
Etaj 6	Grupare Seism Y-	Y	0.002022	0.0071	353.26%
Etaj 5	Grupare Seism Y-	Y	0.002752	0.0096	259.55%
Etaj 4	Grupare Seism Y-	Y	0.003378	0.0118	211.45%
Etaj 3	Grupare Seism Y-	Y	0.003887	0.0136	183.76%
Etaj 2	Grupare Seism Y-	Y	0.004271	0.0149	167.24%
Etaj 1	Grupare Seism Y-	Y	0.004494	0.0157	158.94%
Parter	Grupare Seism Y-	Y	0.004349	0.0152	164.24%
Demisol	Grupare Seism Y-	Y	0.002664	0.0093	268.13%
MIN=					158.94%
$\Sigma R_d / \Sigma E_d =$					258.73%

Se poate constata conform rezultatelor obținute în tabelele de mai sus că sunt îndeplinite cerințele de deplasare ambele direcții ale clădirii și la fiecare etaj. Astfel, din punctul de vedere al deplasărilor la *Starea Limită Ultimă* structura se încadrează în clasa de risc seismic IV (R_sIV), având un indicator de risc seismic **R₃=158.94%**.

VERIFICAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE

Verificările s-au efectuat pentru SLU, folosind rigiditatea betonului redusă 0.5EI. În cele ce urmează vor fi prezentate rezultatele analizei pentru elementele cele mai încărcate ale structurii. Vor fi expuse rezultatele din combinația seismică cea mai defavorabilă.

Pentru realizarea calculelor se vor prezenta caracteristicile materialelor principale utilizate pentru a dimensiona elementele structurale ale clădirii.

Caracteristici ale betonului

Categoria de beton utilizată	C25/30	
Rezistența caracteristică la compresiune a betonului	$f_{ck}=$	25.00 N/mm ²
Rezistența medie la compresiune a betonului	$f_{cm}=$	33.00 N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20
Rezistența de calcul la compresiune, cedare ductilă	$f_{cd,ductil}=$	27.50 N/mm ²
Rezistența de calcul la compresiune, cedare fragilă	$f_{cd,fragil}=$	18.33 N/mm ²
Rezistența caracteristică la întindere a betonului	$f_{ctk}=$	2.60 N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare ductilă	$f_{ctd,ductil}=$	2.17 N/mm ²
Rezistența de calcul la întindere, cedare fragilă	$f_{ctd,fragil}=$	0.90 N/mm ²
	$f_{ctd2}=$	9.55 N/mm ²
	$v=$	0.54

Caracteristici ale oțelului

Calitatea oțelului utilizat	PC52	
Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk}=$	510.00 N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil}=$	425.00 N/mm ²
Rezistența de calcul, cedare fragilă	$f_{yd,fragil}=$	369.57 N/mm ²

Armătură longitudinală OB37

Rezistența caracteristică a oțelului	$f_{yk}=$	370.00 N/mm ²
Valoarea factorului de încredere	CF=	1.20
Rezistența de calcul, cedare ductilă	$f_{yd,ductil}=$	308.33 N/mm ²
Rezistența de calcul, cedare fragilă	$f_{yd,fragil}=$	268.12 N/mm ²

STABILIREA EFORTURILOR

În urma rulării structurii, s-au obținut eforturile de verificare pentru elementele principale care susțin structura. Aceste eforturi vor fi prezentate în figurile prezentate mai jos, ulterior se vor prezenta procedurile de calcul privind modul de verificare al eforturilor.

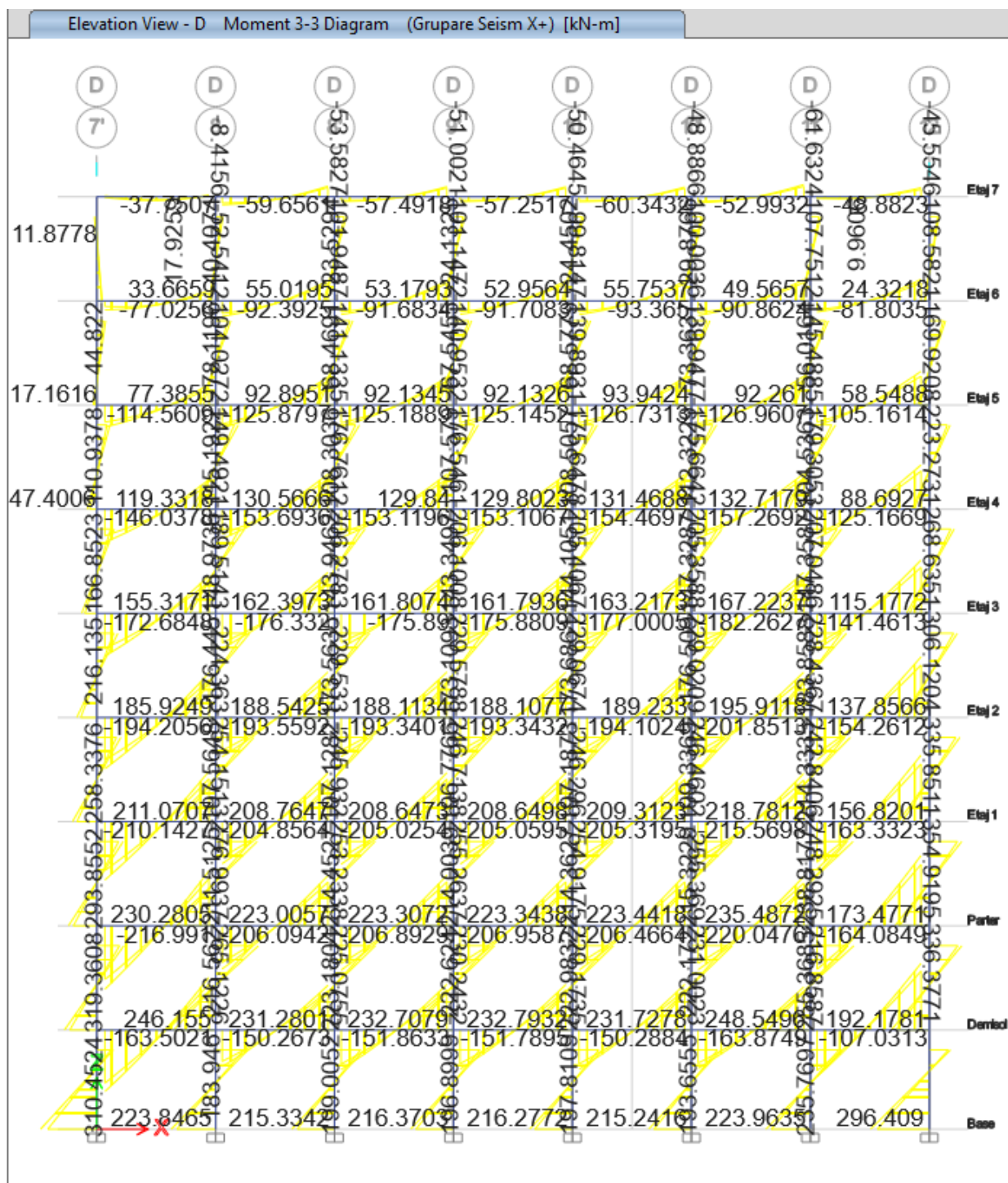


Figura 0.1. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax D

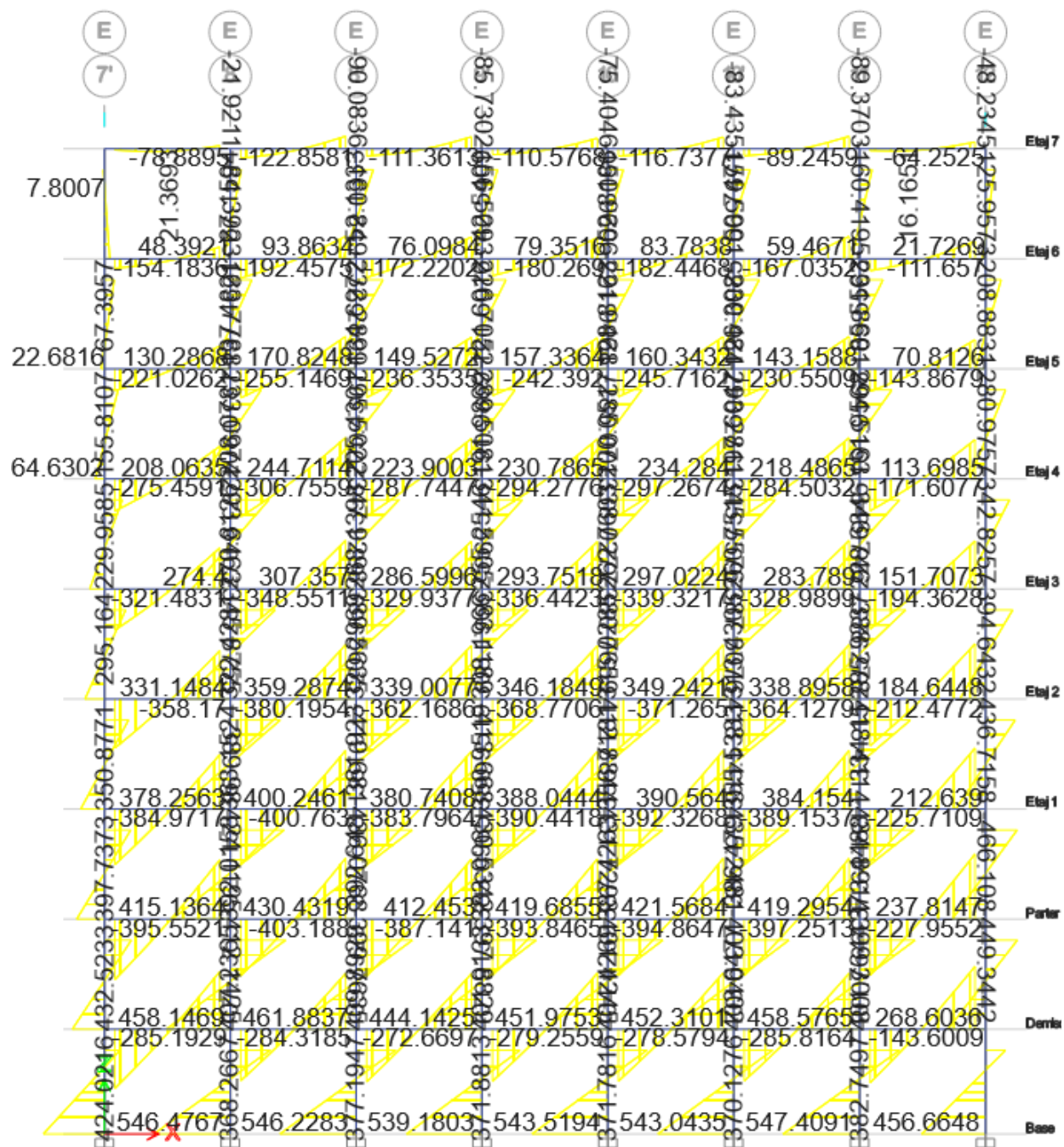


Figura 0.2. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax E

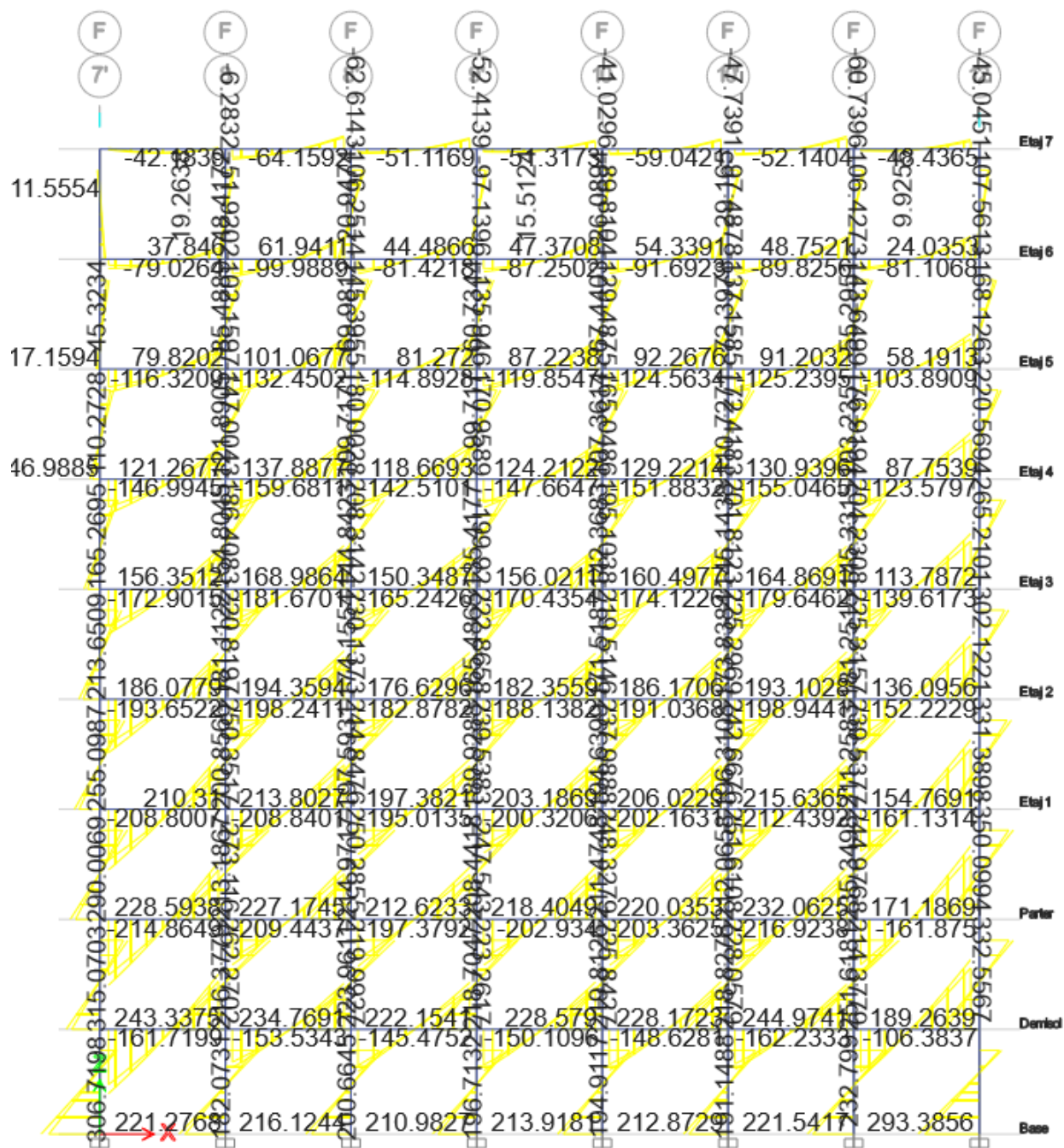


Figura 0.3. Eforturi de calcul – Grupare Seism X+ Ax F

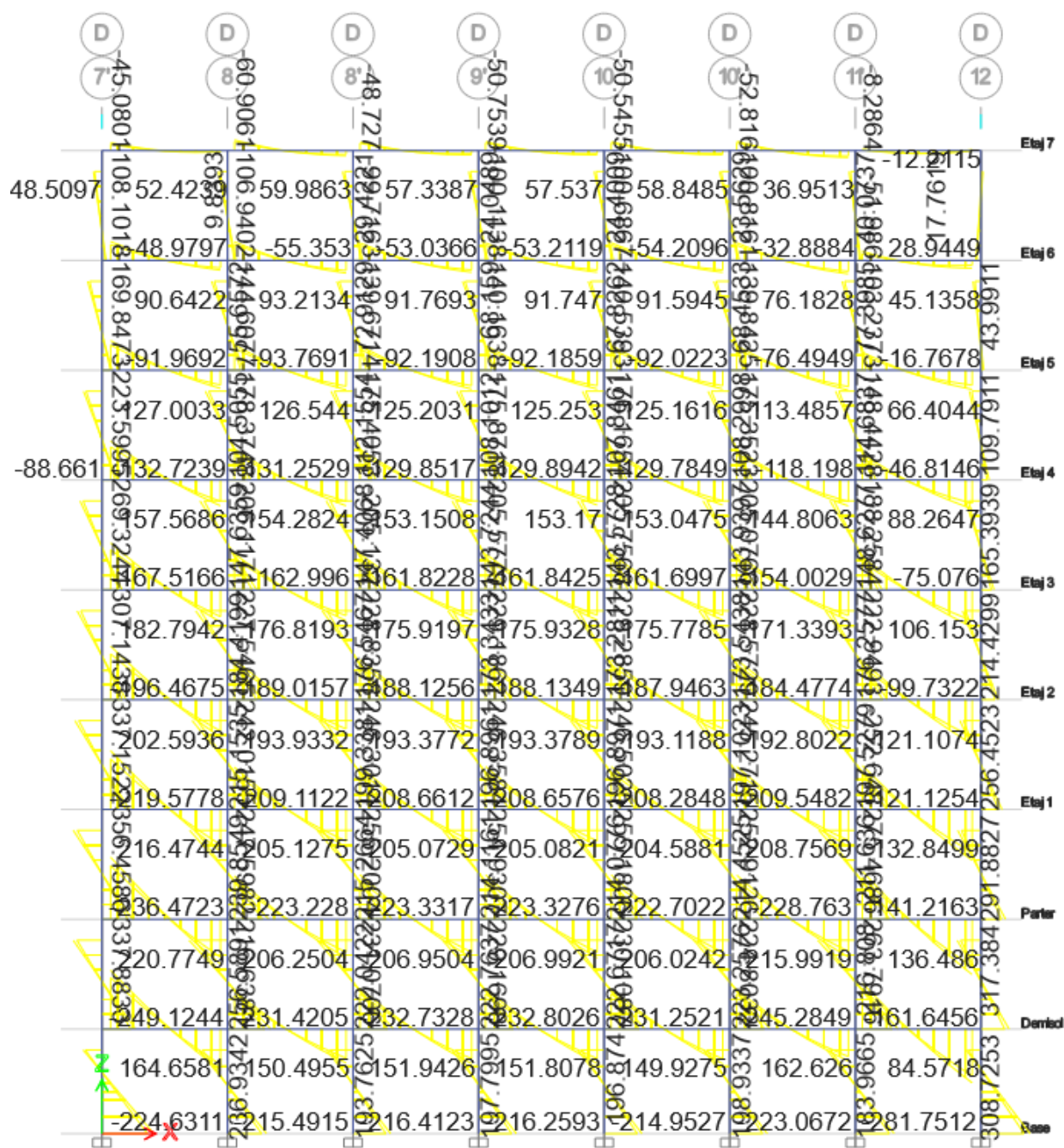


Figura 0.4. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax D

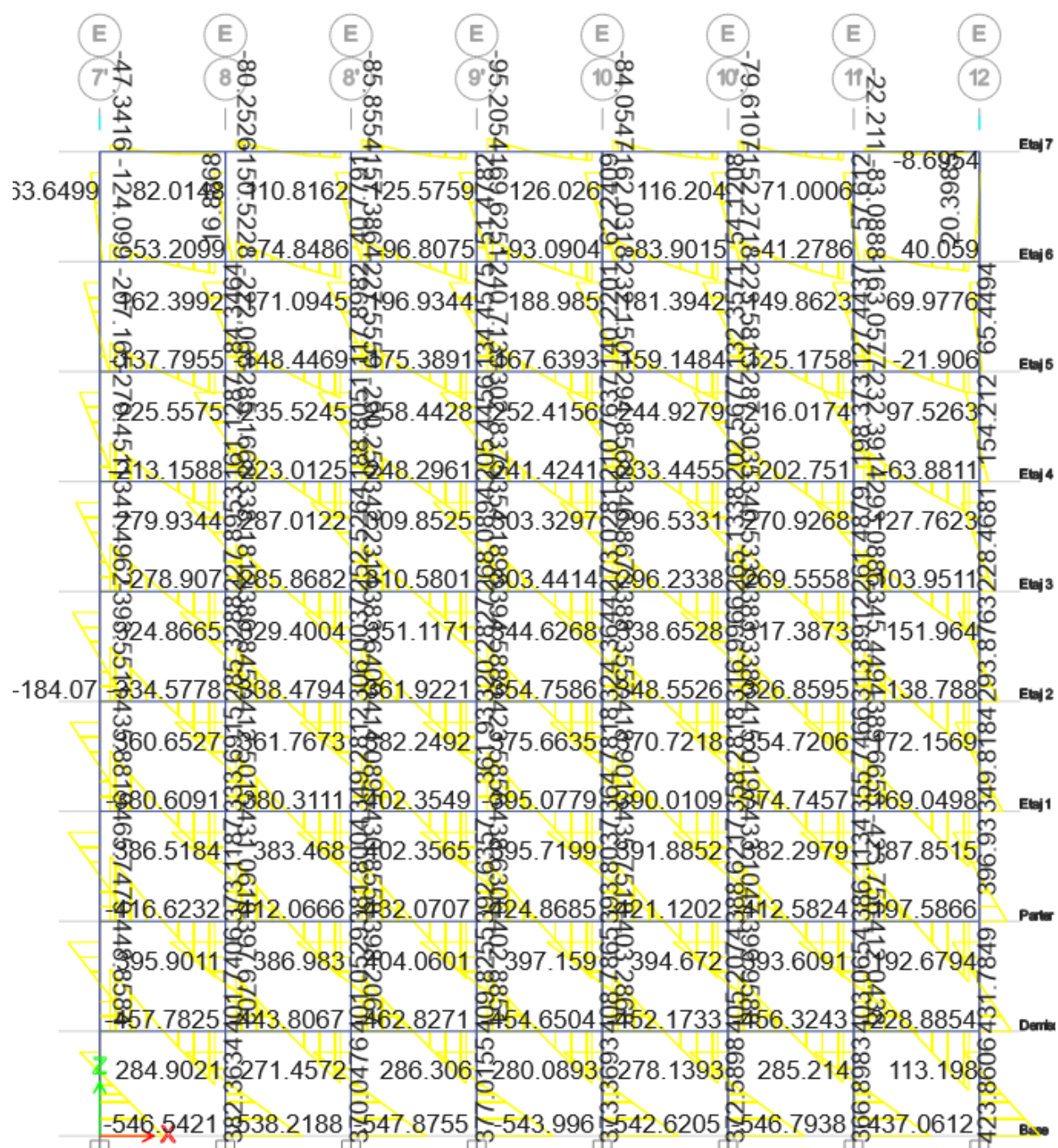


Figura 0.5. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax E

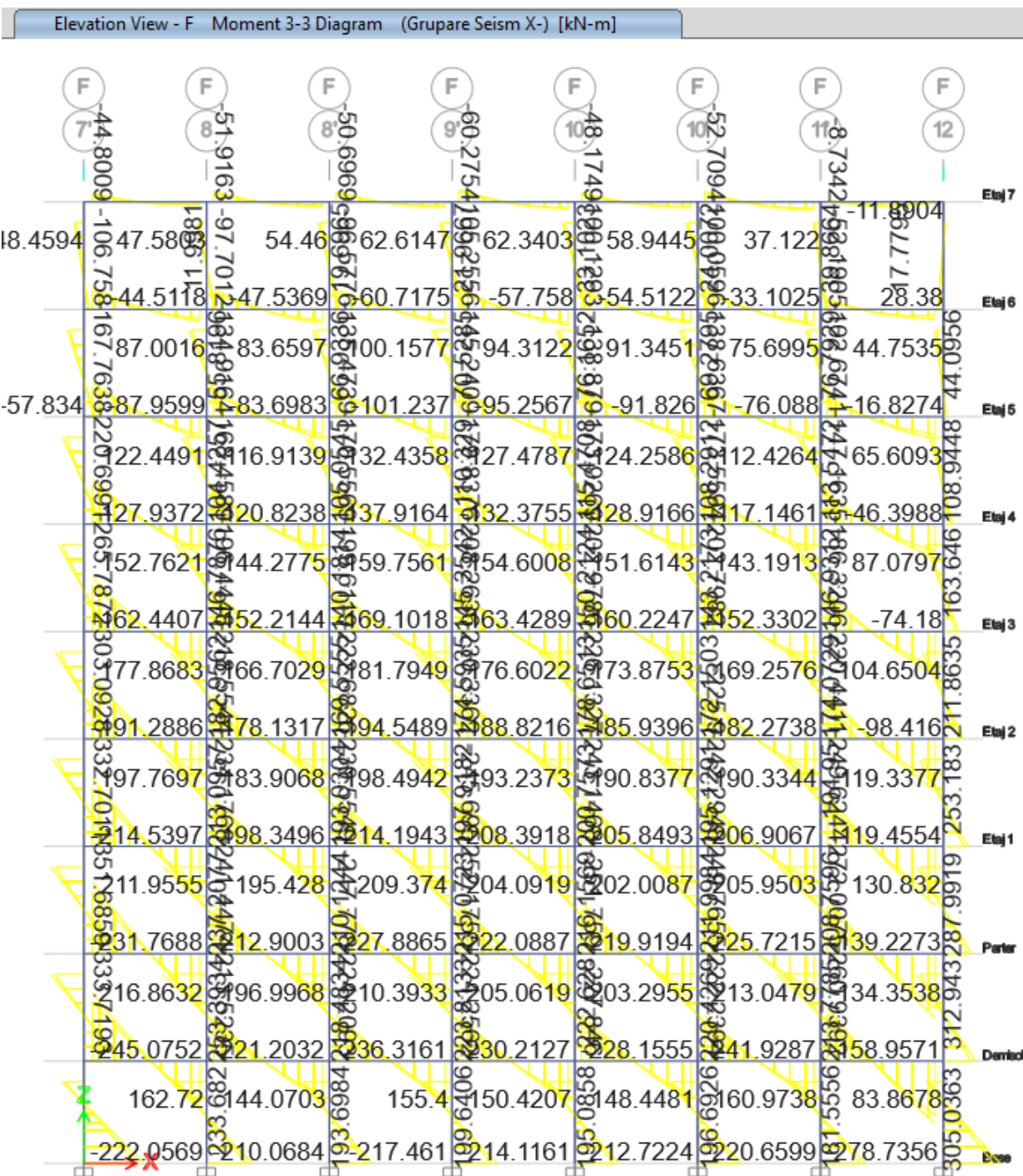


Figura 0.6. Eforturi de calcul – Grupare Seism X- Ax F

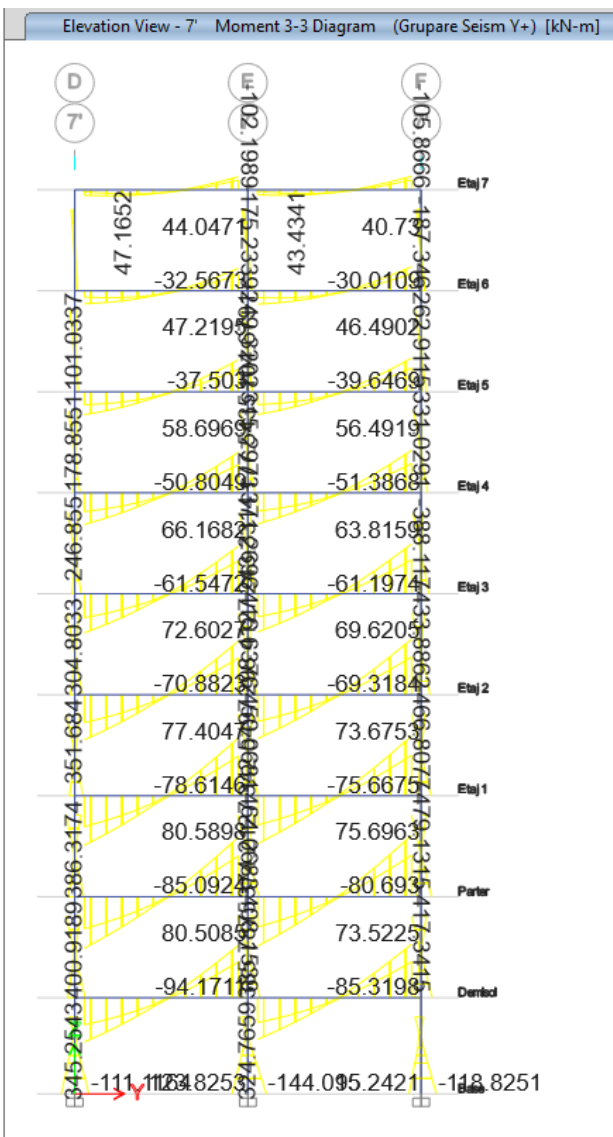


Figura 0.7. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 7'

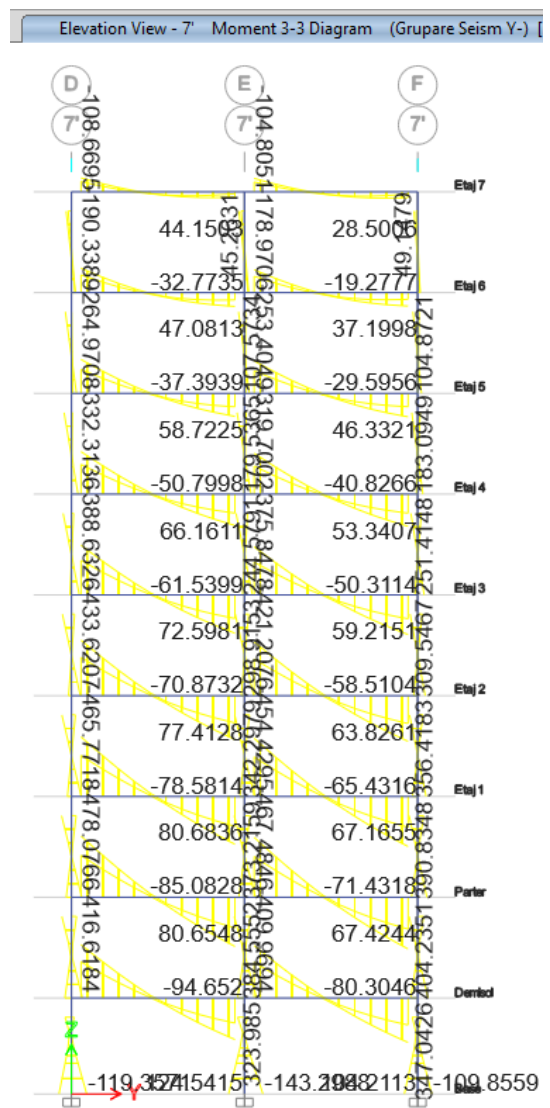


Figura 0.8. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 7'

Elevation View - 8 Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y+)

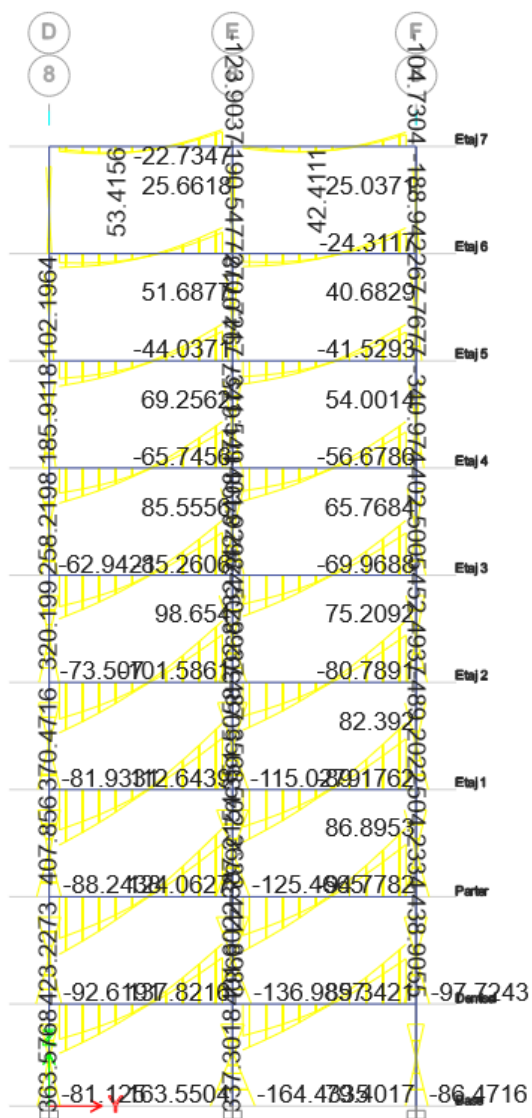


Figura 0.9. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 8

Elevation View - 8 Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y-) [kN-m]

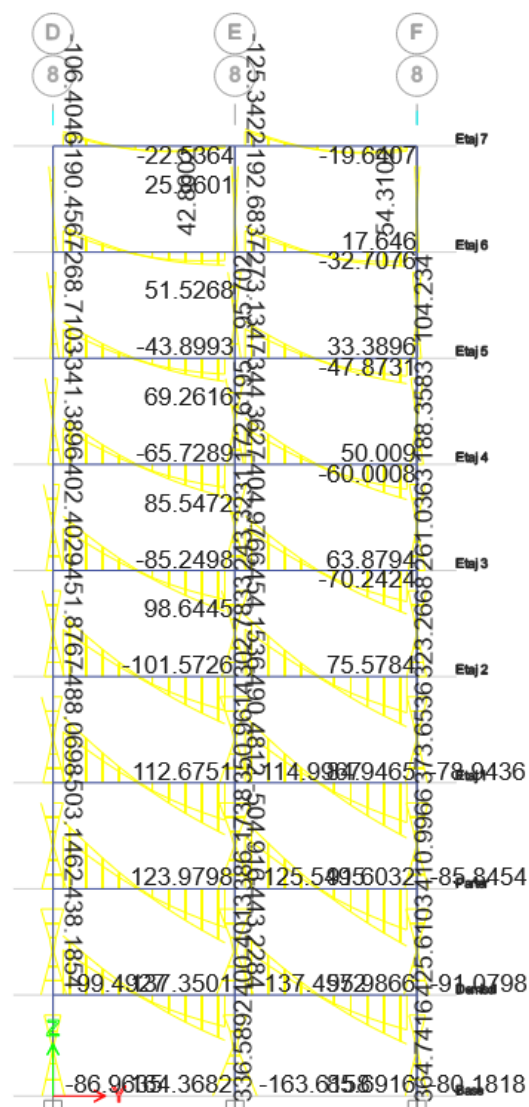


Figura 0.10. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 8

Elevation View - 8' Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y+)

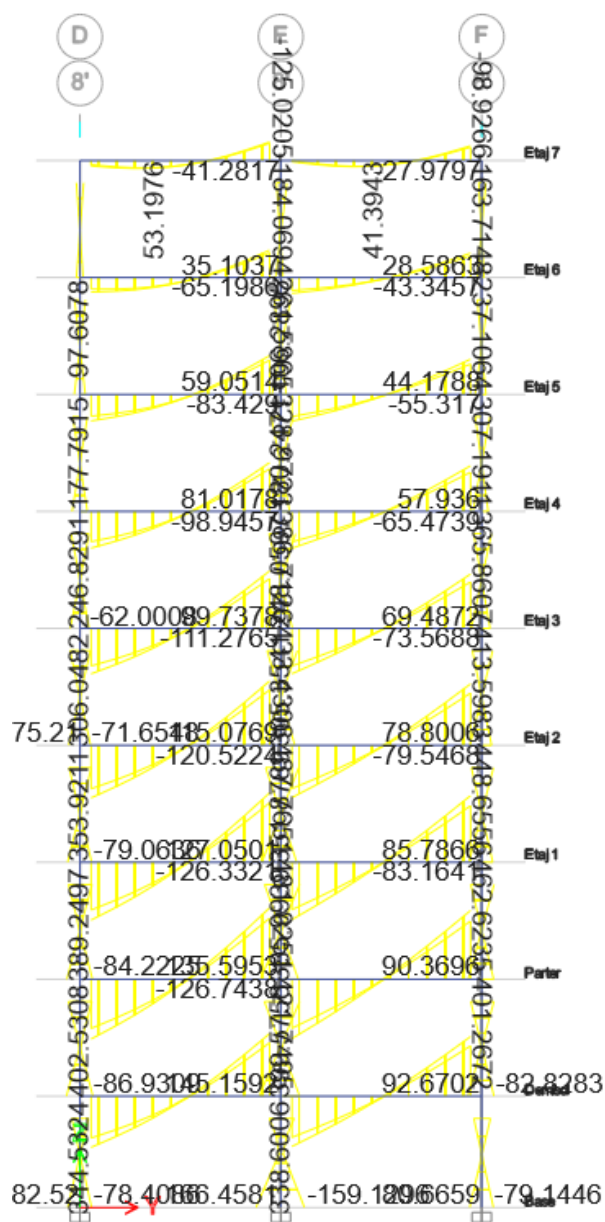


Figura 0.11. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 8'

Elevation View - 8' Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y-)

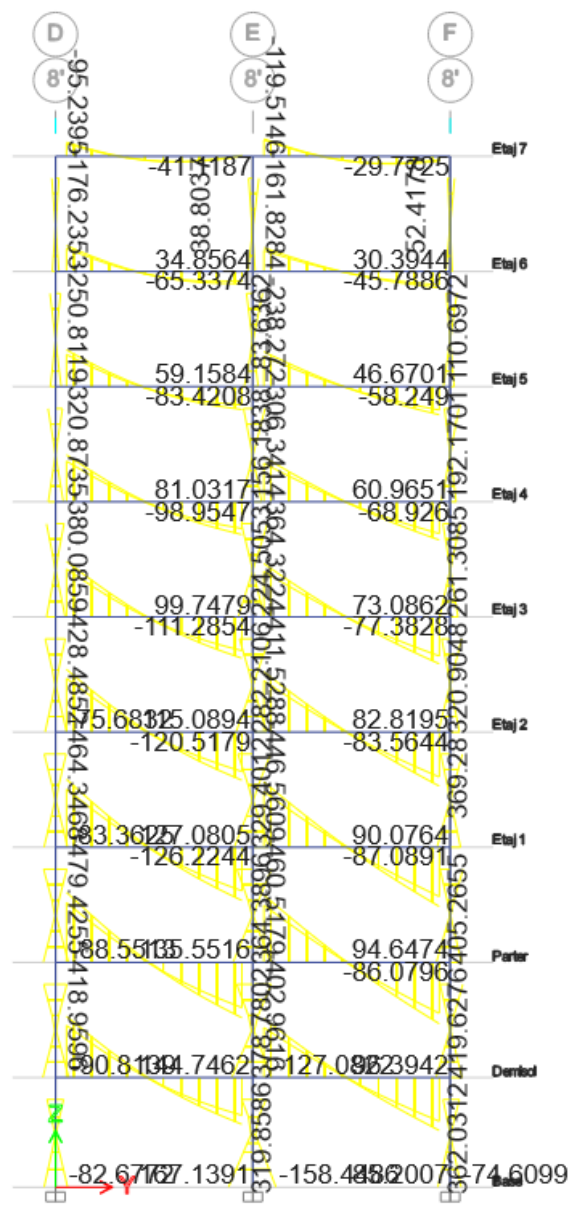
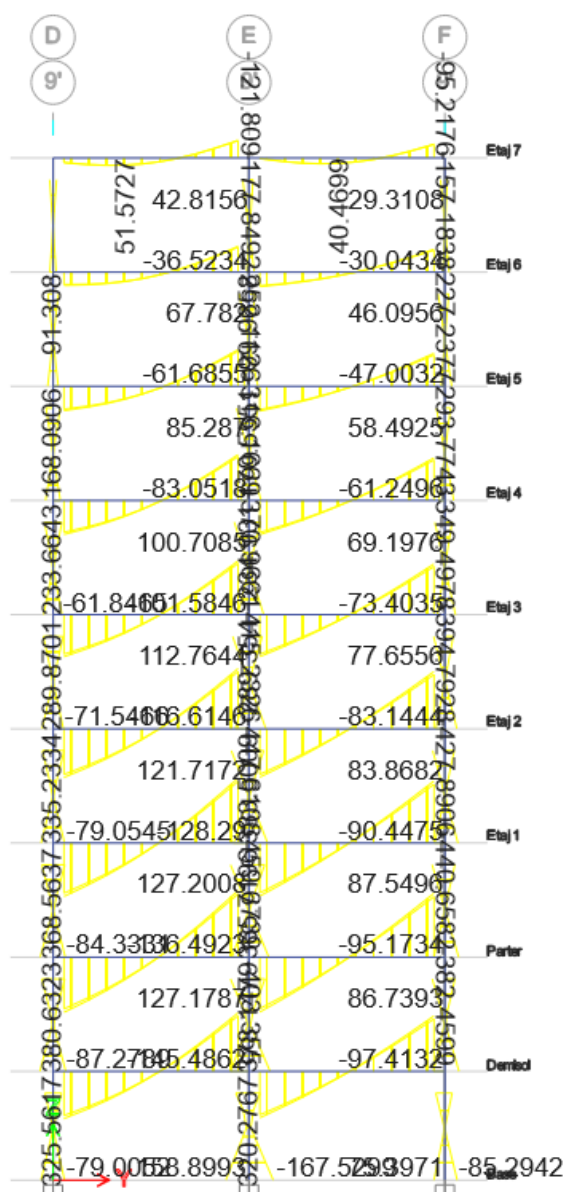
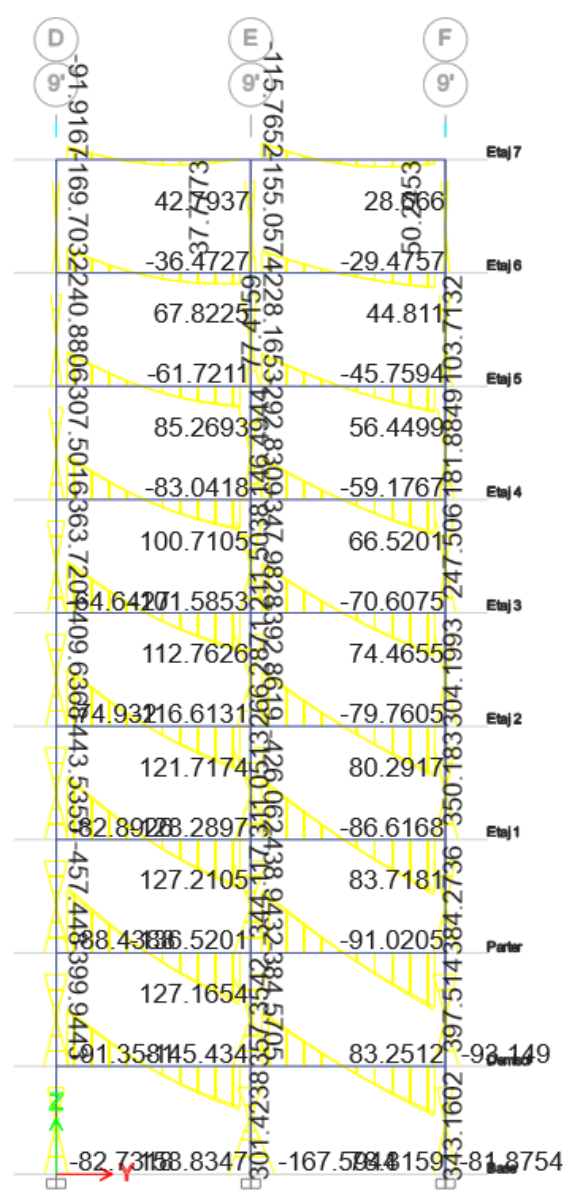


Figura 0.12. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 8'



9.



Elevation View - 10 Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y+)

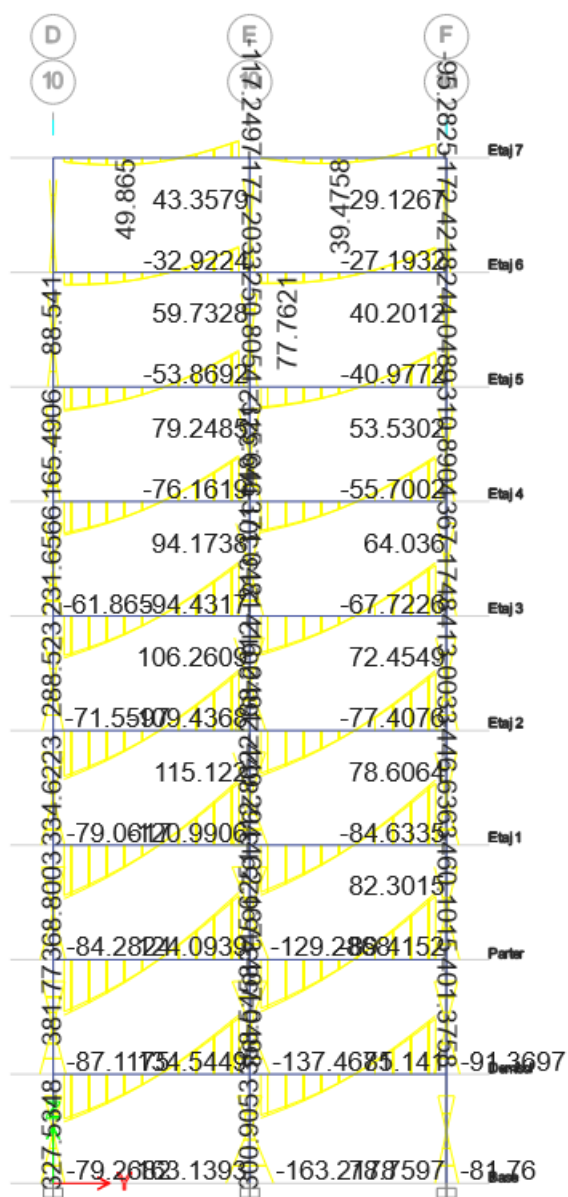


Figura 0.15. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 10

Elevation View - 10 Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y-)

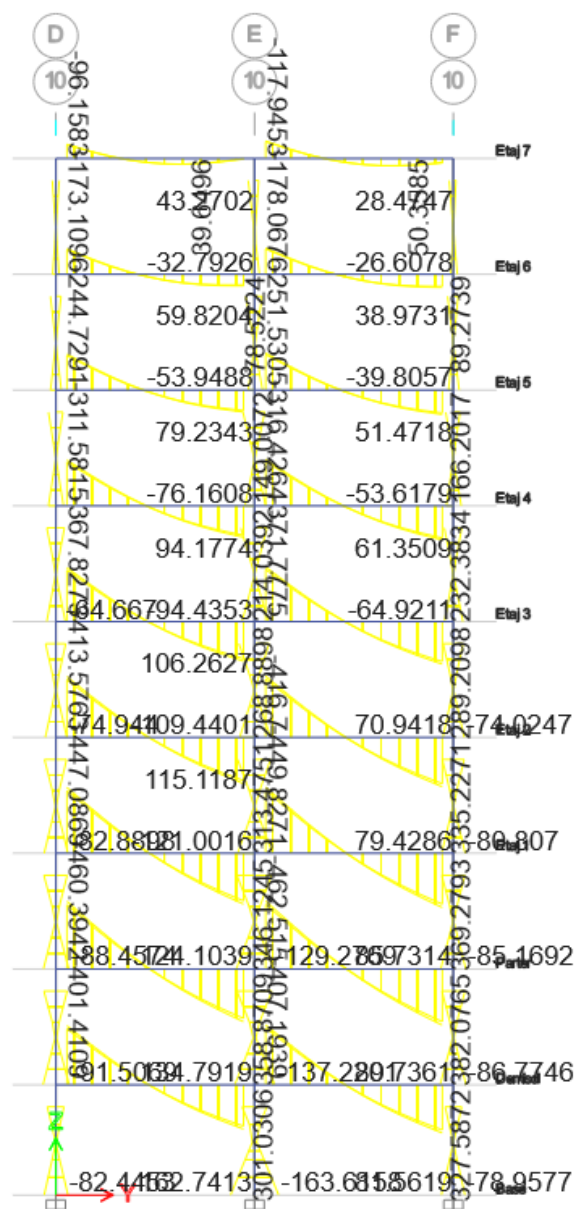


Figura 0.16. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 10

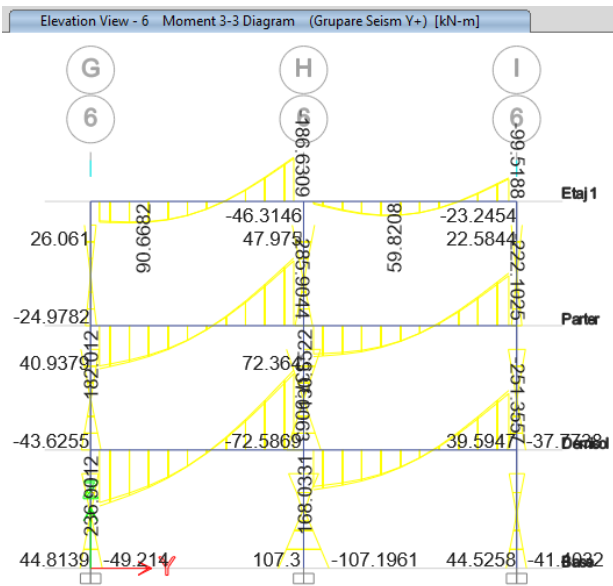


Figura 0.17. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 6

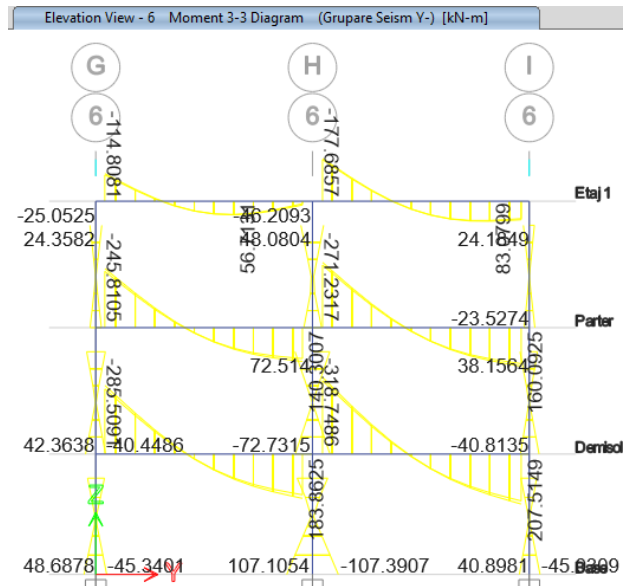


Figura 0.18. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 6

Elevation View - 10' Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y+)

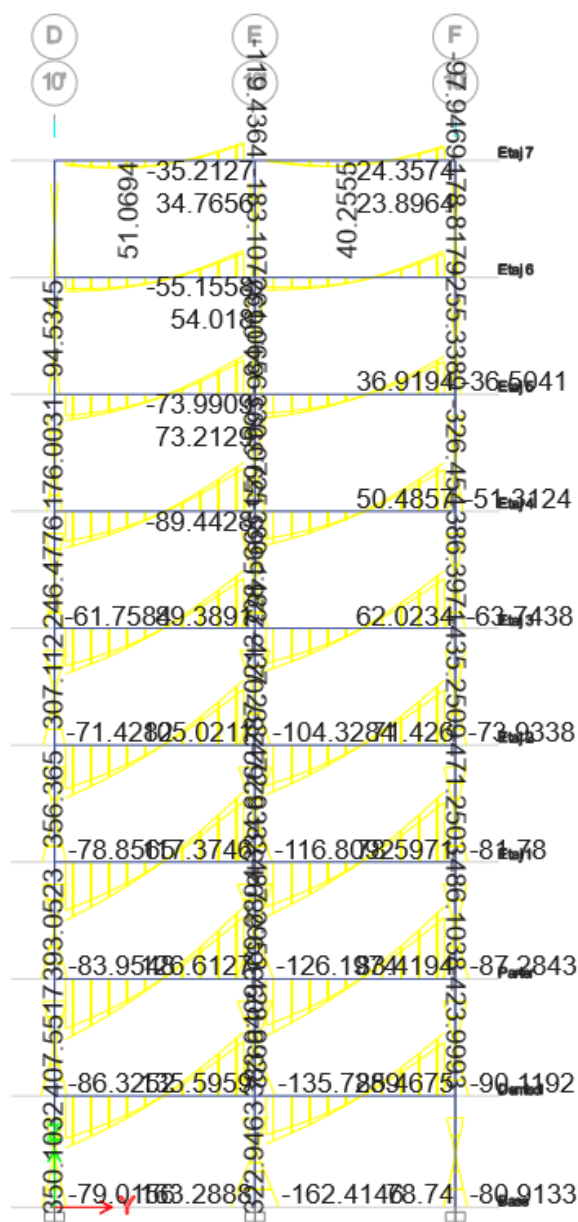


Figura 0.19. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 10'

Elevation View - 10' Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y-)

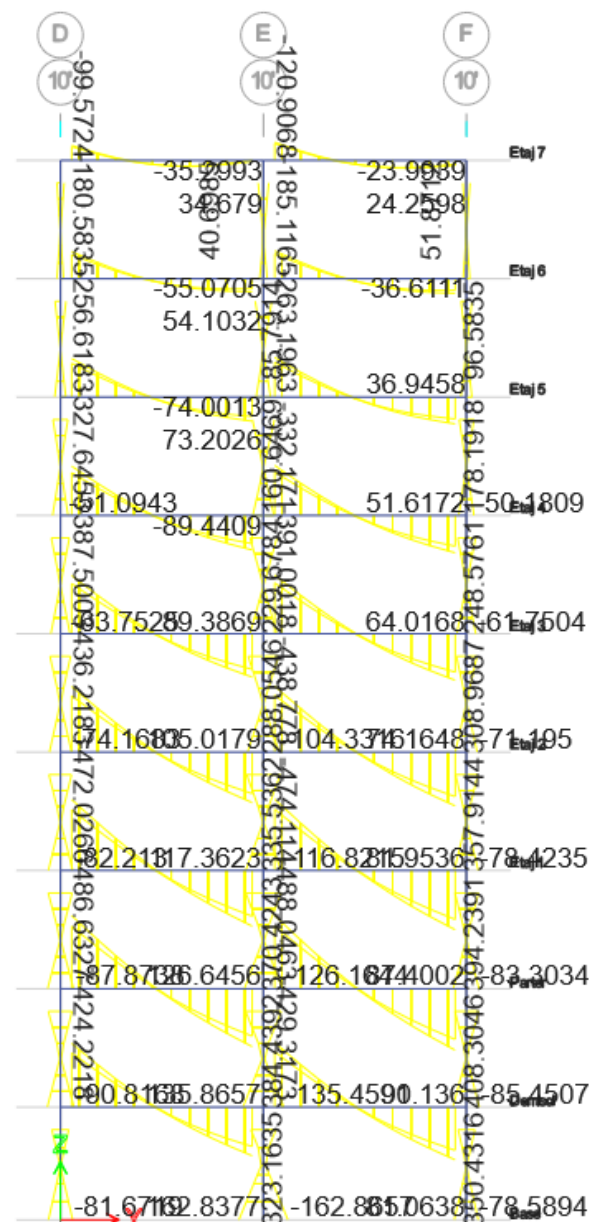


Figura 0.20. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 10'

Elevation View - 11' Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y

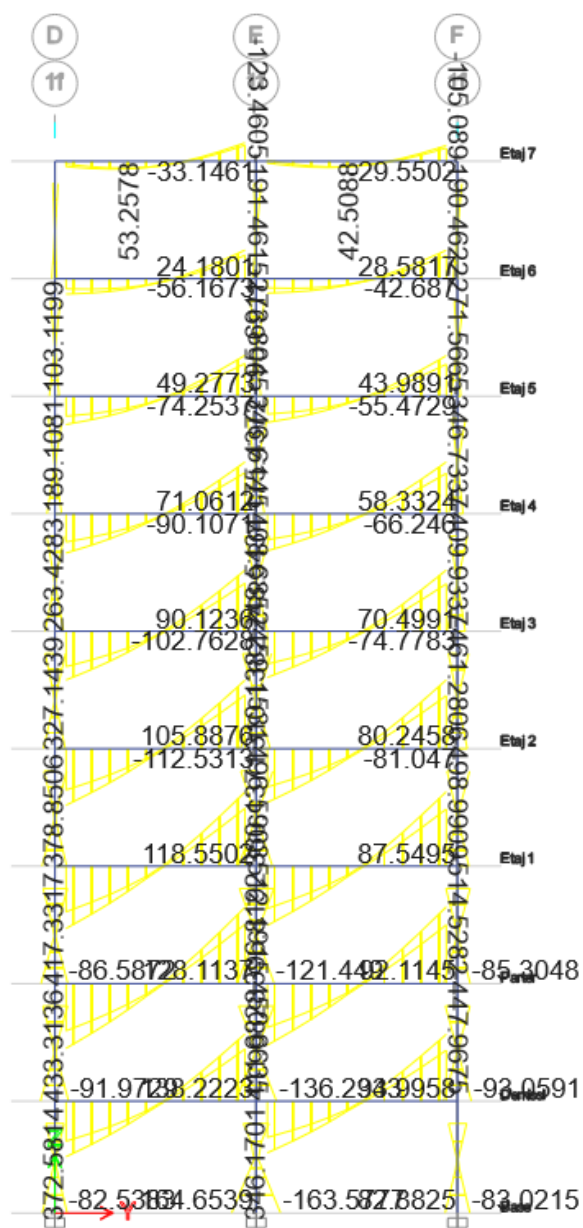


Figura 0.21. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax 11'

Elevation View - 11' Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y-)

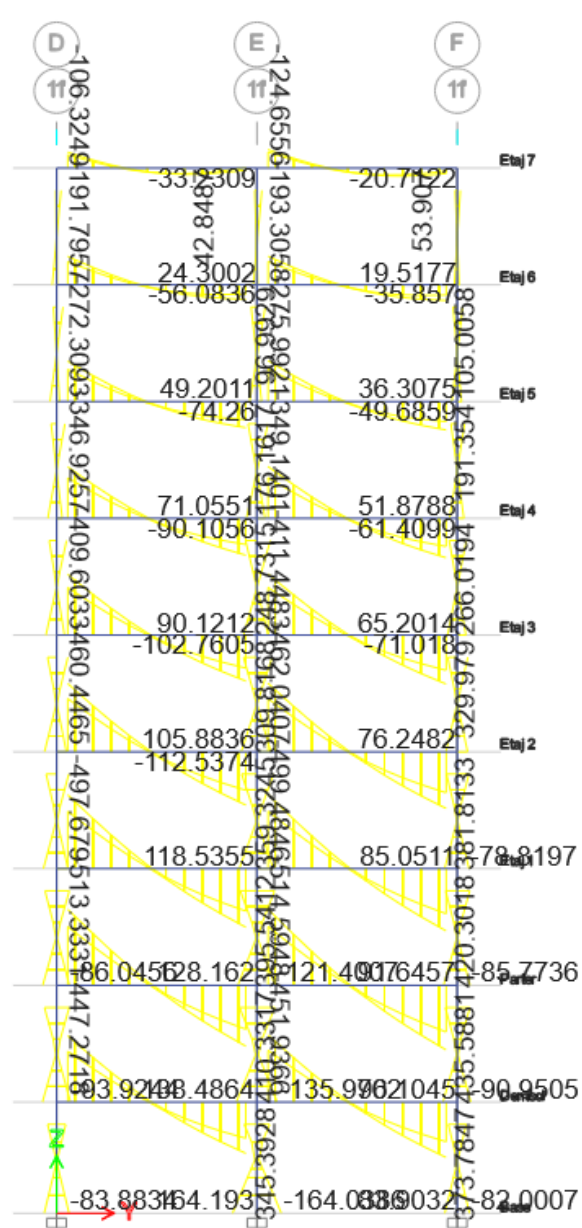


Figura 0.22. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax 11'

Elevation View - 12 Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y+)

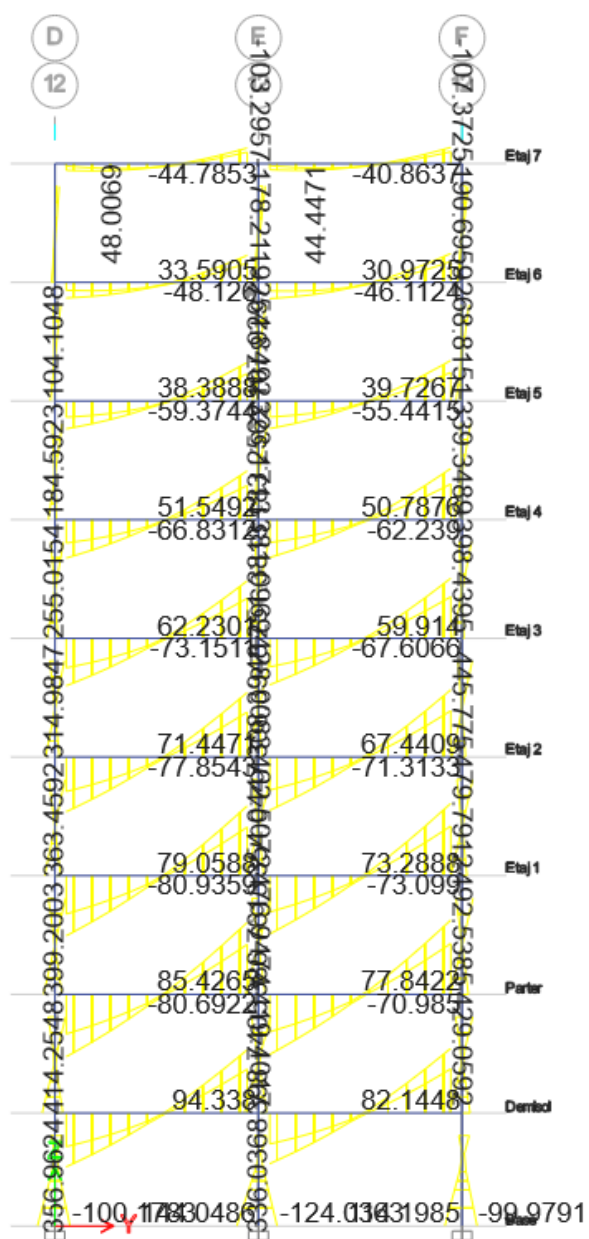


Figura 0.23. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ Ax
12

Elevation View - 12 Moment 3-3 Diagram (Grupare Seism Y-)

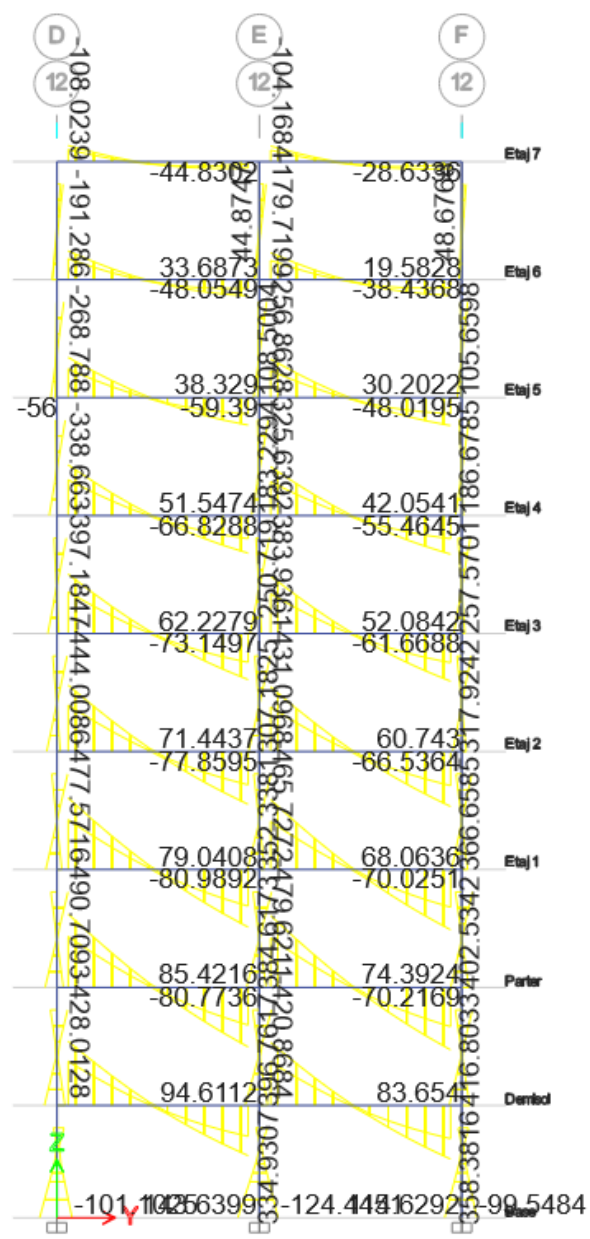


Figura 0.24. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- Ax
12

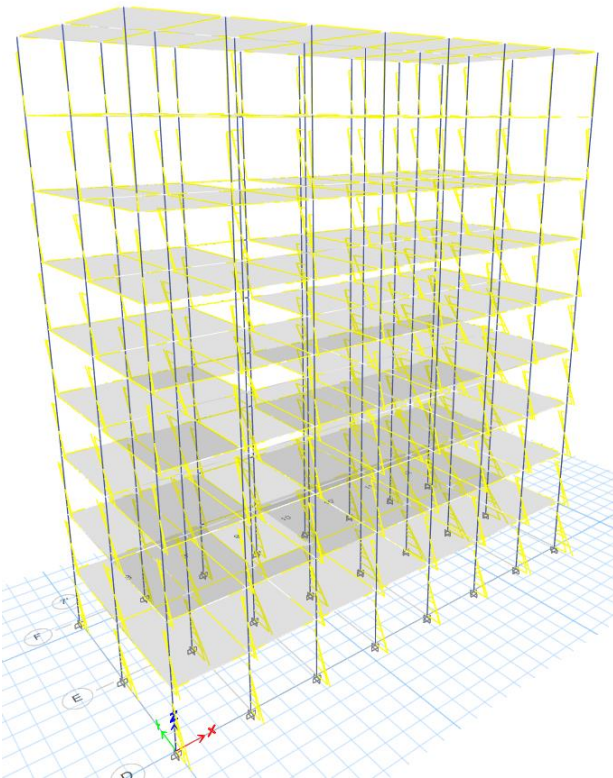


Figura 0.25. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y+ 3D

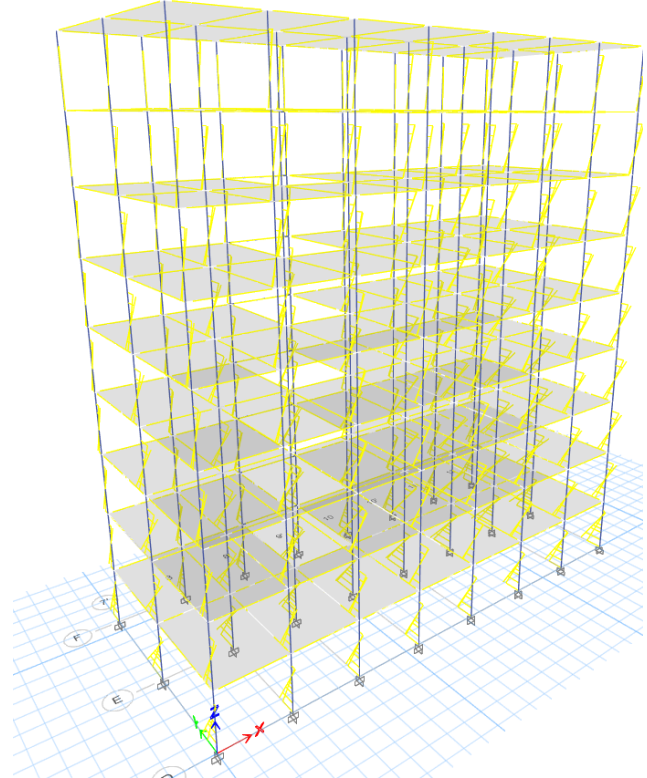


Figura 0.26. Eforturi de calcul – Grupare Seism Y- 3D

VERIFICAREA GRINZILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a grinzilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al momentului încovoietor, se va efectua un calcul privind capacitatea armăturii întinse de la partea inferioară a grinzii (zona de câmp) și un calcul privind capacitatea armăturii comprimate de la partea superioară a grinzii (zona de reazem).

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura întinsă se determină utilizând relația

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right), \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii întinse;
- A_s – aria totală a armăturilor întinse;
- f_{yd} – valoarea de calcul a rezistenței oțelului (cedare ductilă);
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse, se determină cu relația $d_{eff} = h - a_{eff}$, unde:
 - h – înălțimea grinzii;
 - a_{eff} – distanța de la centrul de greutate al armăturii la extremitatea grinzii, se determină prin suma acoperii nominale cu beton (c_{nom}) și jumătate din diamterul barei (ϕ_{eff});
- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate, se determină cu relația: $x_{eff} = \frac{A_s f_{yd}}{b_{eff} f_{cd}}$, unde:
- b_{eff} – lățimea activă a grinzii
- f_{cd} – rezistența de calcul la compresiune a betonului (cedare ductilă)

Valoarea momentului încovoietor capabil pentru armătura comprimată se determină utilizând relația:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_{eff} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + A'_s f_{yd} \left(\frac{x_{eff}}{2} - a' \right). \text{ unde:}$$

- M_{Rd} – momentul încovoietor capabil al armăturii comprimate;
- A_s – aria armăturii comprimate
- A'_s – aria armăturii întinse
- d_{eff} – înălțimea activă a zonei întinse. se determină similar cu cazul prezentat anterior;
- x_{eff} – înălțimea activă a zonei comprimate. se determină cu relația: $x_{eff} = \max \left(\frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{b f_{cd}}, 2a' \right)$

În ceea ce privește verificarea grinzilor din punct de vedere al forței tăietoare. se va determina forța tăietoare de dimensionare. după care se va verifica capacitatea portantă la forță tăietoare a secțiunii.

Forțele tăietoare de verificare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea gravitațională din gruparea seismică și momentele încovoietoare de la extremitățile grinzii. corespunzătoare fiecărui sens de acțiune. la formarea articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod.

La fiecare secțiune de capăt. se calculează două valori ale forțelor tăietoare de verificare. maximă ($V_{Ed,max}$) și minimă ($V_{Ed,min}$). corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative ($M_{db,i}$) care se dezvoltă la cele două extremități $i = 1$ și $i = 2$ ale grinzii:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \right). \text{ unde:}$$

- $M_{Rb,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i . în sensul momentului asociat sensului de acțiune a forțelor;
- γ_{Rd} – factorul de suprazistență datorat efectului de consolidare al oțelului. $\gamma_{Rd} = 1.20$
- ΣM_{Rc} și ΣM_{Rb} sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stălpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul; valoarea ΣM_{Rc} trebuie să corespundă forței axiale din stâlp în situația asociată sensului considerat al acțiunii seismice obținute în situația seismică de proiectare.

Modul de dimensionare la forță tăietoare și de armare transversală a zonelor critice se stabilește în funcție de valoarea algebrică a raportului între forța tăietoare minimă și cea maximă.

$$\xi = \frac{V_{Edmin}}{V_{Edmax}}, \text{ în secțiunea de calcul.}$$

Pentru verificare se vor determina:

➤ Rezistență bielei comprimate cu relația: $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tan(\theta)}$. unde:

- α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată. valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
- z – brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0.90d$
- v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare. se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$
- θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$

➤ Rezistență armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{ydw} z \cotg(\theta)}{s}$. unde:

- A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale uni rând de etrieri
- s – distanța între rândurile de etrieri

În urma verificării grinzilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din câmp, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic II (R_sII) la limita superioară, valorile capabile ale acestora depășind $R_3=63.87\%$, însă în condițiile optime de comportare al ansamblului structural privind mecanismul de disipare al energiei pentru toate nivelele structurii, acest indicator ajunge la valoare $R_3>100\%$, încadrând structura în clasa de risc seismic IV.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale din reazem, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic I (R_sI) spre clasa de Risc Seismic (R_sII), valorile capabile ale acestora ajungând la $R_3=29.33\%$. Dar, în condițiile optime de comportare al ansamblului structural, și ținând cont de mecanismul de disipare al energiei pentru nivelele structurii, se poate aprecia că indicatorul $R_3=60.115\%$, reprezentând media indicatorului R_3 pe nivelele structurii, pentru direcția de acțiune care indică solicitările mai mari. De asemenea, din considerentul că elementele nestructurale nu au fost introduse în programul de calcul structural, structura se poate încadra în clasa de risc seismic III, influența elementelor neportante ameliorând solicitările din elementele portante.
- Media rezistențelor capabile ale grinzilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale grinzilor, încadrează atât grinzile longitudinale, cât și grinzile transversale în clasa de Risc Seismic III (R_sIII), valorile indicatorului de risc seismic fiind la $R_3=72.91\%$.

VERIFICAREA STÂLPILOR

Pentru determinarea capacității de rezistență a stâlpilor se vor respecta prevederile codului P100 – 1 / 2013 și prevederile SR-EN-1992-1-1 / 2004.

În ceea ce privește verificarea stâlpilor din punct de vedere al momentului încovoietor, se va efectua calculul în următoarele etape:

- N_{Ed} – forța axială de verificare din stâlpi, se determină în combinația seismică considerată;
- Determinarea momentului încovoietor capabil al secțiunii utilizând:

- $M_{Rd} = A_s f_{yd} d + \frac{N_{Ed} d}{2}$, dacă $x < x_{lim}$
- $M_{Rd} = A_s f_{yd} d - \frac{N_{Ed} d}{2} + b_c x f_{cd} \left(d - \frac{x}{2} \right)$, dacă $x \geq x_{lim}$ unde:
 - A_s – aria de armătură pe o latură a stâlpului;
 - d – înălțimea activă a zonei întinse
 - x – înălțimea activă a zonei comprimate. $x = \frac{N_{Ed}}{b_c f_{cd}}$

În ceea ce privește calculul forței tăietoare de verificare, forța tăietoare de verificare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub acțiunea momentelor încovoietoare de la extremități, corespunzând, pentru fiecare sens al acțiunii seismice, formării articulațiilor plastice, care pot apărea fie în grinzi, fie în stâlpii conectați în nod. Se efectuează următoarele operațiuni pentru determinarea forței tăietoare de verificare:

- Se determină momentele încovoietoare maxime de la extremitățile stâlpului cu următoarea relația: $M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rci} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$, unde:
 - $M_{Rc,i}$ – valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice;
 - γ_{Rd} – factor care ține cont de efectul consolidării oțelului și al fretării betonului în zonele comprimate, are valoarea 1.30 pentru nivelul de la baza construcției și 1.20 pentru restul nivelurilor;
 - $\sum M_{Rb}$ și $\sum M_{Rc}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor și grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul;
- Valorile de proiectare ale momentelor capabile în stâlpi sunt stabilite pe baza valorilor forțelor axiale din situația de proiectare seismică corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice.
- Se determină forța tăietoare de proiectare cu relația: $V_{Ed} = \frac{M_{dc1} + M_{dc2}}{l_{cl}}$, unde:
 - l_{cl} – înălțimea liberă a stâlpului
 - Pentru verificare se vor determina:
- Rezistența bieii comprimate cu relația: $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tan(\theta)}$, unde:
 - α_{cw} – coeficient ce ține seama de effort în fibra comprimată, valoarea acestuia este egală cu 1 pentru structuri fără precomprimare;
 - z – brațul de pârghie al forțelor interne; $z = 0.90d$
 - v_1 – coeficient de reducere a rezistenței betonului fisurat la forță tăietoare, se determină cu relația $v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200} \right)$
 - θ – unghiul între biela comprimată și axul grinzii: $\theta = 45^\circ$
- Rezistența armăturii la forță tăietoare: $V_{Rds} = \frac{A_{sw} f_{yd} z \cotg(\theta)}{s}$, unde:
 - A_{sw} – aria secțiunilor armăturilor pentru forță tăietoare ale unui rând de etrieri

- s – distanța între rândurile de etrieri

Figura 0.27. Identificarea stâlpilor ce vor fi verificați

În urma verificării stâlpilor pentru structura existentă, ținând cont de modul de armare al acestora, se pot enumera următoarele:

- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din moment încovoietor, pentru verificarea armăturilor longitudinale, încadrează atât pe direcția X de acțiune a seismului, cât și pe direcția Y în clasa de Risc Seismic IV (R_sIV), valorile capabile ale acestora depășind **$R_3 > 100\%$** .
- Media rezistențelor capabile ale stâlpilor la solicitările din forță tăietoare, pentru verificarea armăturilor transversale ale stâlpilor, încadrează structura pentru ambele direcții de acțiune a seismului în clasa de Risc Seismic II la limita superioară (R_sII), valorile capabile ale acestora ajungând la **$R_3 = 55.46\%$** . Din considerentul că elementele neportante ale structurii nu au fost luate în considerare în ansamblul structural modelat, se poate aprecia că valoarea indicatorului de risc seismic R_3 încadrează structura în clasa de risc seismic R_sIII , aceasta depășind 65,00%.

VERIFICAREA PLĂCILOR

Din punct de vedere geometric plăcile sunt elemente la care două dintre dimensiuni sunt mult mai mari decât cea de a treia ($l_1, l_2 \gg h_p$). Plăcile sunt supuse la încărcări normale pe planul lor median.

Pentru calculul eforturilor placa se reduce în general la planul său median. Proporțiile geometrice și natura încărcărilor fac ca plăcile să fie solicitate în principal la momente încovoietoare pe două direcții (M_x, M_y). Aceste momente pot fi preluate numai prin dispunerea de armătură longitudinală. Forțele tăietoare (Q_x, Q_y) au, în cele mai multe cazuri, valori scăzute ce pot fi preluate în bune condiții de beton, nefiind necesară armarea transversală.

La celelalte plăci eforturi mai mari au fost întâlnite în zona pereților, acolo unde din cauza fenomenului de străpungere au apărut și momente de încovoiere mari. Însă armarea zonelor respective nu a reprezentat o problemă.

În zona scării au fost lăsate mustăți astfel încât la turnarea rampelor și a podestului intermediar, să fie asigurată conlucrarea/legarea scării cu restul structurii.

Procedura de dimensionare a unei plăci este asemănătoare cu procedura de dimensionare a unei grinzi, astfel pentru placă, utilizând o armare $\phi 10$ OB37 la un pas de 15cm se va obține un moment capabil al plăcii la moment încovoietor de **20.18 kNm**.

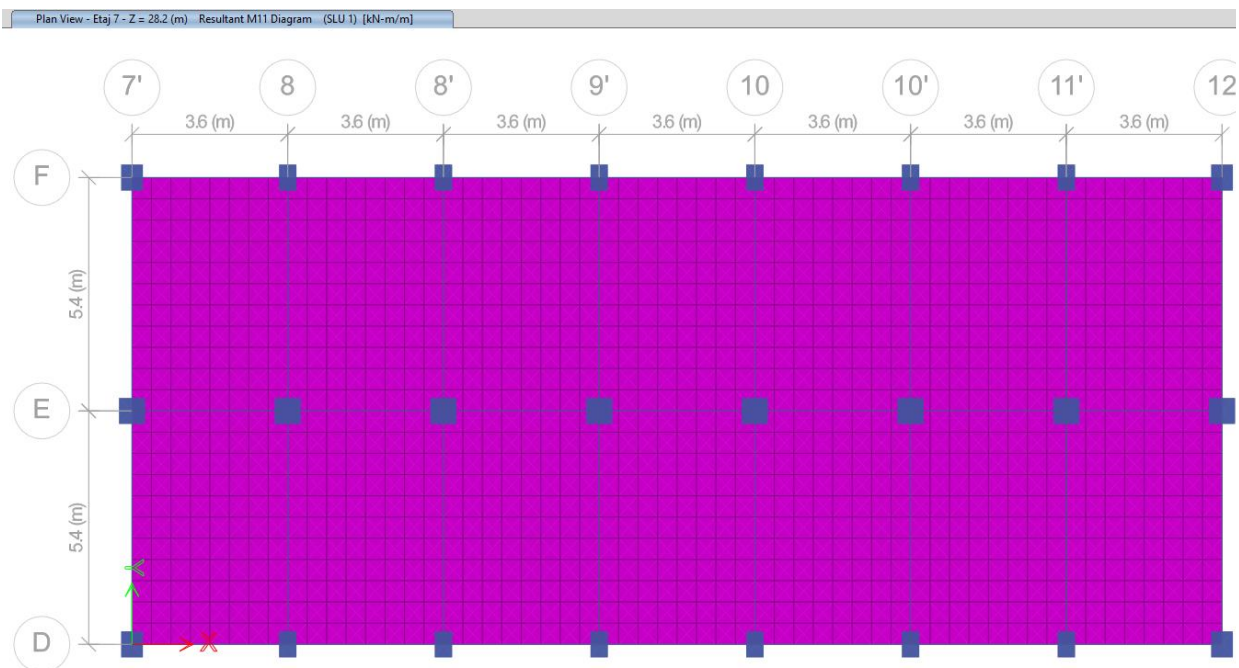


Figura 0.28. Armare în câmp a plăcii – Direcția X

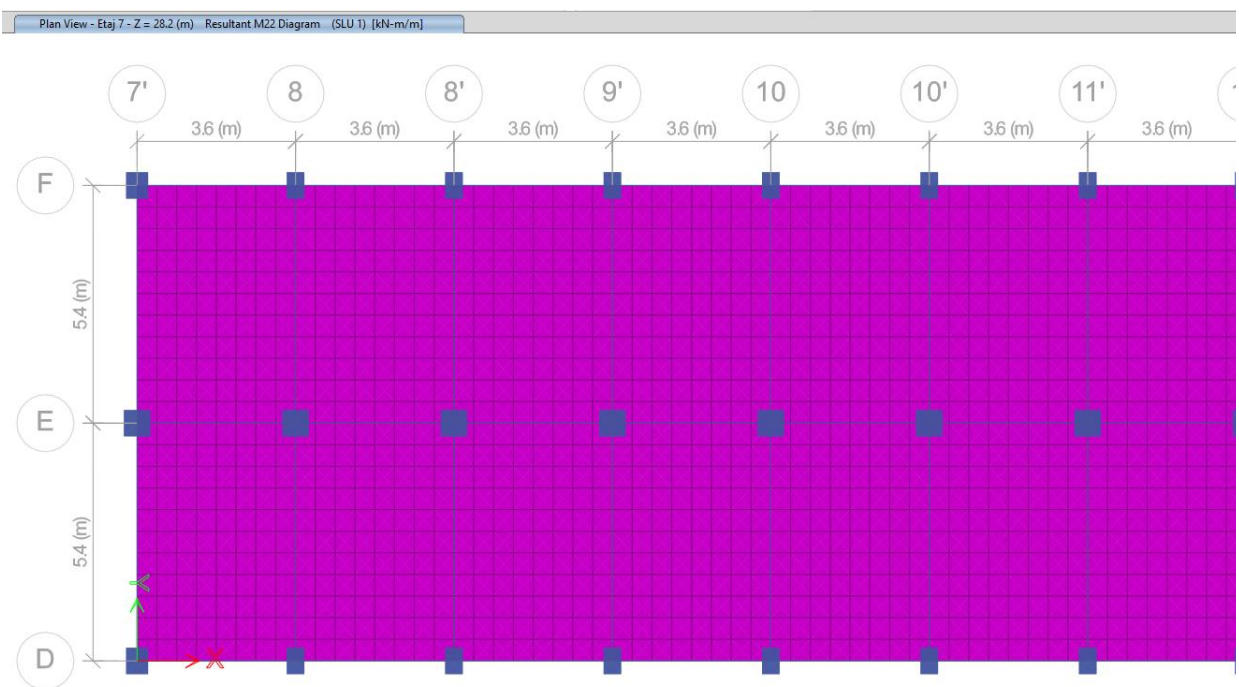


Figura 0.29. Armare în câmp a plăcii – Direcția Y

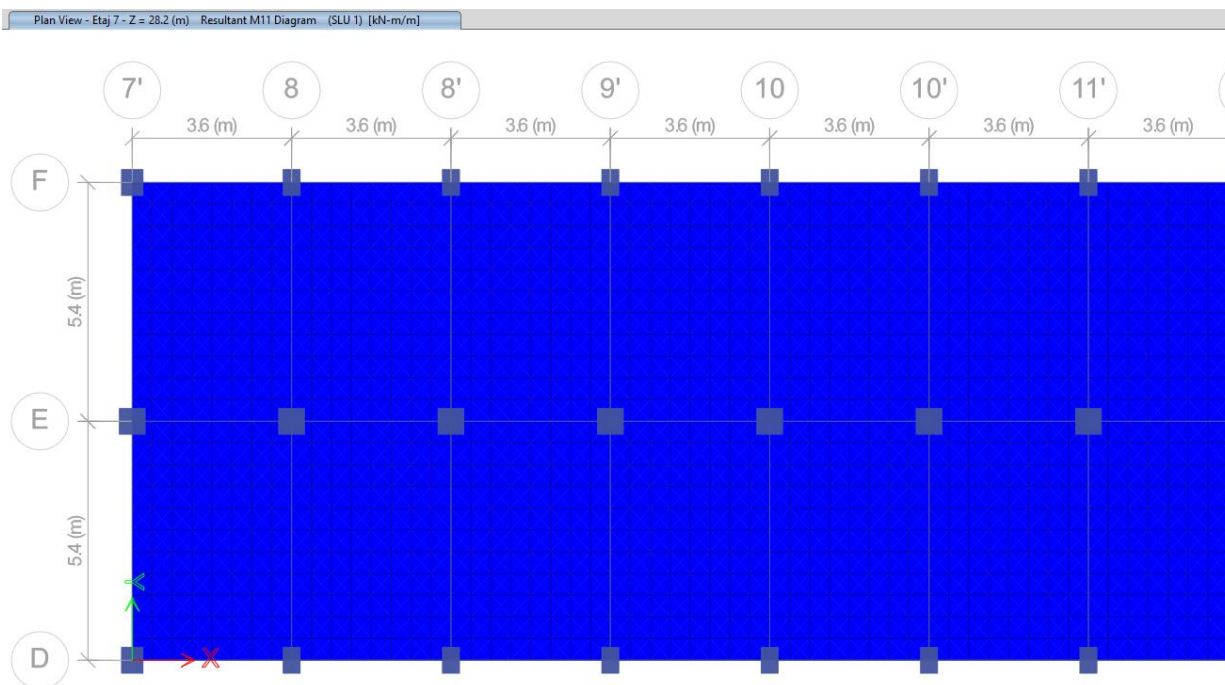


Figura 0.30. Armare în reazem a plăcii – Direcția X

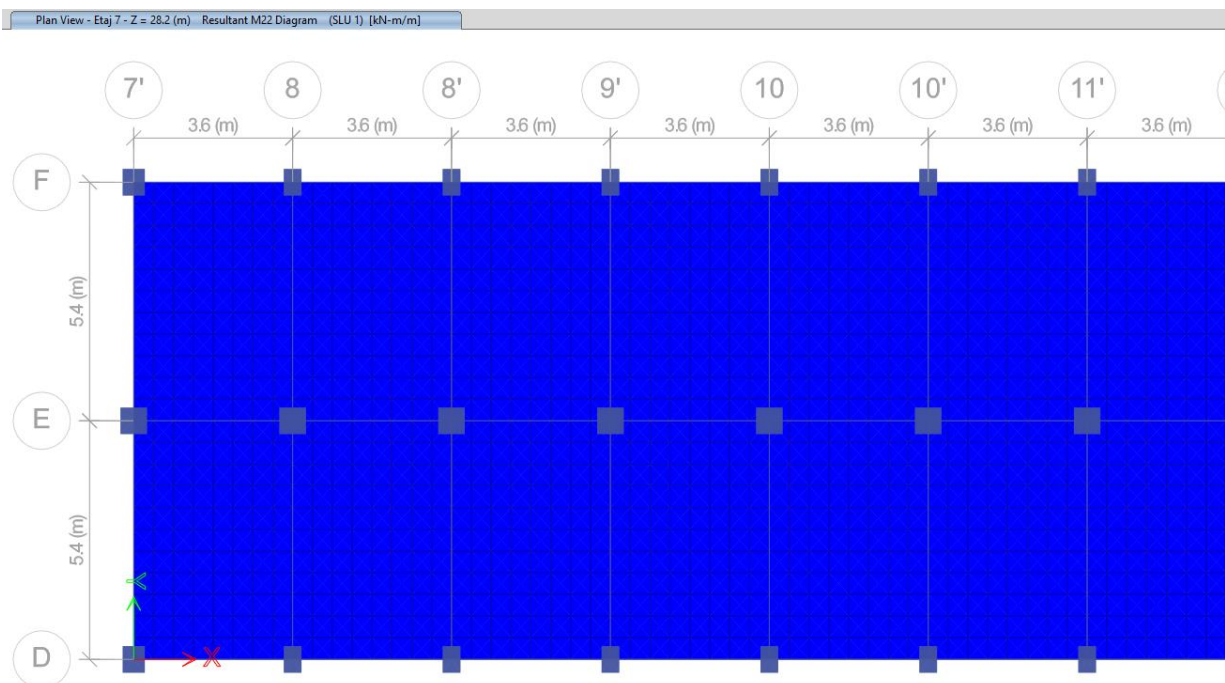


Figura 0.31. Armare în reazem a plăcii – Direcția Y

Din rezultatele obținute în figurile de mai sus se poate estima că din punct de vedere structural, plăcile îndeplinesc la limită cerințele la Starea Limită Ultima.

CONCLUZII

În urma evaluării tehnice și a constatărilor vizuale efectuate, s-a stabilit că structura clădirii prezintă o comportare corespunzătoare la acțiuni seismice, nefiind identificate degradări structurale semnificative sau mecanisme de cedare potențiale.

Întrucât clădirea este încadrată în clasa III de risc seismic, nu se impune executarea de lucrări de consolidare structurală în această etapă. Se recomandă doar menținerea în exploatare în condiții normale, efectuarea reviziilor tehnice periodice și executarea anumitor lucrări de întreținere pentru elementele nestructurale.

Se propun următoarele lucrări pentru îmbunătățirea condițiilor de lucru în clădire:

1) *Lucrări la elementele structurale:*

- Inspectarea periodică (anuală sau după cutremure) a stâlpilor, grinzilor, pereților portanți și nodurilor structurale pentru:
 - fisuri fine sau desprinderi ale tencuielilor;
 - urme de coroziune, umiditate sau eflorescențe;
 - eventuale tasări sau deplasări locale.
- Curățarea și protejarea zonelor de beton expus, cu aplicarea de vopsele sau pelicule protectoare.
- Refacerea tencuielilor în zonele unde s-au desprins sau fisurat superficial (fără rol structural).
- Reparații minore prin injectare a fisurilor fine (cu rășini epoxidice sau mortare speciale), dacă este cazul.

2) *Lucrări la elementele nestructurale și de finisaj*

- Verificarea și reparația pereților de compartimentare (fisuri, desprinderi la rosturi).
- Ancorarea mobilierului, a corpurilor suspendate, vitrinelor, echipamentelor grele pentru a preveni accidentele la mișcări seismice.
- Verificarea și consolidarea parapetelor, cornișelor, balcoanelor și a elementelor decorative de fațadă (fixare mecanică, refacere mortar).
- Refacerea tencuielilor exterioare și a termosistemului unde apar desprinderi sau infiltrații.
- Reparația pardoselilor și refacerea rosturilor dilatate.

3) *Lucrări la planșee și acoperiș*

- Verificarea și refacerea hidroizolației acoperișului și a straturilor de protecție.
- Curățarea periodică a jgheburilor, burlanelor și scurgerilor pluviale, pentru a evita infiltrațiile.
- Controlul eventualelor deformări ale planșeelor sau apariția de fisuri la intrados.

4) *Lucrări la instalații și echipamente*

- Revizii tehnice regulate la instalațiile electrice, de gaz, apă și încălzire.
- Ancorarea sau fixarea echipamentelor grele (centrale termice, rezervoare, aer condiționat, lifturi).

- Înlocuirea elementelor degradate (conducte, țevi, racorduri flexibile) pentru a preveni scurgeri și infiltrații.

5) *Lucrări de protecție și siguranță*

- Verificarea periodică a căilor de evacuare, a balustradelor, ușilor de siguranță și sistemelor de iluminat de urgență.
- Asigurarea funcționării sistemelor de detectare și stingere incendii.
- Montarea sau revizuirea sistemelor de protecție împotriva căderii elementelor (plase, cornișe fixate etc.).

6) *Mentenanță documentară și inspecții*

- Jurnal de inspecții anuale, cu fotografii și descrieri scurte ale stării structurii.
- Reevaluare tehnică de către un specialist o dată la 5–10 ani sau după un seism important.
- Actualizarea planului de intervenție post-seism și a contactelor de urgență.

Totodată, ținând cont de faptul că cele 3 tronsoane sunt asemănătoare din punct de vedere structural și arhitectural, se poate aprecia că acestea se încadrează în clasa de risc seismic III.

