

CREȘTEREA MOBILITĂȚII URBANE PRIN REALIZAREA UNUI HUB DE TRANSPORT ȘI AUTOBAZĂ ÎN MUNICIPIUL BUZĂU

- PROIECT TEHNIC DE EXECUȚIE -



PRIMĂRIA
MUNICIPIULUI BUZĂU

2023



PAGINĂ DE CAPĂT

Atributele documentului

Denumirea obiectivului de investiții:	Creșterea mobilității urbane prin realizarea unui Hub de Transport si Autobază in Municipiul Buzău
Obiect 1:	AUTOBAZĂ ȘI HUB TRANSPORT
Faza de proiectare:	PROIECT TEHNIC DE EXECUTIE - P.T.E. Breviar de calcul specialitatea Rezistență
Data elaborării:	12.2023
Ordonator principal de credite:	UAT Municipiul Buzău
Beneficiarul investiției:	UAT Municipiul Buzău
Numar proiect	205/01.11.2021

PROIECTANT:



Nr. contract : 162488

Data contract : 01.11.2021

PAGINĂ DE SEMNĂTURI

Lista

Manager de proiect:

Dr. Ing. Radu TIMNEA

Proiectanți:

Inginer

ing. Claudiu-Anton URSU

Inginer

ing. Marius-Gabriel PAVAL

Inginer

ing. Dragos-George BULIBASA

Inginer

ing. Adrian DUTU

Inginer

ing. Paul BALABAN

Inginer

ing. Cristian RUSU

Inginer

ing. Tamara GHEORGHE

Inginer

ing. Andrei PONOVA

Inginer

ing. Silviu IONESCU

Student

Rafaela SIMIONESCU

CUPRINS

A. PIESE SCRISE

1.	Date generale	7
1.1.	Denumirea obiectivului de investiții	7
1.2.	Faza de proiectare.....	7
1.3.	Beneficiar	7
1.4.	Ordonator principal de credite	7
1.5.	Proiectant general	7
1.6.	Scopul proiectului	8
1.7.	Bazele proiectării si documente de referință	8
2.	PARTICULARITĂȚI ALE AMPLASAMENTULUI	9
2.1.	Descrierea amplasamentului	9
2.2.	Condiții specifice de amplasament.....	10
3.	CONSIDERAȚII PRIVIND INCARCARILE SI COMBINATIILE DE INCARCARI CONSIDERATE LA DIMENSIONAREA STRUCTURILOR	15
3.1.	COMBINAȚII DE ÎNCĂRCĂRI.....	15
4.	CLADIREA C1: Terminal P+1E.....	18
4.1.	Date generale structura de rezistenta.....	18
4.2.	Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C1: ...	20
4.3.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	20
4.4.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	23
4.5.	Dimensionarea grinzilor la încovoiere si forța tăietoare	24
4.6.	Dimensionarea elementelor verticale	26
4.7.	Dimensionarea plăcilor la acțiuni gravitaționale.....	26
4.8.	Dimensionarea fundatiilor	29
5.	CLADIREA C1.1: Statii	33
5.1.	Date generale structura de rezistenta.....	33
5.2.	Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C1.1: .	33
5.3.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	39
6.	CLADIREA C2: Parcare Park&Ride	42
6.1.	Date generale structura de rezistenta.....	42

6.2.	Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C2: ...	45
6.3.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	45
6.4.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	48
6.5.	Dimensionarea grinzilor la încovoiere si forța tăietoare	50
6.6.	Dimensionarea elementelor verticale	58
6.7.	Dimensionarea plăcilor la acțiuni gravitaționale	60
6.8.	Dimensionarea fundatiilor	64
7.	CLADIREA C3: Dispecerat	75
7.1.	Date generale structura de rezistenta	75
7.2.	Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C3: ...	75
7.3.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	81
8.	CLADIREA C4: Atelier reparații si ITP	85
8.1.	Date generale structura de rezistenta	85
8.2.	Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C4: ...	88
8.3.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	88
8.4.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	90
8.5.	Dimensionarea stălpilor la încovoiere si forța tăietoare	92
8.6.	Dimensionarea grinzilor la încovoiere si forța tăietoare	99
8.7.	Dimensionarea fundatiilor	103
9.	CLADIREA C5: Clădire administrativa	106
9.1.	Date generale structura de rezistenta	106
9.2.	Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C5: ..	109
9.3.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	109
9.4.	Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	112
9.5.	Dimensionarea grinzilor la încovoiere si forța tăietoare	113
9.6.	Dimensionarea elementelor verticale	139
9.7.	Dimensionarea plăcilor la acțiuni gravitaționale	141
9.8.	Dimensionarea fundatiilor	145
10.	CLADIREA C6: Stație carburanți	155
10.1.	Date generale structura de rezistenta	155
10.2.	Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C6: ..	156

10.3. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	167
10.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	169
10.5. Dimensionarea fundatiilor	183
11. CLADIREA C7: Spălătorie interioară	186
11.1. Date generale structura de rezistenta.....	186
11.2. Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C7: ..	189
11.3. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	189
11.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	192
11.5. Dimensionarea stalpilor la încovoiere si forța tăietoare	193
11.6. Dimensionarea grinzilor la încovoiere si forța tăietoare	198
11.7. Dimensionarea fundatiilor	201
12. CLADIREA C8: Parcare autobuze	205
12.1. Date generale structura de rezistenta.....	205
12.2. Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C8: ..	206
12.3. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	217
12.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta	219
12.5. Dimensionarea fundatiilor	233
13. PRINCIPALELE MATERIALE UTILIZATE LA EXECUTAREA STRUCTURII	236
13.1. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C1:	236
13.2. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C1.1:	237
13.3. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C2:	238
13.4. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C3:	238
13.5. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C4:	239
13.6. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C5:	240
13.7. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C6:	241

13.8. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C7:	242
13.9. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C8:	242

BREVIAR DE CALCUL SPECIALITATEA REZISTENȚĂ

1. Date generale

1.1. Denumirea obiectivului de investiții

„CREȘTEREA MOBILITĂȚII URBANE PRIN REALIZAREA UNUI HUB DE TRANSPORT ȘI AUTOBAZĂ” în Municipiul Buzău

Obiect 1: AUTOBAZĂ ȘI HUB TRANSPORT

1.2. Faza de proiectare

PROIECT TEHNIC DE EXECUTIE - P.T.E.

1.3. Beneficiar

UAT Municipiul Buzău

Piața Daciei, nr. 1, Buzău, Județul Buzău, România

Telefon: +40 238-710562

Fax: +40 238-717950

Email: cabinet.primar@primariabuzau.ro

1.4. Ordonator principal de credite

UAT Municipiul Buzău

Piața Daciei, nr. 1, Buzău, Județul Buzău, România

Telefon: +40 238-710562

Fax: +40 238-717950

Email: cabinet.primar@primariabuzau.ro

1.5. Proiectant general

URBAN SCOPE SRL

București, Soseaua Pipera, nr. 14, Sector 1

J40/3273/2016, Cod Unic de Inregistrare RO35752863

1.6. Scopul proiectului

Prezentul proiect descrie lucrările propuse pentru obiectul de investiții: „CREȘTEREA MOBILITĂȚII URBANE PRIN REALIZAREA UNUI HUB DE TRANSPORT ȘI AUTOBAZĂ” în Municipiul Buzău, obiect 1: AUTOBAZĂ ȘI HUB TRANSPORT.

1.7. Bazele proiectării și documente de referință

La baza prezentului proiect au stat următoarele:

- Tema de proiectare
- Studiul de Fezabilitate
- Caietul de sarcini
- Legi și normative:
 - LEGEA NR. 10/1995 – LEGEA PRIVIND CALITATEA ÎN CONSTRUCȚII ACTUALIZATĂ PRIN LEGEA NR. 40/2016 PUBLICATA ÎN MONITORUL OFICIAL AL ROMÂNIEI, PARTEA I, NR. 220 DIN 24 MARTIE 2016;
 - LEGEA NR. 50/1995 – LEGEA PRIVIND CALITATEA ÎN CONSTRUCȚII, ACTUALIZATA PRIN LEGEA 197/2016 PRIVIND APROBAREA ORDONANȚEI DE URGENȚĂ A GUVERNULUI NR. 22/2014 PENTRU MODIFICAREA ȘI COMPLETAREA LEGII NR. 50/1991 PRIVIND AUTORIZAREA EXECUTĂRII LUCRĂRILOR DE CONSTRUCȚII;
 - HOTĂRÂRE DE GUVERN NR. 907 DIN 29.11.2016 – PRIVIND ETAPELE DE ELABORARE ȘI CONȚINUTUL CADRU AL DOCUMENTAȚIILOR TEHNIC-ECONOMICE AFERENTE OBIECTIVELOR/PROIECTELOR DE INVESTIȚII FINANȚATE DIN FONDURI PUBLICE;
 - HOTĂRÂREA GUVERNULUI ROMÂNIEI NR. 925/1995 PENTRU APROBAREA REGULAMENTULUI DE VERIFICARE ȘI EXPERTIZARE TEHNICĂ DE CALITATE A PROIECTELOR, A EXECUȚIEI LUCRĂRILOR ȘI A CONSTRUCȚIILOR, CU MODIFICĂRILE ȘI COMPLETĂRILE ULTERIOARE;
 - NORMATIV PRIVIND COMPORTAREA ÎN TIMP A CONSTRUCȚIILOR P-L30-1999;
 - CR 0 – 2012 – COD DE PROIECTARE. BAZELE PROIECTĂRII CONSTRUCȚIILOR
 - SR EN 1991-1-1 – ACTIUNI ASUPRA STRUCTURILOR. ACTIUNI GENERALE-GREUTATI SPECIFICE, GREUTATI PROPRII, INCARCARI UTILE PENTRU CLADIR
 - CR 1-1-4/2012 – COD DE PROIECTARE. EVALUAREA ACTIUNII VANTULUI ASUPRA CONSTRUCȚIILOR
 - CR 1-1-3/2012 – COD DE PROIECTARE. EVALUAREA ZAPEZII ASUPRA CONSTRUCȚIILOR
 - P100-1/2013 – COD DE PROIECTARE SEISMICA. PARTEA I. PREVEDERI DE PROIECTARE PENTRU CLADIRI. COMENTARII
 - CR 2-1-1.1: 2023 – COD DE PROIECTARE A CONSTRUCȚIILOR CU PERETI STRUCTURALI DE BETON ARMAT
 - NP 112-2014 – NORMATIV PENTRU PROIECTAREA STRUCTURILOR DE FUNDARE DIRECTA

- SR EN 1993-1-1 + AN – PROIECTAREA STRUCTURILOR DIN OTEL. PARTEA 1-1: REGULI GENERALE SI REGULI PENTRU CLADIRI

- SR EN 1993-1-8+ AN – PROIECTAREA STRUCTURILOR DIN OTEL. PARTEA 1-8: PROIECTAREA IMBINARILOR

- SR EN 1992-1-1 + AN – PROIECTAREA STRUCTURILOR DIN BETON. PARTEA 1-1: REGULI GENERALE SI REGULI PENTRU CLADIRI

- SR EN 1992-1-2+ AN – PROIECTAREA STRUCTURILOR DIN BETON. PARTEA 1-2: PROIECTAREA LA FOC A STRUCTURILOR DIN BETON

- SR EN 1994-1-2+ AN – PROIECTAREA STRUCTURILOR COMPOZITE DE OTEL SI BETON. PARTEA 1-2: REGULI GENERALE-CALCULUL STRUCTURILOR LA FOC

Legislația de mai sus nu are caracter limitativ, ea putând fi completata cu alte normative, coduri si standarde pe parcursul derulării procesului de proiectare.

Prezentul proiect respecta exigentele de calitate cerute conform legii nr. 10 modificata si reactualizata si este supus verificării autorizate de către vericatori atestați MLPAT pentru următoarele exigente: A1 – rezistența si stabilitate pentru construcții din beton, beton armat, zidărie, lemn si A2 – rezistență mecanică și stabilitate pentru construcții cu structura de rezistență din metal, lemn și alte materiale compozite.

Verificarea calității lucrărilor pe timpul execuției acestora se va efectua conform „Programului de control al calității lucrărilor pe faze determinante“, in acord cu H.G.R. 272/14.07.1994 „Regulament privind controlul de stat al calității in construcții“, H.G.R. 273/14.07.1994 „Regulament de recepție a lucrărilor de construcții si instalații aferente acestora“ si Legea 10 din 1995 modificata si reactualizata.

2. PARTICULARITĂȚI ALE AMPLASAMENTULUI

2.1. Descrierea amplasamentului

Obiectivul de investiții propus va fi amplasat în Municipiul Buzau, județul Buzău.



Fig. 2.1 – Amplasare obiectiv de investitii – intravilanul localității Buzău, jud. Buzău (sursa Google Maps)

2.2. Condiții specifice de amplasament

CONDITIILE GEOLOGICE SI GEOTEHNICE

Din punct de vedere geomorfologic, Municipiul Buzău este situat pe teritoriul județului Buzău, într-o zona ce aparține Câmpiei Romane.

În conformitate cu Studiul Geotehnic realizat de S.C. GEO 7 S.R.L., s-au efectuat 14 foraje geotehnice executate până la adâncimea de 8m, ce au pus în evidență următoarea litologie a terenului:

Forajul S1:

- 0.00m-0.30m - sol vegetal;
- 0.30 - 1.50m - praf argilos nisipos;
- 1.50m - 2.50m - praf argilos;
- 2.50m - 3.80m - nisip prăfos;

- 3.80m - 8.00m - nisip cu pietriș;

Apa subterană a fost interceptată în Foraje la adâncimea de 4.50m. Local, în jurul adâncimii de 2.00m au fost interceptate umeziri ridicate.

CONDIȚII SEISMICE

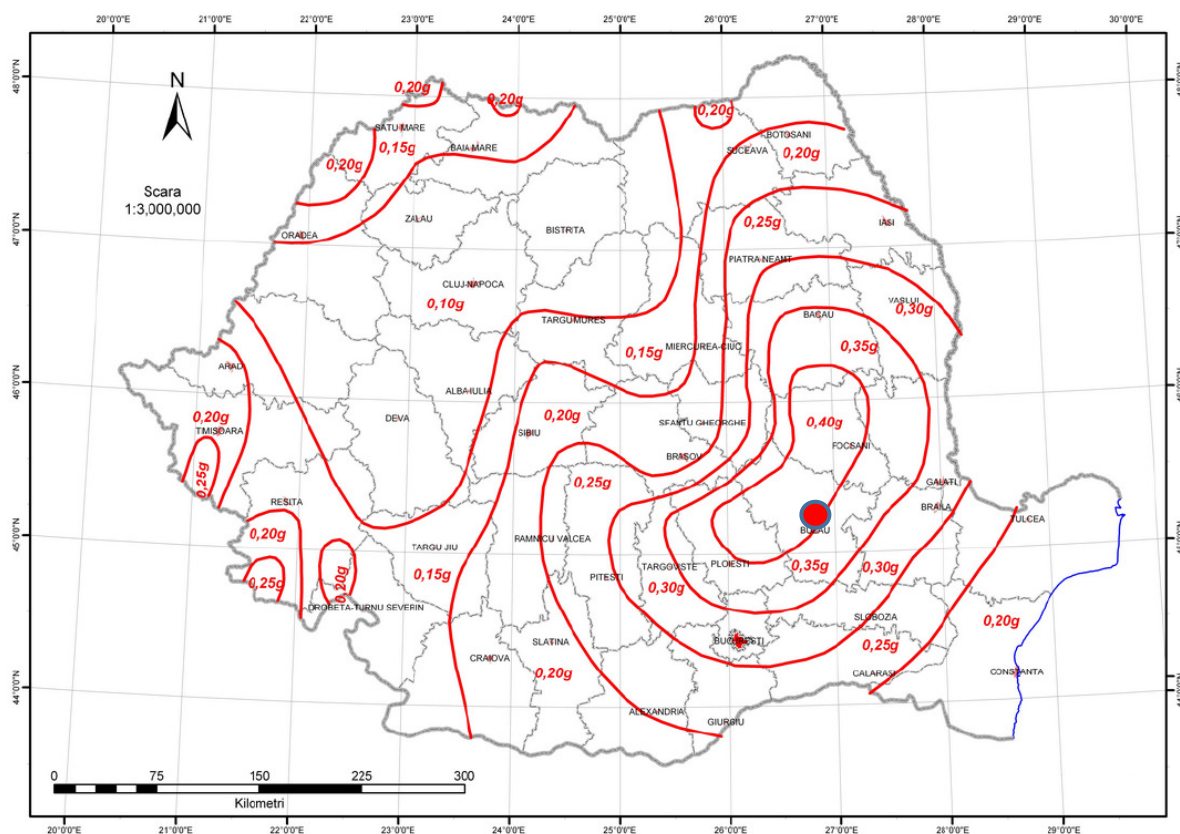
Conform codului de proiectare P100-1/2013, mișcarea seismică într-un punct de la suprafața terenului este reprezentată prin spectrul de răspuns elastic pentru accelerații absolute. Spectrul de răspuns elastic al accelerațiilor absolute, pentru componentele orizontale ale mișcării terenului în amplasament, $S_e(T)$ [m/s²], este definit prin următoarea ecuație:

$$S_e(T) = a_g \beta(T)$$

în care a_g reprezintă accelerația terenului iar $\beta(T)$ spectrul normalizat de răspuns elastic al accelerațiilor absolute. Valorile accelerațiilor terenului pentru proiectare corespund unui interval mediu de recurență de IMR=225 ani.

Din punct de vedere seismic, conform zonării teritoriului României, prin indicativ P100-1/2013, rezulta următoarele valori ale accelerației terenului pentru proiectare și perioadei de colț:

- accelerația terenului pentru proiectare: $a_g = 0.35g$;
- perioada de colț: $T_c = 1.6$ sec;



URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J; J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

Fig. 2.2 – Zonarea valorilor de varf ale acceleratiei terenului pentru proiectare ag cu IMR=225ani pe teritoriul Romaniei [P100-1/2013]

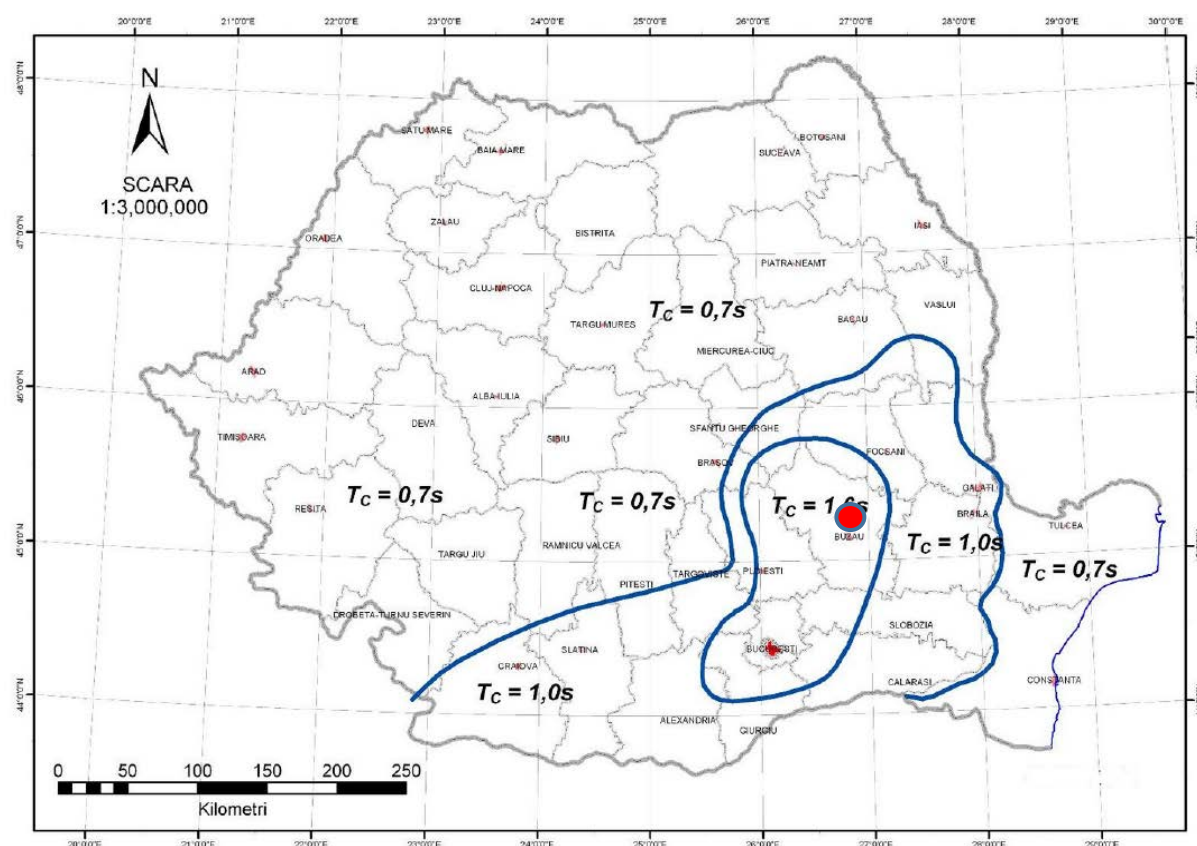


Fig. 2.3 – Zonarea teritoriului României in termeni de perioada de colt T_c a spectrului de răspuns [P100-1/2013]

ZONA DE ACTIUNE A VANTULUI (Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor - CR 1-1-4/2012)

Evaluarea încărcării din acțiunea vântului s-a făcut în conformitate cu normativul CR 1-1-4/2012 “Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor”. Pentru amplasamentul analizat presiunea de referință a vântului este $p_{ref}=0.7\text{kN/m}^2$.

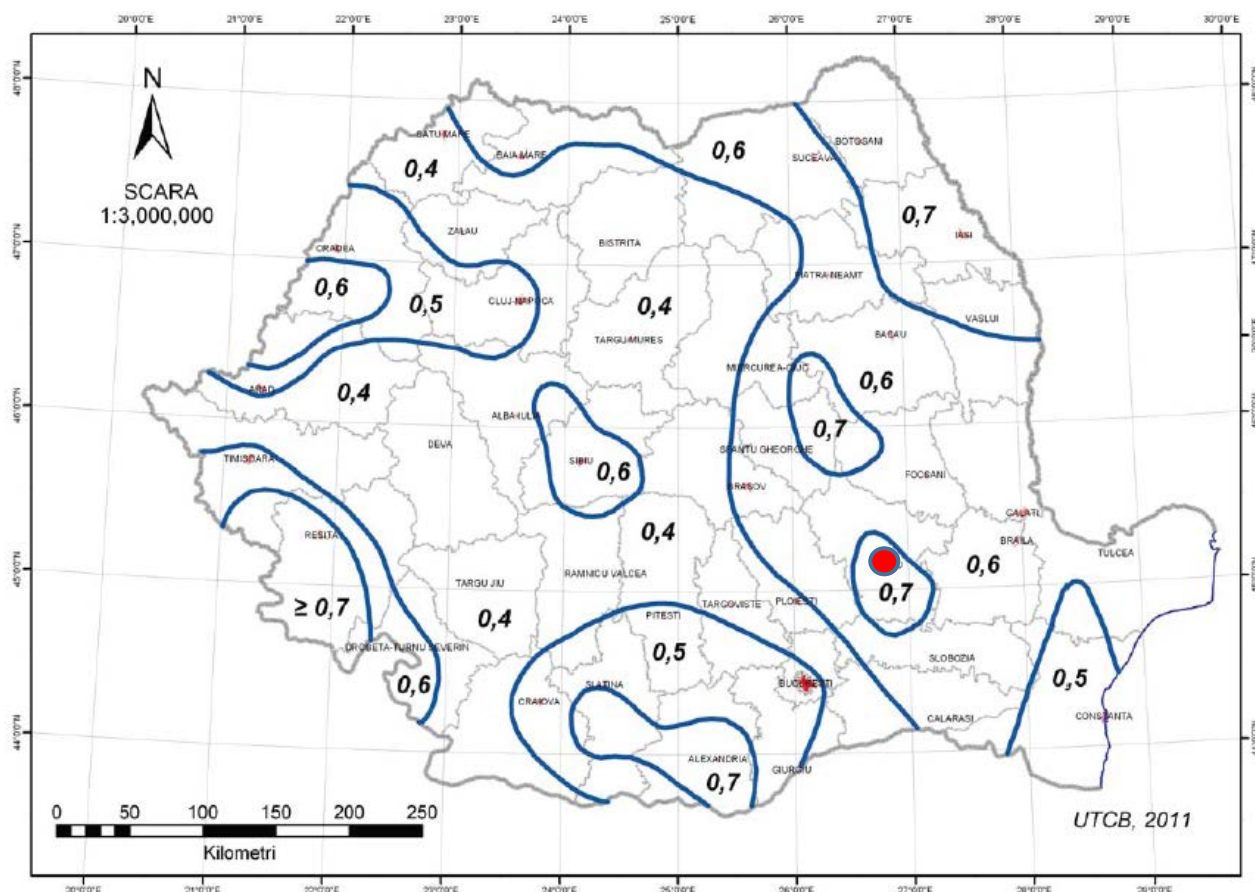


Fig. 2.4 - Zonarea valorilor de referință ale presiunii dinamice a vântului, in Kpa, având IMR=50ani [CR-1-1-4/2012]

ZONA DE ACTIUNE A ZAPEZII (cf. CR 1-1-3-2012)

Evaluarea încărcării din acțiunea zăpezii s-a făcut in conformitate cu normativul CR 1-1-3/2012 "Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii zăpezii asupra construcțiilor". Pentru amplasamentul analizat valoarea caracteristica a încărcării din zăpadă la nivelul solului este $s_k=2.0\text{kN/m}^2$.

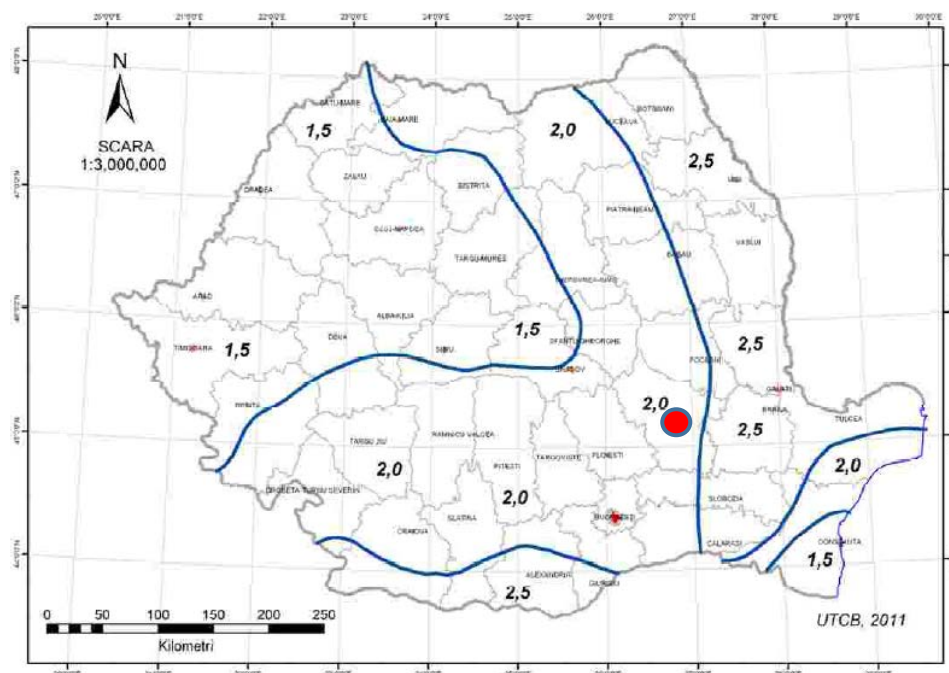


Fig. 2.5 - Zonarea valorilor caracteristice ale încărcării din zăpadă pe sol s_k , in Kpa [CR-1-1-3/2012]

ADÂNCIMEA MAXIMĂ DE ÎNGHEȚ (cf. STAS 6054/77)

$$H_{\text{îngheț}} = -0.90 \div -0.80 \text{ m}$$

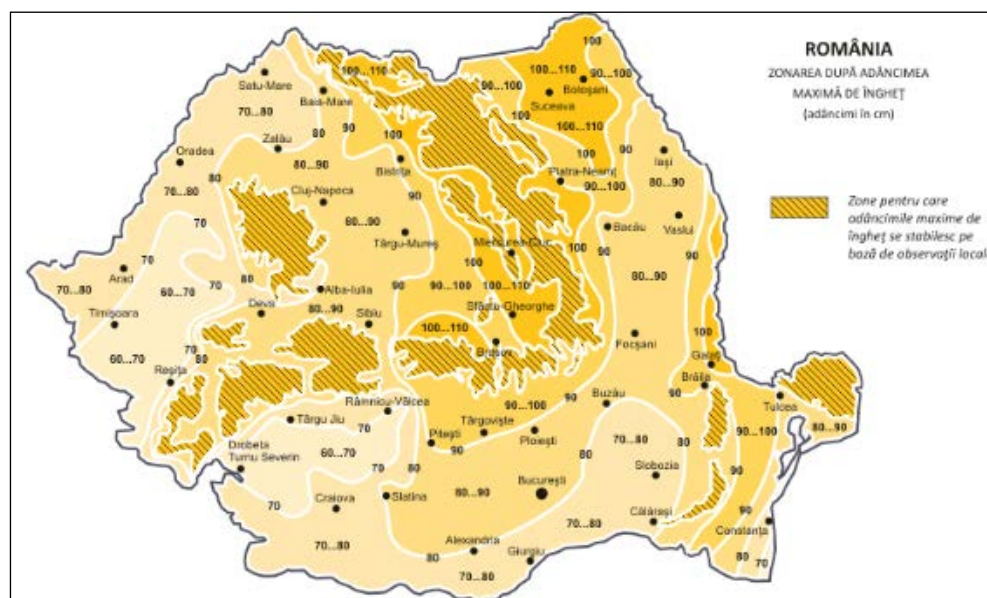


Fig. 2.6 - Zonarea adâncimilor maxime de îngheț pe teritoriul României [STAS 6054/77]

3. CONSIDERAȚII PRIVIND INCARCARILE SI COMBINATIILE DE INCARCARI CONSIDERATE LA DIMENSIONAREA STRUCTURILOR

Calculul structurii de rezistență s-a efectuat sub sarcini gravitaționale cât și sub sarcini orizontale, din vânt și seism.

Calculul structurii s-a efectuat cu utilizarea programelor de calcul cu elemente finite. Pentru determinarea stării de eforturi și deformății s-au efectuat analize statice și analize modale, în conformitate cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013, cap. 4.

Încărcările utile s-au determinat în acord cu standardul european EN 1991-1-1:2004 + Anexa Națională și solicitările beneficiarului (acolo unde este specificat).

Încărcările permanente rezultă din greutatea proprie a elementelor structurale (fundații, plăci, grinzi, stâlpi, pereți etc.) și a elementelor nestructurale (finisaje ale pardoselilor, compartimentări, fațadă și pereți de închidere, precum și alte materiale folosite, în funcție de funcționalitățile propuse prin tema de arhitectură și instalații).

Pereții de compartimentare și închidere se vor realiza în soluție ușoară din panouri sandwich cu placare din gips carton sau din zidărie. În cadrul analizelor efectuate încărcarea din pereții de închidere a fost declarată ca o încărcare uniform distribuită pe grinzile perimetrice. Încărcarea cauzată de compartimentările interioare s-a declarat ca o încărcare uniform distribuită pe suprafața plăcilor.

3.1. COMBINAȚII DE ÎNCĂRCĂRI

Principalele combinații de încărcări luate în considerare conform CR0-2012: „Bazele proiectării structurilor în construcții” sunt:

Gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, pentru verificarea structurilor la Starea Limită Ultimă:

Structura, infrastructura și terenul de fundare sunt proiectate la stări limită ultime, astfel încât efectele acțiunilor de calcul în secțiune, luate conform următoarelor combinații factorizate, să fie mai mici decât rezistențele de calcul în secțiune. Astfel combinarea efectelor acțiunilor în **Gruparea Fundamentală** poate fi exprimată astfel:

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

unde,

$G_{k,j}$ -Efectul încărcării permanente j pe structură, considerată cu valoarea ei caracteristică;

$Q_{k,i}$ – Efectul încărcării variabile i pe structură, considerată cu valoarea ei caracteristică;

$Q_{k,1}$ -Efectul predominant al încărcării variabile k pe structură, considerată cu valoarea ei caracteristică:

$\Psi_{0,i}$ – Factor de simultaneitate al încărcărilor variabile considerate cu valoarea lor caracteristică. Valoarea sa este $\Psi_{0,i} = 0.7$, excepție facând cazul împingerilor date de sol, materiale pulverulente și fluide/apă, unde $\Psi_{0,i} = 1.0$.

În cazul acțiunii seismice, relația de verificare la Stare Limită Ultimă, în **Gruparea Seismica** de încărcări, devine:

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

unde:

A_{Ek} – Valoarea caracteristică a acțiunii seismice, corespunzătoare unui cutremur cu perioada medie de revenire de 100 ani, conform Normativului P100/1-2013.

$\Psi_{2,i}$ – Coeficient pentru determinarea componentei cvasi-permanente a acțiunii variabile $Q_{k,i}$, având valorile recomandate din tabelul de mai jos:

Tipul de acțiune	$\Psi_{2,i}$
Vânt, variații de temperatură	0
Zăpadă	0,4
Încărcare utilă (rezidențială, birouri)	0,3
Zone de întrunire și adunare	0,6
Depozitare	0,8

γ_I – Coeficient de importanță al clădirii/structurii.

Încadrarea construcțiilor în clasa de importanță, conform P100-1/2013:

Clasă de importanță	Tip de clădire	γ_I
I	Construcții și structuri cu funcțiuni esențiale, a căror integritate pe perioada cutremurelor este vitală pentru protecția civilă	1.4
II	Clădiri a căror rezistență seismică este importantă sub aspectul consecințelor asociate cu prăbușirea sau avariarea gravă	1.2
III	Clădiri de tip curent, care nu aparțin celorlalte categorii	1.0

IV	Clădiri de mică importanță pentru siguranța publică, cu grad redus de ocupare și/sau de mică importanță economică, construcții agricole, locuințe unifamiliale	0.8
----	--	-----

Gruparea efectelor structurale la SLS (stări limită de serviciu):

Structura, infrastructura și terenul de fundare sunt proiectate la stări limită de serviciu astfel încât efectele acțiunilor de calcul pe structură/element/secțiune, luate conform următoarelor combinații factorizate să fie mai mici decât valorile limită ale criteriilor de serviciu considerate:

Gruparea caracteristică de efecte structurale ale acțiunilor:

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

Gruparea frecventă de efecte structurale ale acțiunilor:

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

Gruparea cvasipermanentă de efecte structurale ale acțiunilor:

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

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + 0.6 \cdot \gamma_I \cdot A_{Ek} + \sum_{i=2}^m \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$\Psi_{1,1}$ – Coeficientul pentru determinarea valorii frecvente a acțiunii variabile $Q_{k,1}$, având valori recomandate în tabelul de mai jos:

Tip de acțiune	$\Psi_{1,1}$
Vânt	0,2
Zăpadă și variații de temperatură	0,5
Încărcări utile - rezidențial și birouri	0,5
Încărcări utile din trafic cu greutate vehicule <30KN	0,7
Depozite	0,9

Încărcările permanente și cele utile specificate nu vor fi depășite.

Structura de rezistență s-a verificat la starea limită de rezistență precum și la starea limită de exploatare normală.

4. CLADIREA C1: Terminal P+1E

4.1. Date generale structura de rezistenta

Obiectul va fi alcătuit dintr-un corp de clădire.

Structura principală de rezistență pentru corpul de clădire va fi realizată în soluție mixtă în cadre din beton armat și beton cu armatură rigidă, fiind alcătuite din stâlpi, grinzi și plăci.

Regimul de înălțime este P(parter)+1E(etaj).

Înălțimile de nivel ale structurii sunt indicate în tabelul următor:

Etaj 1	3.65m
Parter	4.50m

Suprastructura are o formă rectangulară în plan cu dimensiunile 12.5 metri x 36.4 metri – figura 4.1.

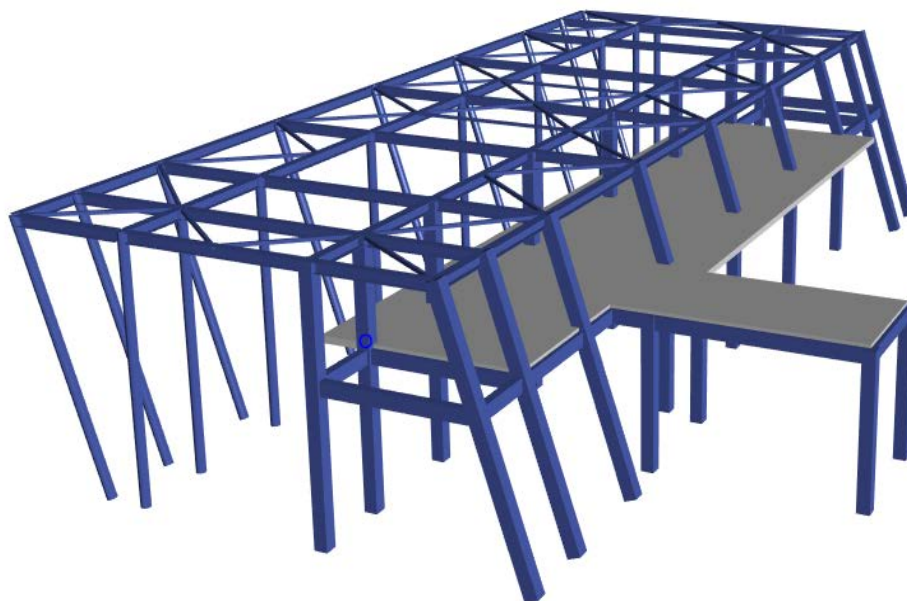


Figura 4.1: Sistemul structural propus - vedere 3D din modelul de calcul efectuat

Ținând cont de forma structurii în plan, caracteristicile de material utilizate, retragerile existente în elevație, caracteristicile seismice ale amplasamentului, soluția structurală aleasă (structura în cadre de beton armat și beton cu armatură rigidă) și regimul de înălțime propus, structura de rezistență s-a proiectat în clasa medie de ductilitate (DCM) prin utilizarea unui factor de comportare egal cu 3,0. Factorul de comportare ales este în conformitate cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013 cu modificările ulterioare, aduse prin Erata din 2019.

Suprafața aproximativă a plăcii de peste parter (suprafața construită a plăcii de peste parter,) este de aproximativ 265mp. Sistemul structural a fost ales în concordanță

cu cerințele de arhitectura și este conceput astfel încât să asigure un răspuns favorabil al structurii la acțiuni gravitaționale și seismice, conform P100-1/2013.

Sistemul structural este reprezentat de cadrele perimetrale și interioare alcătuite din stâlpi cu dimensiunile secțiunii transversale de 40x40cm și CHS323.9x16 de tip BAR, grinzi perimetrale și interioare cu dimensiunile secțiunii transversale de 25x40cm la nivelul parterului și 40x70cm și HEA 300 la nivelul acoperișului. Placa peste parter are grosimea de 20cm. La nivelul acoperișului este prevăzut un sistem de contravântuiri metalice cu rol de uniformizare a deplasărilor laterale ale stâlpilor sub efectul acțiunilor orizontale.

Elementele structurale principale cu rol în preluarea forțelor laterale cauzate de acțiunea seismică sunt stâlpii de beton armat. Stâlpii asigură transmiterea forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare generate de încărcările orizontale la infrastructura (la nivelul fundațiilor) și teren de fundare prin încovoierea stâlpilor la baza acestora, la nivelul teoretic de încastrare situat deasupra fundațiilor.

Sistemul de fundare este format din fundații izolate cu grinzi de echilibrare, alcătuite dintr-un bloc de beton simplu 2.00x2.00x0.75m, cuzineți armați cu dimensiunea 1.00x1.00x1.00m și grinzi de echilibrare din beton armat având secțiunea 0.35x1.00m.

Umpluturile sub pardoseala se vor realiza din pietriș/balast compactat.

Sistemul de fundare este calculat să rămână în domeniul de comportare elastic, acesta fiind dimensionat pe baza eforturilor maxime din suprastructură asociate mecanismului de plastificare al structurii.

Structura de rezistență a clădirii a fost proiectată astfel încât să răspundă neliniar (postelastice) sub acțiunea seismică de proiectare, având clasa de ductilitate M (DCM) și un factor de comportare cu valoare de 3,00. În vederea sporirii nivelului de siguranță al clădirii, elementele structurale verticale de tip stâlpi, au fost detaliate cu respectarea procentelor minime de armare transversală asociate clasei H (DCH) de ductilitate.

S-a urmărit impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice. Acest obiectiv a fost îndeplinit prin dirijarea zonelor solicitate în domeniul postelastic cu prioritate în elementele structurale ale suprastructurii care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare neliniară semnificativă (din încovoiere), cum ar fi: stâlpi din beton armat (la baza acestora deasupra nivelului teoretic de încastrare). Prin deformarea neliniară din încovoiere a elementelor structurale se obține disiparea energiei induse de acțiunea seismică și se limitează eforturile care ar putea conduce la cedări fragile ale elementelor structurale.

În urma incidentei cutremurului de proiectare (având interval mediu de recurență de 225 de ani), deformațiile neliniare care pot apărea în unele elemente structurale pot conduce la necesitatea realizării unor reparații locale ale elementelor de beton armat. Acest lucru nu constituie un defect structural, el fiind în concordanță cu cerințele fundamentale ale proiectării seismice enunțate în capitolul 2 al codului P100-1 « Cod de proiectare seismică - Prevederi de proiectare pentru clădiri ».

Valorile deplasărilor relative de nivel se încadrează în limitele specificate în P100-1/2013, Anexa E. Driftul admisibil la SLS are valoarea de 0,0075 iar pentru SLU valoarea

este de 0,025. Valorile admisibile ale driftului țin cont de tipul elementelor de compartimentare, conform P100-1/2013, Anexa E, și anume: „componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare atașate structurii”.

4.2. Încărcări considerate în calculul structurii de rezistență pentru Clădirea C1:

Zona	Tip încărcare	Unitate de măsură	Valoare
Planșee nivel curent și placă de pardoseală (Încăperi în clădiri pentru birouri; vestiare, dușuri, băi publice și spălătorii)	Utilă, cf. SR EN 1991-1-1 + Anexa Națională	KN/m ²	2,5
	Permanentă	KN/m ²	2,0
Zona terasă	Permanentă	KN/m ²	4,0
	Variabilă - Zăpadă	KN/m ²	2,0

4.3. Dimensionarea și verificarea structurii de rezistență

Verificarea deplasărilor laterale și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente și metodei de calcul modal cu spectre de răspuns, cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

Deformații plastice în cadrul structurii, în timpul acțiunii seismice de proiectare, sunt așteptate prin curgerea din încovoiere a armaturilor longitudinale dinspre capetele grinzilor și stâlpilor. În cazul stâlpilor sunt așteptate deformații plastice la baza nivelului parter și la capătul stâlpilor de la ultimul nivel. În realizarea modelului numeric, stâlpii și grinzile au fost modelate cu elemente de tip bară. Plăcile s-au modelat cu elemente de tip shell. O vedere 3D a modelului de calcul este redată în figura 4.1. Caracteristicile de material definite în programul de calcul corespund betoanelor ce vor fi utilizate în cadrul structurii de rezistență.

Clasa de importanță a construcției este clasa III, pentru care coeficientul de importanță $\gamma=1$. Structura de rezistență este proiectată pentru clasa M de ductilitate. Din cauza neregularității structurii în plan și elevație, factorul de comportare utilizat în calculul liniar elastic este $q=3$. Torsiunea accidentală a fost considerată în calcul prin declararea unor excentricități de aplicare a forțelor orizontale egale cu $0.05 \times L$, unde L este dimensiunea clădirii perpendiculară pe direcția de acțiune seismică.

Greutatea suprastructurii (de la cota de încadrare în sus – nivelurile parter și etajul 1) în gruparea seismică de încărcări este de aproximativ 5407 kN. Direcțiile principale ale

structurii, X si Y sunt indicate in figurile 4.2, 4.3 si 4.4 (prin axele globale ale modelului de calcul efectuat). Rezultatele analizei modale pentru primele 3 de moduri de vibrație, exprimate prin valorile perioadelor proprii de vibrație și factorilor de participare masici sunt prezentate în tabelul 4.1. Primele două moduri de vibrații sunt predominant de translație ,iar cel de-al treilea predominant de torsiune.

Tabel 4.1 Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație din punct de vedere a participării maselor

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec							
Modal	1	0.48	0.76	0.17	0.00	0.76	0.17	0.05	0.05
Modal	2	0.47	0.19	0.78	0.00	0.95	0.95	0.01	0.05
Modal	3	0.39	0.03	0.03	0.00	0.97	0.97	0.92	0.97

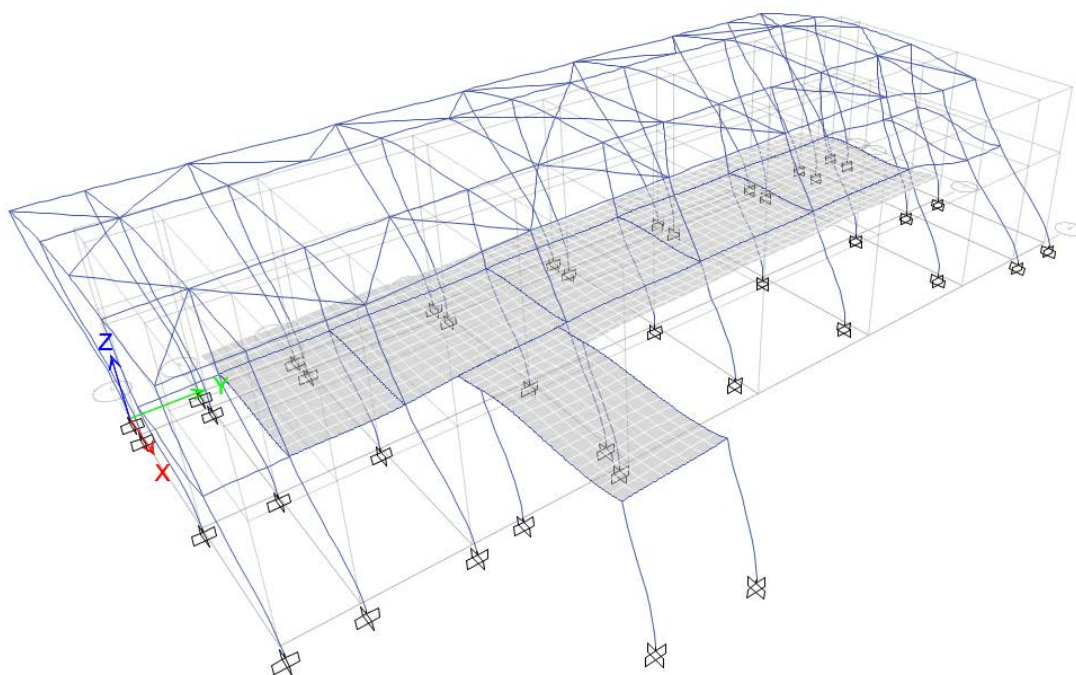


Figura 4.2: Modul 1 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție X ($T=0.48\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul incastat la nivelul fundațiilor

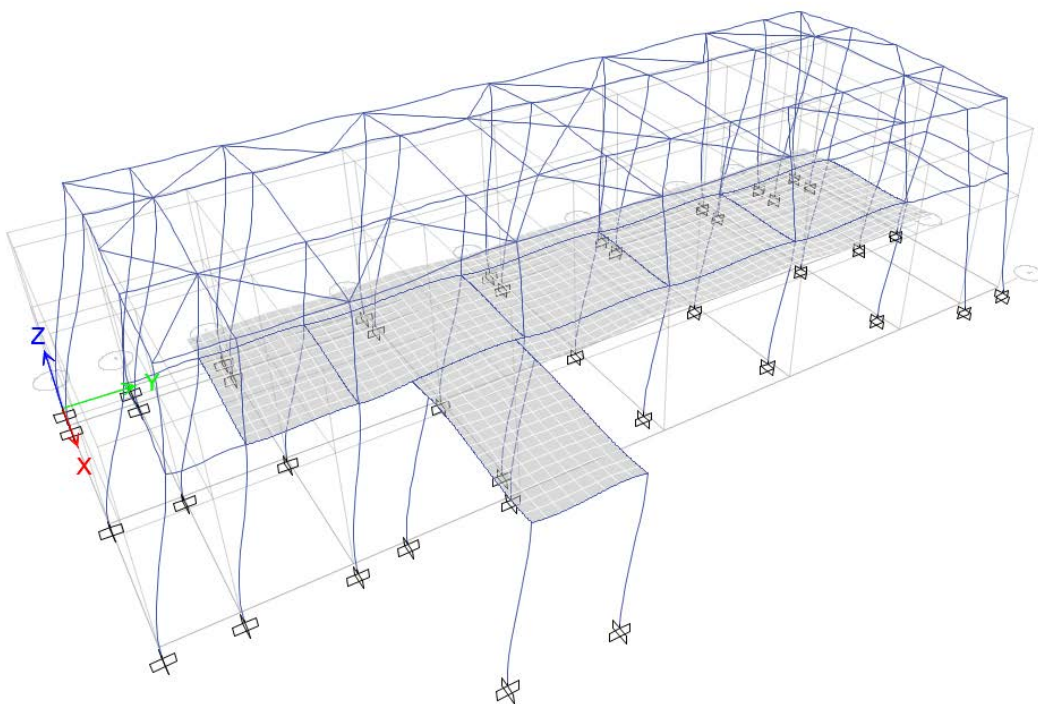


Figura 4.3: Modul 2 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție Y ($T=0.472\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

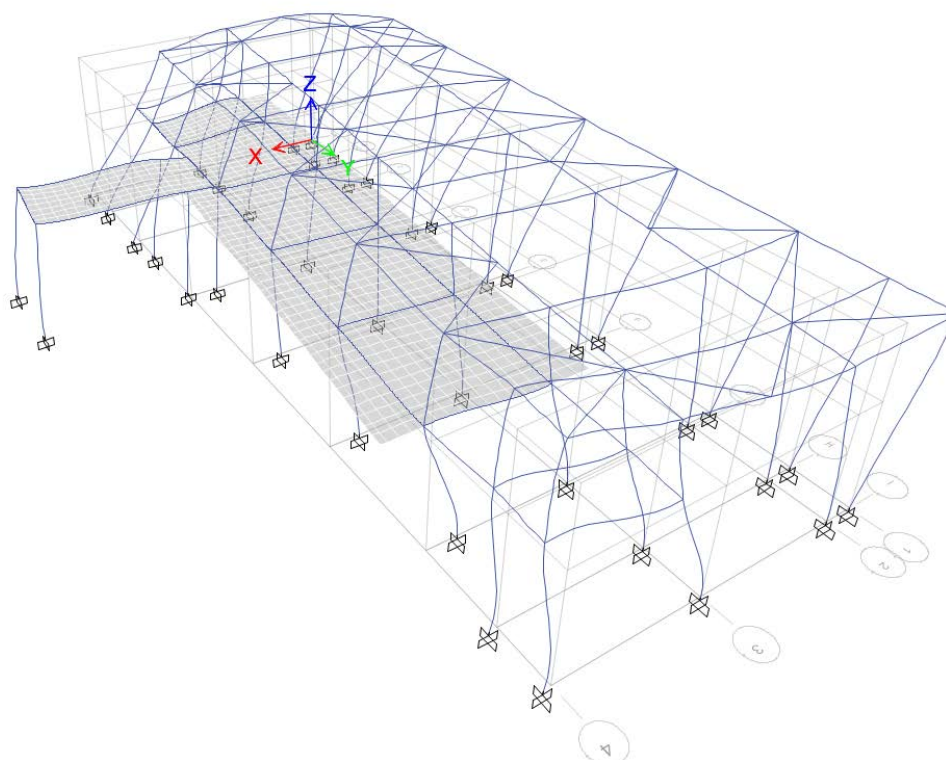


Figura 4.4: Modul 3 fundamental de vibrație - torsiune predominantă ($T=0.392\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

4.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea deplasărilor laterale sub incidența acțiunilor seismice s-a realizat conform Anexei E din codul P100-1/2013. Rigiditățile definite pentru elementele structurale au fost alese conform tabelului E.1, aceasta având valorile de $0.5 E_c I_g$, unde I_g reprezintă momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

Pereții de compartimentare ce constituie local elemente de închidere în cadrul clădirii intra în categoria componentelor nestructurale ce contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii și sunt alcătuiți din materiale fragile, atașate structurii, cf. P100-1/2013, Anexa E.

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	$E_c I_g$	$0,5 E_c I_g$
Structuri cu pereți	$0,5 E_c I_g$	
E_c - Modulul de elasticitate al betonului		
I_g - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Componente nestructurale din materiale fragile, atașate structurii	Componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, atașate structurii	Componente nestructurale care, prin natura prinderilor, nu interacționează cu structura sau fără componente nestructurale
Valoarea admisă a deplasării de nivel	$0,005 h$	$0,0075 h$	$0,01h$
h – înălțimea de nivel			

(Extras din P100-1/2013, Anexa E)

A. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA DE SERVICIU (SLS):

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} < dr^{SLS}_{adm}$$

dr^{SLS} – deplasarea relativa de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

v – factor de reducere ce ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS ($v=0.5$);

q – factor de comportare ($q=3$);

dr^{SLS}_{adm} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLS pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 5,75‰, respectiv 4,59‰. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 7,5‰.

B. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA ULTIMA:

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} < dr^{ULS}_{adm}$$

dr^{ULS} – deplasarea relative de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

c – factorul de amplificare a deplasărilor evaluat cu relația E.3 din P100-1/2013 ;

q – factor de comportare ($q=3,0$);

dr^{ULS}_{adm} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLU pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 1,47%, respectiv 1,17%. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 2,5% . Pentru situația dată valoarea factorului de amplificare a deplasărilor are valoarea $c=1,28$.

Rotirile în toate elementele structurale sunt sub valorile limită specificate în tabelul E.3 din P100-1/2013.

4.5. Dimensionarea grinzilor la încovoiere și forța tăietoare

A. Dimensionarea grinzilor la încovoiere:

Pentru determinarea armaturilor longitudinale din grinzi valoarea momentelor încovoietoare maxime au rezultat direct din diagrama înfășurătoare de moment încovoietor (din combinațiile de încărcări seismice, prin utilizarea metodei de calcul

modal cu spectre de răspuns și gruparea fundamentală de încărcări). Dimensionarea armaturii s-a realizat pe baza prescripțiilor din SR EN 1992-1-1:2006 și P100-1/2013.

Procentul minim de armare al grinzilor este cel specificat în P100-1/2013 - (cap. 5.3.4.1.2. (4)).

(4) Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă, $\rho = \frac{A_s}{bd}$, satisface condiția:

$$\rho \geq 0,5(f_{ctm}/f_{yk}) \quad (5.20)$$

în care,

f_{ctm} valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului

f_{yk} valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului

d înălțimea efectivă a secțiunii.

Valoarea minimă a coeficientului de armare trebuie respectată pe toată deschiderea grinzii.

Pentru grinzile la care s-au înregistrat momente maxime din solicitări seismice, în vederea uniformizării armărilor și obținerii unei soluții tehnice și economice favorabile, s-au acceptat redistribuții ale momentelor încovoietoare de proiectare de până la 20%. Nu s-au realizat redistribuții ale momentelor din acțiuni gravitaționale. Redistribuția momentelor s-a realizat prin medierea momentelor de proiectare de pe mai multe niveluri ale clădirii, acolo unde valorile momentelor nu diferă semnificativ de la un nivel la altul.

B. Dimensionarea grinzilor la forța tăietoare:

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare în grinzi se determina din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din combinația seismică de proiectare și momentele de la extremitățile grinzii corespunzând formării articulațiilor plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod, după caz, pentru fiecare sens de acțiune seismică.

Prin modul de detaliere a grinzilor, cu înădărire în câmp după zona plastică și dispunerea de bare flotante în câmpul grinzilor solicitate la eforturi importante din acțiuni gravitaționale s-a încercat dirijarea zonelor plastice spre capetele grinzilor. La fiecare secțiune de capăt ale grinzilor, s-au calculat două valori ale forțelor tăietoare, maxima $V_{Ed,max}$ și minima $V_{Ed,min}$, corespunzătoare valorilor maxime absolute ale momentelor pozitive și negative $M_{db,i}$ care se dezvoltă la capetele grinzilor. Pentru calculul etrierilor se va considera valoarea maximă.

Determinarea cantității armaturii transversale s-a realizat utilizând modelul de grinda cu zabrele și relațiile propuse de SR EN 1992-1-1. Calculul la forța tăietoare presupune verificarea diagonalei comprimate de beton și determinarea necesarului de armatură transversală.

Verificările grinzilor la forța tăietoare sunt redată în tabelele de mai jos. Distanțele dintre etrieri specificate în tabele sunt cu valorile maxime. Din condiții constructive și pentru a respecta cerințele minime de ductilitate din zonele critice distanțele dintre etrieri pot avea în planuri valori mai mici.

4.6. Dimensionarea elementelor verticale

Având în vedere sistemul structural în cadre de beton armat și beton cu armatură rigidă și regimul de înălțime, s-a urmărit verificarea structurii prin propunerea unei armări ce respecta mecanismul de plastificare al structurii și îndeplinirea cerinței de deplasare. Armările propuse pentru stalpi respecta procentul minim de 1%, impus de P100-1/2013, pentru clasa H de ductilitate.

4.7. Dimensionarea plăcilor la acțiuni gravitaționale

Calculul și verificarea plășelor s-a realizat conform SR EN 1992-1-1/2004. Plășele propuse în cadrul proiectului au suficientă rigiditate și rezistență pentru preluarea forțelor orizontale masice și transmiterea lor către elementele verticale.

Zonele de dispunere ale încărcărilor sunt coordonate cu funcționalitatea diferitelor spații conform planurilor de arhitectură.

Armatura dispusă în placă pentru fiecare față în parte respecta procentul minim din condiția de non fragilitate conform SR EN 1992 și Anexa Națională. Combinațiile de acțiuni utilizate la dimensionare sunt conform codului de proiectare CR0-2012 – subcapitolul 2.3.

Ținând cont de ponderea încărcării variabile în încărcarea totală gravitațională aplicată plăcilor, aplicarea încărcării utile în diferite ipoteze de dispunere nu influențează semnificativ starea de eforturi maxime la nivelul plăcilor.

Acoperirile cu beton ale plăcilor sunt corelate cu clasele de expunere ale elementelor structurale și cu gradul de protecție ce trebuie asigurat la foc.

Conform SR EN 1992 -1-1 pentru asigurarea funcționalității generale a structurii, deformațiile calculate ale grinzilor, plăcilor și consolelor sub încărcări cvasi-permanente nu depășesc valori $l/250$, în care l reprezintă deschiderea. Au fost limitate și deformațiile susceptibile să deterioreze elementele nestructurale aflate în contact cu elementele structurale. Pentru aceasta, deformația după execuția finisajelor, sub acțiunea valorii cvasipermanente a încărcărilor utile nu depășește valoarea $l/500$.

În mod acoperitor în calculele efectuate nu s-a luat în considerare rigiditatea la torsiune a grinzilor din beton armat. Mai jos sunt prezentate notele de calcul pentru placă de peste parter. În restul cazurilor s-a procedat similar.

Placa are grosimea de 20cm și reazemă pe grinzile principale ale plășei având în general o comportare de placă cu rezemare pe o direcție sau pe două direcții. Ținând cont de acest mod de rezemare este necesară verificarea plăcii la forță tăietoare.

Diagramele de moment încovoietor ale plăcii de peste etajul curent, prezentate sub forma unui cod de culori sunt indicate în figurile de mai jos.

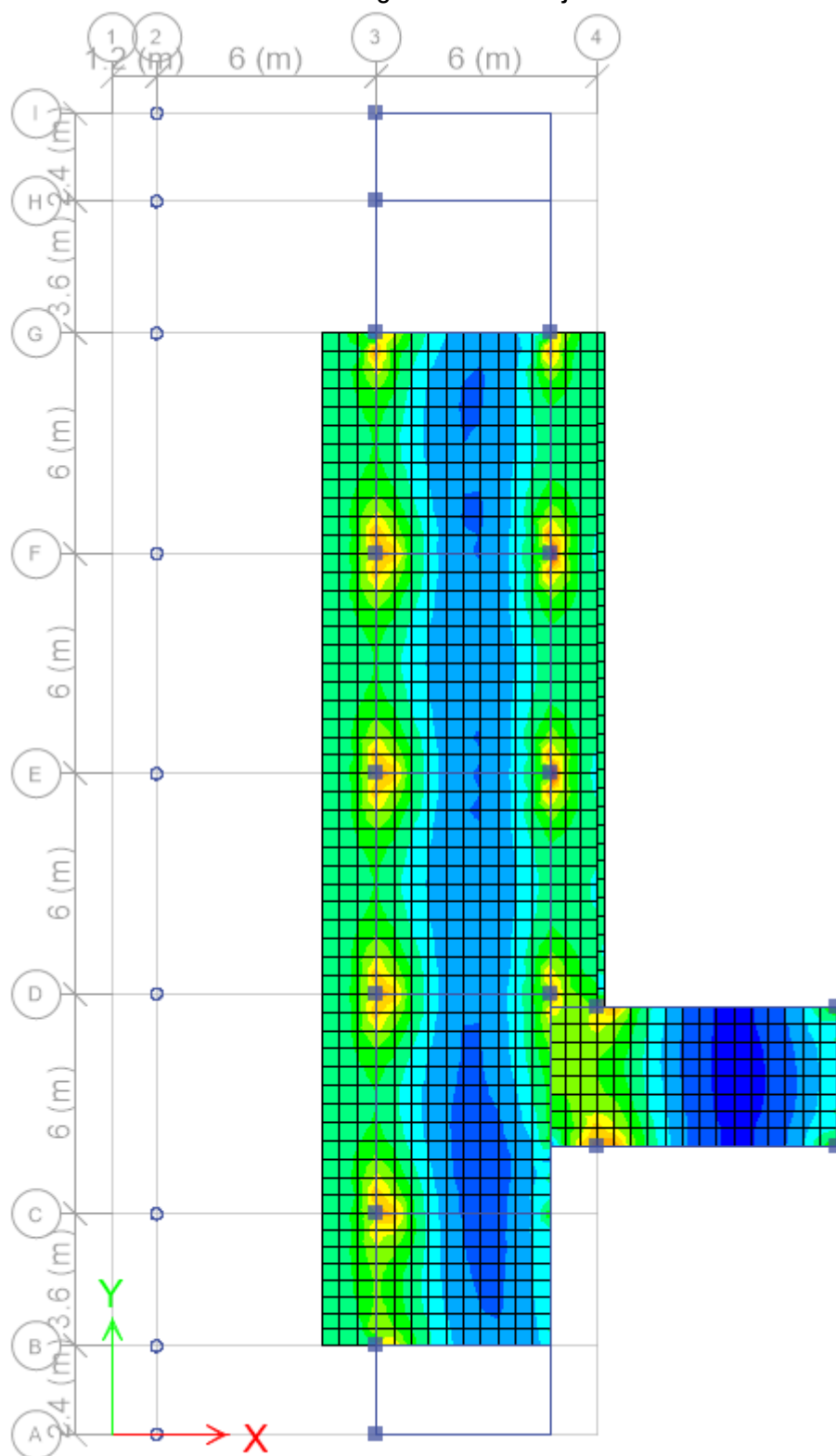


Fig. 4.5. : Diagrama de moment M_{11} în placa de peste etajul curent – gruparea fundamentală de încărcări

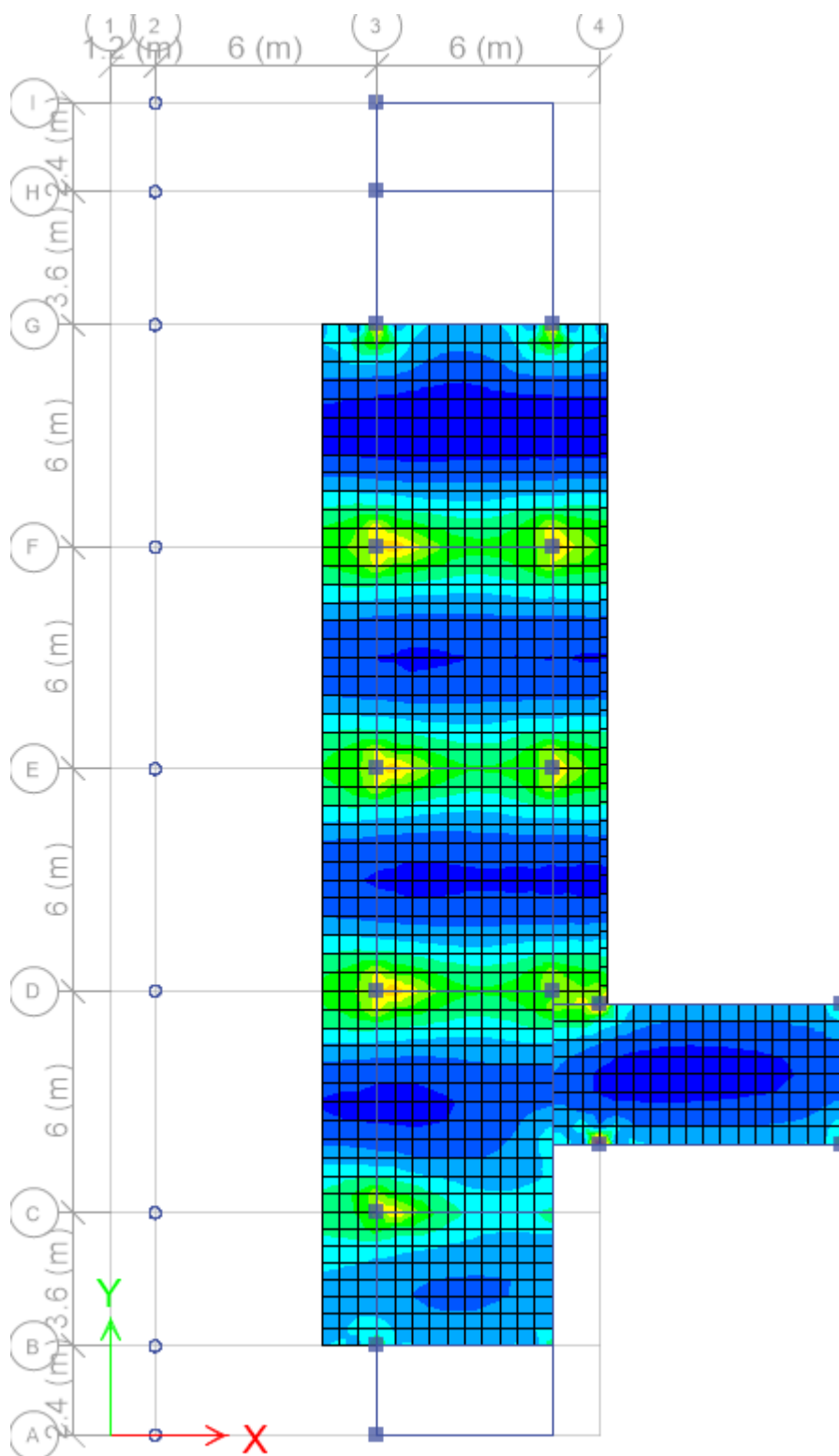


Fig. 4.6. : Diagrama de moment M_{22} in placa de peste etajul curent – gruparea fundamentala de încărcări

COD CULOARE	Moment încovoietor [kNm/m]
	<-65
	-58.5
	-52
	-45.5
	-39
	-32.5
	-26
	-19.5
	-13
	-6.5
	0.00
	6.5
	13
	19.5
	>21

Placa cu grosimea de 20cm este armata la partea inferioara cu o plasa de armare generala de $\Phi 10/10/10$, iar la partea superioara cu o plasa de armare generala $\Phi 10/10/10$.

Momentele capabile asociate diferitelor armări utilizate ale plăcii sunt indicate in tabelul de mai jos.

Procentul minim de armare pentru plăcii este (relația 9.1N din SR EN 1992-1-1):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

Armare inferioara si superioara		
Grosime placa	Armare	Moment capabil [kNm/m]
Placa 20cm	$\Phi 10/10$	55

4.8. Dimensionarea fundatiilor

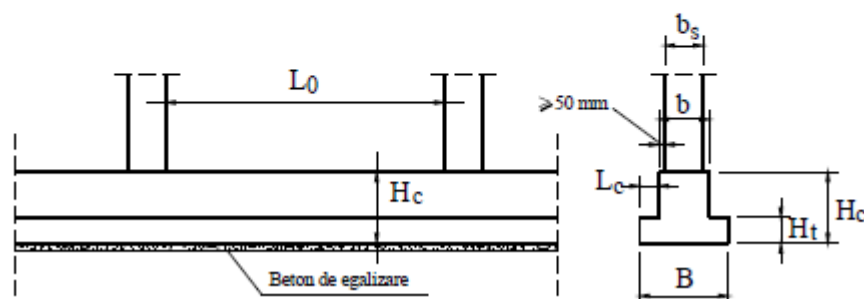
Ținând cont de regimul de înălțime al clădirii, caracteristicile terenului din amplasament, încărcările considerate si valorile presiunilor la nivelul terenului s-a adoptat soluția de fundare alcătuita din grinzi de fundare continui sub șirurile de stâlpi si radiere locale sub elementele verticale de tip pereti.

Fundațiile au fost dimensionate in acord cu prevederile codului de proiectare seismica P100-1/2013, normativului de proiectare al fundațiilor de suprafața, NP 112/2014 si SR EN 1992-1-1/2004.

II.7.5. Fundații continue sub stâlpi

II.7.5.1 Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub stâlpi se realizează, de regulă, ca grinzi sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat (Figura II.20).



Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continui sub stâlpi

(2) Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub pereți (în multe cazuri conflucrând cu stâlpi) se realizează, de regulă, ca tălpi de beton armat (Figura II.21) sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat. Dacă pe fundații reazemă exclusiv pereți de beton armat, secțiunea grinzii va respecta cerințele pentru fundații izolate de la II.6.

Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continui sub pereți

Pentru armarea fundațiilor s-au avut în vedere prevederile de mai jos:

Coeficientul minim de armare în toate secțiunile (sus și jos) este $\rho_{\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru

grinzi calculate în gruparea fundamentală de încărcări și $\rho_{\min} = 0,50 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi calculate la acțiunea seismică, dar nu mai puțin 0,002 în toate cazurile.

Diametrul minim al armăturilor longitudinale este 14 mm.

Pe fețele laterale ale grinzii se dispun armături minim $\Phi=10$ mm la 300 mm.

(3) Etrierii rezultă din verificarea la forță tăietoare și moment de torsiune.

Coeficientul minim de armarea transversală este 0,001, dar nu mai puțin de

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Diametrul minim al etrierilor este 8 mm. Dacă lățimea grinzii este 400 mm sau mai mult se dispun etrieri dubli (cu 4 ramuri).

GF 35x100			
A_{ai}^{nec}	A_{ai}^{ef}	Armare efectiva	M_{cap}
1011	1016	4Φ18	398

	V_{Ed}^{max}	Verificare diagonala beton	Armare cu etrieri					
			A_{sw}	$s^{nec, A_{sw1}}$ [mm]	s^{ef} [mm]	$V_{Rd,s}^{etr.}$	Armare in zonele 10/3 de la fata grinzi	Armare in zona centrala a grinzii
	217	DA	157	269	150	389	etr. 10/150	etr. 10/150
$d_{r1} = 950$		$b_{r1} = 350$		$ctg \theta = 1$		$V_{Rd,max(\theta=45)} 35 \times 100 =$	1347	
				$f_{ck} = 25$				
				$f_{yd} = 435$				

In zonele cu solicitări mai mari pe lângă armarea din procent minim a fost dispusa armare suplimentara.

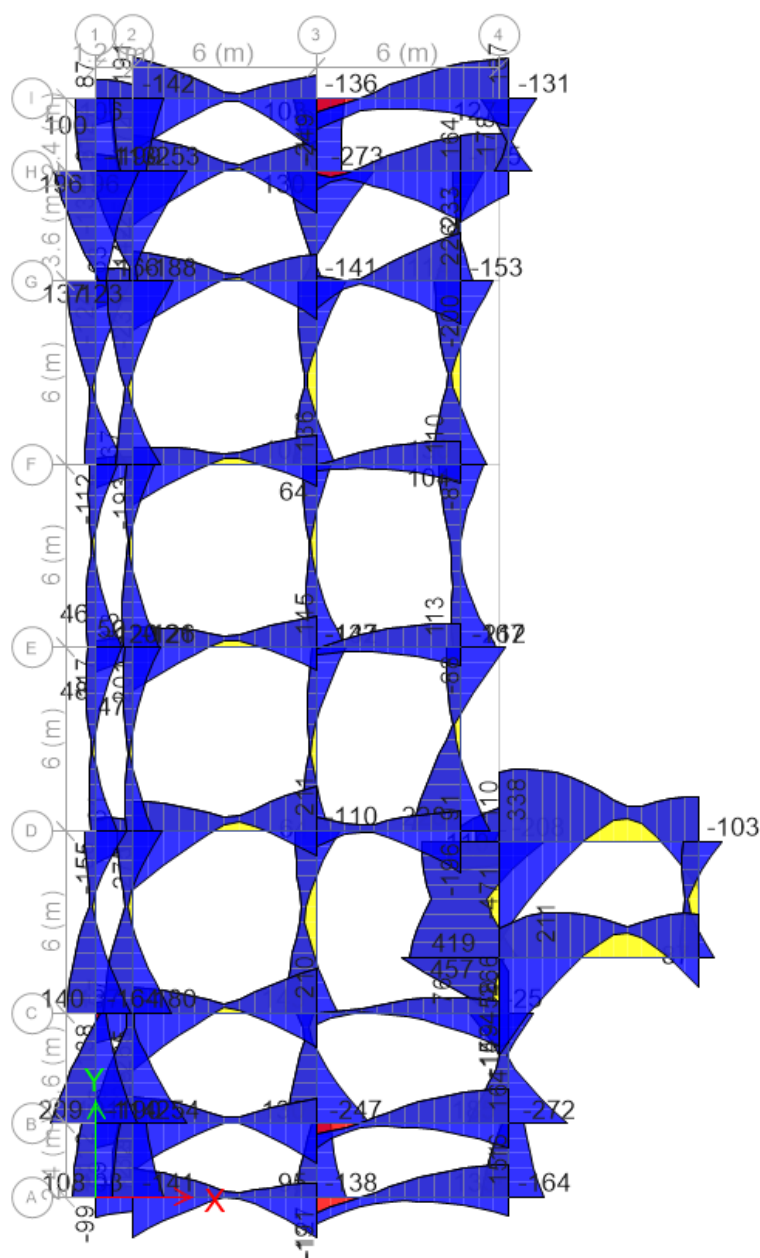


Diagrama de moment in grinzi de fundare

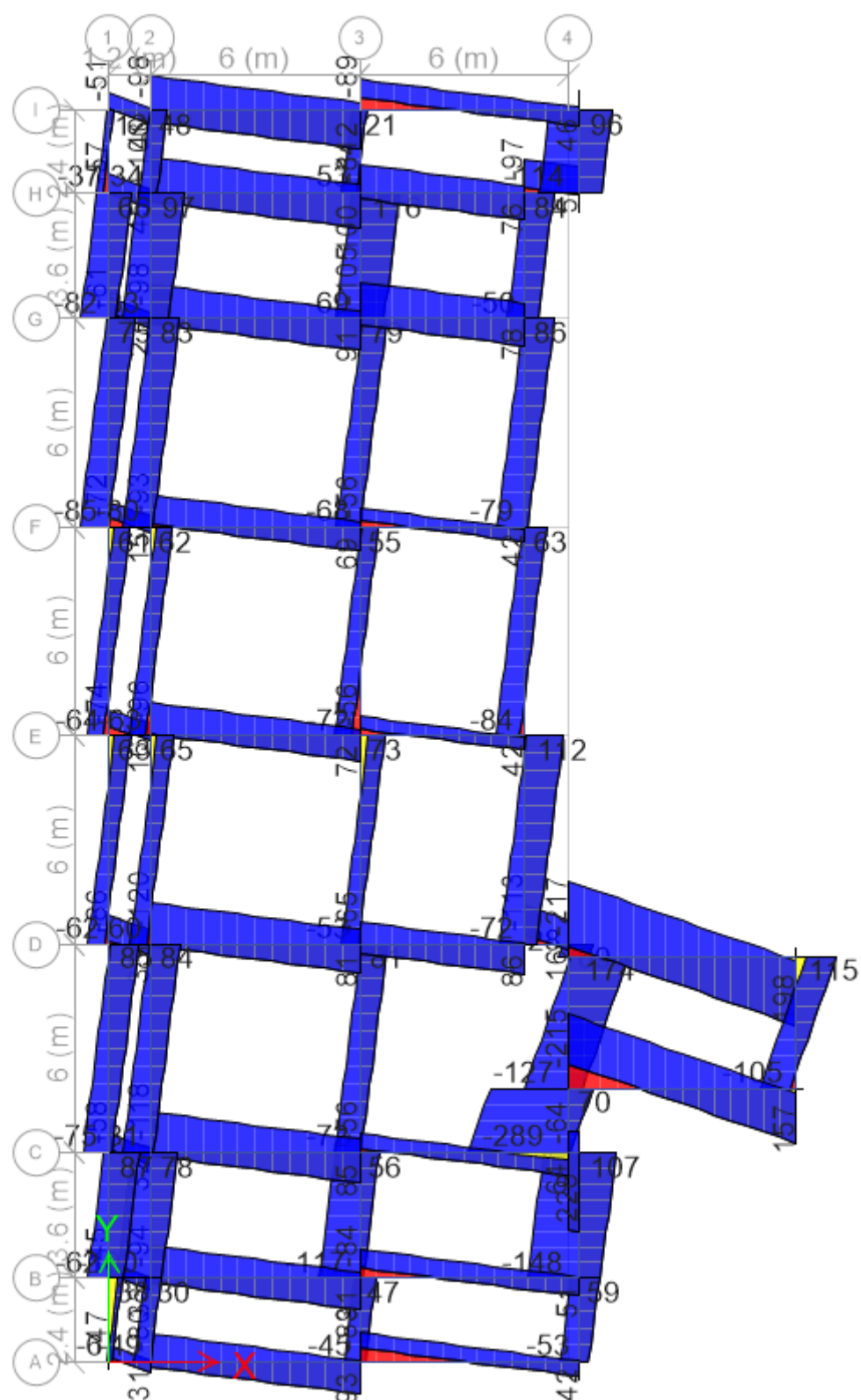


Diagrama de forta taietoare in grinzile de fundare

5. CLADIREA C1.1: Statii

5.1. Date generale structura de rezistenta

Obiectivul Stații este format din structuri de tip copertine metalice. Copertinele au console de lungime variabila si stâlpii sunt înclinați după doua direcții .Sistemul structural este alcătuit din stâlpi metalici prinși rigid si contravântuiți cu tiranți metalici. Structura acoperișului copertinelor este realizata din pane dispuse in gabaritul consolelor. Pentru asigurarea rigidității acoperișului copertinelor, in planul acestuia sunt dispuse contravântuiri orizontale.

5.2. Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C1.1:

Zona	Tip încărcare	Unitate de măsură	Valoare
Zona acoperiș	Variabila - Vânt	KN/m ²	wp=0,841/ws=0,525
	Variabila - Zăpadă	KN/m ²	2,0
	Permanenta	KN/m ²	0,1

Încărcarea din actiunea vantului a fost evaluata conform normativ CR 1-1-4/2012 "Cod de proiectare. Evaluarea actiunii vantului asupra constructiilor". In amplasament presiunea de referinta a vantului mediata pe 10 min, la inaltimea de 10m cu interval mediu de recurenta de 50 ani este $q_b=0.7\text{kN/m}^2$.

Presiuni:	$w^p(z) = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_p =$	0.841	kN/m²	
Suctiuni:	$w^s(z) = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_p =$	0.525	kN/m²	
*unde:	zona amplasament	3		
	$q_{ref} =$	0.7	kN/m²	-presiunea de referinta a vantului
	$z =$	7.2	m	- inaltimea consid. deasupra terenului
	$c_e(z) = c_g(z) \cdot c_r(z) =$	1.501		- factor de expunere al constructiei
	$c_g(z) = 1 + g[2 \ln(z)] =$	3.07		- coeficient de rafala
	$I(z) = (\beta)^{0.5} / [2.5 \ln(z/z_0)] =$	0.296		- Intensitatea turbulentei vantului
	$(\beta)^{0.5} =$	2.35		
	$z_0 =$	0.3		- lungimea de rugozitate
	$c_r(z) = k_r^2(z_0) [\ln(z/z_0)]^2 =$	0.489		- factor de rugozitate
	$k_r(z_0) =$	0.22		
	$c_p^p =$	0.8		
	$c_p^s =$	0.5		

Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
GF	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
GS	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	UTILA	0.4
	Linear Static	Zapada	0.4
SLS	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	Zapada	1
	Linear Static	UTILA	1
GSSXP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	1
GSSXN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	-1
GSSYP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	1
GSSYN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	-1
GFZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
GFUZ	Linear Static	Perm	1.35

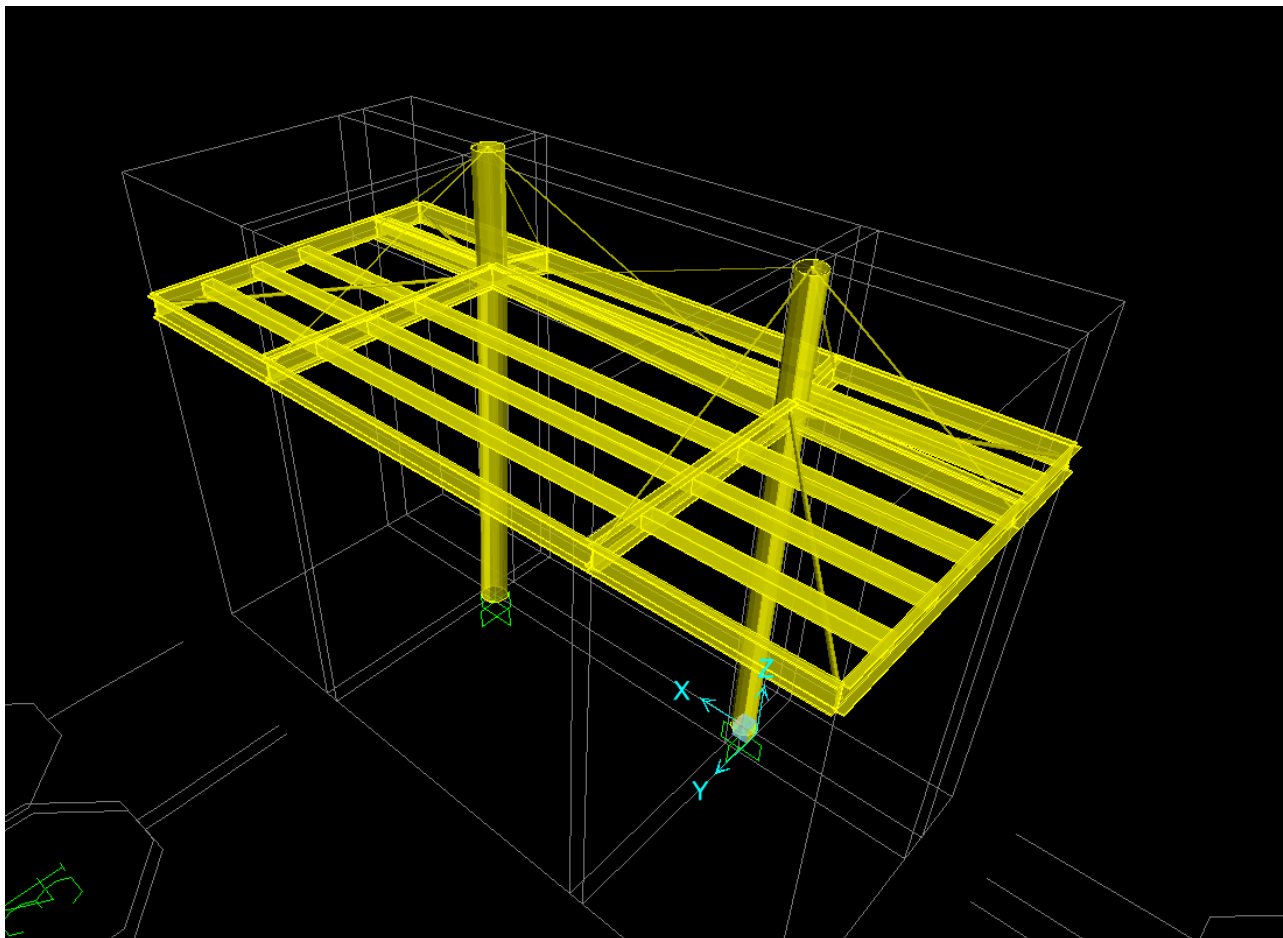
Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
GFZUVXP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VX	1.05
GFZUVXN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VX	-1.05
GFZUVYP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VY	1.05
GFZUVYN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VY	-1.05
GFVXPZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	1.5
GFVXNZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	-1.5
GFVYPZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	1.5
GFUZVXP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	1.05
GFVYNZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	-1.5
GFUZVXN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5

Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	-1.05
GFUZVYN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	-1.05
GFUZVYP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	1.05
GSSXPSYP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	1
	Linear Static	SY	0.3
GSSXNSYP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	-1
	Linear Static	SY	0.3
GSSXPSYN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	1
	Linear Static	SY	-0.3
GSSXNSYN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	-1
	Linear Static	SY	-0.3
GSSYPSXP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	1
	Linear Static	SX	0.3
GSSYNSXP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	-1
	Linear Static	SX	0.3
GSSYPSXN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	1
	Linear Static	SX	-0.3
GSSYNSXN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	-1
	Linear Static	SX	-0.3
GFVYP	Linear Static	Perm	1



Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
	Linear Static	VY	1.5
GFVYN	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	VY	-1.5
GFVXP	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	VX	1.5
GFVXN	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	VX	-1.5
GFUZagl	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	ZapadaAglomerata	1.05
GFZaglU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	ZapadaAglomerata	1.5
ENVE	Response Combo	GF	1
	Response Combo	GFUZ	1
	Response Combo	GFUZagl	1
	Response Combo	GFUZVXN	1
	Response Combo	GFUZVXP	1
	Response Combo	GFUZVYP	1
	Response Combo	GFVXN	1
	Response Combo	GFVXNZU	1
	Response Combo	GFVXP	1
	Response Combo	GFVXPZU	1
	Response Combo	GFVYN	1
	Response Combo	GFVYNZU	1
	Response Combo	GFVYP	1
	Response Combo	GFVYPZU	1
	Response Combo	GFZaglU	1
	Response Combo	GFZU	1

Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
	Response Combo	GFZUVXN	1
	Response Combo	GFZUVXP	1
	Response Combo	GFZUVYN	1
	Response Combo	GFZUVYP	1
	Response Combo	GS	1
	Response Combo	GSSXN	1
	Response Combo	GSSXNSYN	1
	Response Combo	GSSXNSYP	1
	Response Combo	GSSXP	1
	Response Combo	GSSXPSYN	1
	Response Combo	GSSXPSYP	1
	Response Combo	GSSYN	1
	Response Combo	GSSYNSXN	1
	Response Combo	GSSYNSXP	1
	Response Combo	GSSYP	1
	Response Combo	GSSYPSXN	1
	Response Combo	GSSYPSXP	1



Izometrie model de calcul

5.3. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

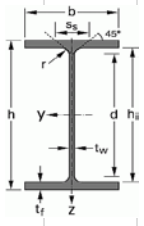
VERIFICARE SECTIUNE STALP

OTEL		R=	355	N/mm ²	fy=	355	N/mm ²		
	N=	285.0 kN			M _{y,1} =	293.0 kNm		fu=	520
									N/mm ²
D (mm)	t (mm)	G (kg/ml)	A (cm ²)	D/t	I (cm ⁴)	i (cm)	W (cm ³)	Wpl (cm ³)	m ² /m
406.4	12.5	109.28	139.2	32.5	30030.7	14.687	1477.9	1921.25	1.277
	406.4x12.5								
		N _{cr} =	2960 kN			λ _{BARA} =	1.3	1.3 < λ _{BARA} < 2	NU
LUNGIMI DE FLAMBAJ		14.44				λ _{max} =	99	1.3 * λ _e < λ _{max} < 2 * λ _e	NU
L _{fy} = 14.5 m		=XKMajor*XLMajor*Lbara	=2.33*0.2077*14.44			2 * λ _e =	153	λ _{max} < 2 * λ _e	DA
L _{fz} = 14.5 m		=XKMinor*XLMinor*Lbara	=2.022*0.2077*14.44			1.3 * λ _e =	99		
		XKMajor=Effective length factors calculat cu anexa E stalp, grinda							
		XLMajor=Unbraced length ratios							
VERIFICARI 10108					VERIFICARI SREN 1993-1-1:2008				
λ _y = L _{fy} /i _y	99					γ _{M1} =	1		
λ _z = L _{fz} /i _z	99					λ _z = (A _{fz} /N _{cr}) ^{0.5} =	1.292		
a	b	c				α =	0.49		
1.411	7636	15267				Φ = 0.5(1+α(λ _z -0.2)+λ _z ⁻²) =	1.60		
φ _{min} =	0.39	Curba C				χ = 1/(Φ+(Φ ² -λ _z ⁻²) ^{0.5}) =	0.392		
φ*A*R =	1936.77	kN				N _{b,Rd} = χA _{fz} /γ _{M1} =	1938 kN		
N/A (N/mm ²)	M/W _y (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	Factor de utilizare						
20.5	198.3	218.7	0.62			M _{b,Rd} = W _y *f _y /γ _{M1} =	525 kNm		
N/φA (N/mm ²)	M/W _y (N/mm ²)	suma (N/mm ²)	Factor de utilizare			N/N _{b,Rd}	M/M _{b,Rd}	suma	
52.2	198.3	250.5	0.71			0.15	0.56	0.71	
Clasa sectiune:									
d/t	50*ε ²	Verifica							
32.51	33.1	DA				1.1*γ _{OV} *(Npl/N) =	23.84		

VERIFICARE SECTIUNE GRINDA

STEEL GRADE:		R=	355	N/mm ²	E=	210000	N/mm ²
S355 (DLS2)		f _y =	355	N/mm ²	G=E/(2*(1+ν))=	80769	N/mm ²
		γ _{M1} =	1		ν=	0.3	

TIP BARA	CAZ/GRUPARE	N [kN]	Vz,1 [kN]	My,1 [kNm]	Mz,1 [kNm]	ly (cm)	x0 (mm)
Gr. princ		2	8	82.0	1	11.23	0
		T [kN]	Vy,1 [kN]	My,2 [kNm]	Mz,2 [kNm]	lz (cm) <td>y0 (mm)</td>	y0 (mm)
		0.0	0	13	0.1	3.02	0



Sectiune:		IPE 270
h (mm)	t_w (mm)	h_i (mm)
270	6.6	249.6
b (mm)	t_f (mm)	A_w (mm ²)
135	10.2	1647.36
G= 36 kg/m	W_y' (cm ³)	W_y,pl (cm ³)
Lungime= 3.50 m	463.92	484.00
G= 126 kg	W_z,pl (cm ³)	96.95
L _{ry} = 3.50 m		
L _{rz} = 3.50 m		
L _{tr} = 3.50 m		
Moment:		
L _{rz} = L _{tr} = 3.50 m		

Etichete bare calculate:

Axial Compression
 $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1631 \text{ kN}$
 $N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.00 < 1.0 \text{ DA}$

Bending moment
 $M_{y,Rd} = W_y \cdot f_y / \gamma_{M0} = 152 \text{ kNm}$
 $M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 0.54 < 1.0 \text{ DA}$
 $M_{z,Rd} = W_z \cdot f_y / \gamma_{M0} = 22 \text{ kNm}$
 $M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 0.05 < 1.0 \text{ DA}$

Distributie My: 3



Distributie Mz: 2



Utilizarea maxima a sectiunii SREN/EC

0.78

Axial compression + Bending Moment	$N_{Ed} / A \cdot f_y / \gamma_{M0} + M_{y,Ed} / W_y \cdot f_y / \gamma_{M0} + M_{z,Ed} / W_z \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.59 < 1.0 \text{ DA}$
---	--

Flexural Buckling	Curba y-y	Curba z-z
h/b = 2 > 1.2 t _f < 40mm	a	b
profil laminat	α _y = 0.21	α _z = 0.34
$N_{cr,y} = \pi^2 E I_y / L_y^2$	9796 kN	710 kN
$\lambda = (A \cdot f_y / N_{cr,y})^{0.5}$	λ _y = 0.41	λ _z = 1.52
$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$	Φ _y = 0.61	Φ _z = 1.87
$\chi = \min(1 / (\Phi + (\Phi^2 - \lambda^{-2})^{0.5}); 1)$	χ _y = 0.951	χ _z = 0.337
$N_{b,y,Rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1551 \text{ kN}$	$N_{Ed} / N_{b,y,Rd} = 0.00 < 1.0 \text{ DA}$	
$N_{b,z,Rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 549 \text{ kN}$	$N_{Ed} / N_{b,z,Rd} = 0.00 < 1.0 \text{ DA}$	
$N_{b,min,Rd} = \min(N_{b,y,Rd}, N_{b,z,Rd}) = 549 \text{ kN}$		

Torsional buckling	
$I_y^2 + I_z^2 + y_0^2 + z_0^2 = 13515.4 \text{ mm}^4$	x0, y0 coordinates of shear centre
$N_{cr,t} = 1 / I_y^2 (G I_t + \pi^2 E I_w / L_{cr,t}^2) = 1836 \text{ kN}$	iy, iz radius of gyration

Torsional-flexural buckling	
$\beta = 1 - (y_0 / i_y)^2 = 1$	$N_{cr,t} / N_{cr,y} = 0.187$
$N_{cr,TF} = N_{cr,y} / (2\beta) \cdot (1 + N_{cr,t} / N_{cr,y} - ((1 - N_{cr,t} / N_{cr,y})^2 + 4(y_0 / i_y)^2 N_{cr,t} / N_{cr,y}))^{0.5} = 1836 \text{ kN}$	
$N_{cr} = \min(N_{cr,TF}, N_{cr,y}) = 1836 \text{ kN}$	
$\lambda = (A \cdot f_y / N_{cr})^{0.5} = 0.94$	Φ _z = 1.07
$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1034 \text{ kN}$	$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0.00 < 1.0 \text{ DA}$

Shear	Combined Stress Check
$V_{z,pl,Rd} = A_{wz} \cdot f_y / (3)^{0.5} / \gamma_{M0} = 338 \text{ kN}$	$\sigma_{x,Ed} = 177.2$
$V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd} = 0.02 < 1.0 \text{ DA}$	$\tau_{z,Ed} = 4.86$
$V_{y,pl,Rd} = A_{wy} \cdot f_y / (3)^{0.5} / \gamma_{M0} = 564 \text{ kN}$	$(\sigma_{x,Ed} / f_y / \gamma_{M0})^2 + 3(\tau_{z,Ed} / f_y / \gamma_{M0})^2 = 0.25 < 1.0 \text{ DA}$
$V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd} = 0.00 < 1.0 \text{ DA}$	$\sigma_{y,Ed} = 16.5$
	$\tau_{y,Ed} = 0.00$
	$(\sigma_{y,Ed} / f_y / \gamma_{M0})^2 + 3(\tau_{y,Ed} / f_y / \gamma_{M0})^2 = 0.00 < 1.0 \text{ DA}$

Lateral-torsional buckling	
profil laminat	
h/b = 2 < 2	Curba: b
ψ = M ₂ /M ₁ = 0.16	α _{LT} = 0.34
C1	C2
1.285	0.753
$M_{cr} = C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (k \cdot L)^2 \cdot [1 + (k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t / (\pi^2 \cdot E \cdot I_y) + C_2 \cdot z_0^2]^{0.5} \cdot C_2 \cdot z_0 = 171 \text{ kNm}$	
$\lambda_{LT} = (W_y \cdot f_y / M_{cr})^{0.5} = 0.94$	λ _{LT,0} = 0.4
λ _{LT} = z ₀ / z _{0,red} la deversare	
$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.93$	1/λ _{LT} = 1.121
$\chi_{LT} = \min(1 / (\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2)^{0.5}); 1; 1 / \lambda_{LT}^2) = 0.73$	1/((Φ _{LT} + (Φ _{LT} ^2 - β · λ _{LT} ^2)^{0.5}) · λ _{LT}) = 0.73
$\eta = \min(1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot 0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2]; 1) = 0.95$	k _c = 0.900
$\chi_{LT,mod} = \min(\chi_{LT} \cdot \eta; 1) = 0.77$	χ _{LT} / η = 0.770
$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M0} = 112 \text{ kNm}$	$M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0.73 < 1.0 \text{ DA}$

URBAN SCOPE S.R.L.

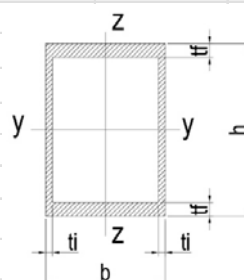
Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

VERIFICARE SECTIUNE PANA

OTEL		R=	355	N/mm ²	fy=	355	N/mm ²	
N	M _{y,1}	Tz	M _{z,1}	Ty		fu=	520	N/mm ²
5.0 kN	38.0 kNm	8.3 kN	12.0 kNm	0.4 kN				
h [mm]	tw [mm]	G (kg/ml)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	iy [mm]			
120	8	28.13	753.1	125.5	4.584		N _{cr_y} =	806.3 kN
b [mm]	tf [mm]	A (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _z (cm ³)	iz [mm]		N _{cr_z} =	806.3 kN
120	8	35.8	753.1	125.5	4.584		N _{cr} =	806.3 kN
RHS-120X8								
LUNGIMI DE FLAMBAJ								
L _{fy} =	4.40 m							
L _{fz} =	4.40 m							
VERIFICARI SREN 1993-1-1:2008								
	γ _{M1} =	1.1						
	λ ⁻ =(A _f y/N _{cr}) ^{0.5} =	1.256						
	α=	0.49						
	Φ=0.5(1+α(λ ⁻ -0.2)+λ ⁻²)=	1.55						
Curba C	χ=1/(Φ+(Φ ² -λ ⁻²) ^{0.5})=	0.408						
	N _{b,Rd} =χA _f y/γ _{M1} =	472 kN						
	M _{b,Rd} =W _y *fy/γ _{M1} =	41 kNm						
	N/N _{b,Rd}	M/M _{b,Rd}	suma					
	0.01	0.94	0.95	<1.0	ok			



6. CLADIREA C2: Parcare Park&Ride

6.1. Date generale structura de rezistenta

Obiectul va fi alcătuit dintr-un corp de clădire.

Structura principala de rezistenta pentru corpul de clădire va fi realizata in soluție cu pereți si cadre din beton armat, fiind alcătuite din pereți, stâlpi, grinzi si placi.

Regimul de înălțime este P(parter)+2E(etaj).

Înălțimile de nivel ale structurii sunt indicate in tabelul următor:

Etaj 2	3.10m
Etaj 1	3.10m
Parter	3.10m

Suprastructura are o forma rectangulara in plan cu dimensiunile 41.3 metri x 43.6 metri - figura 6.1.

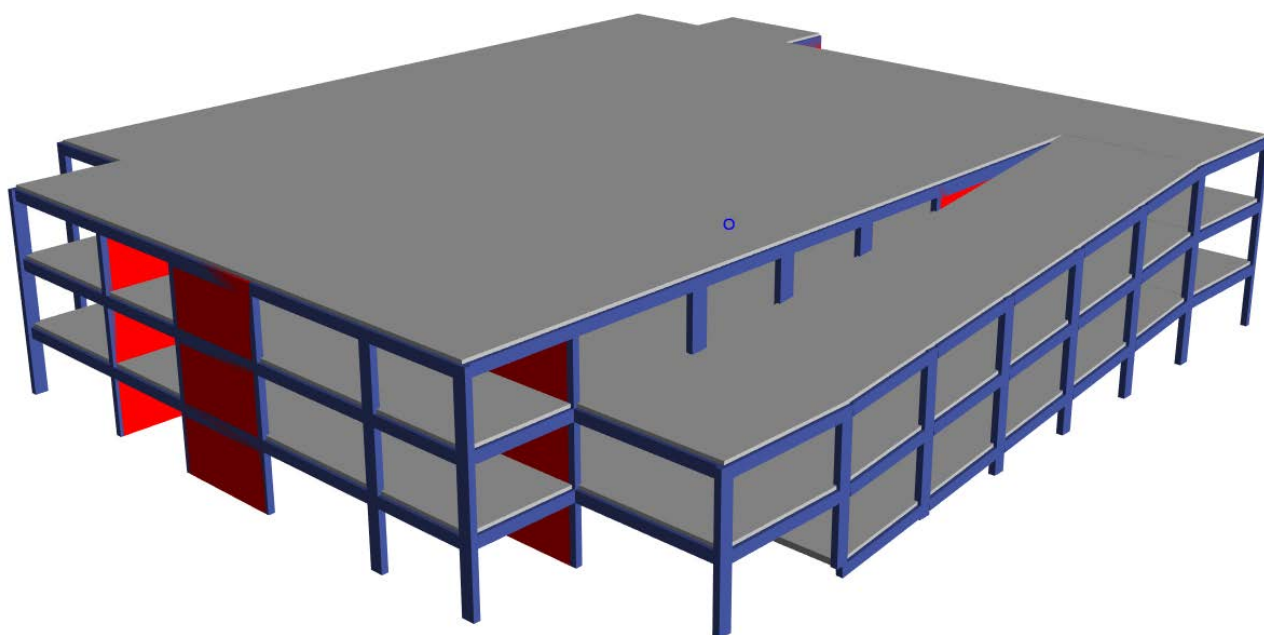
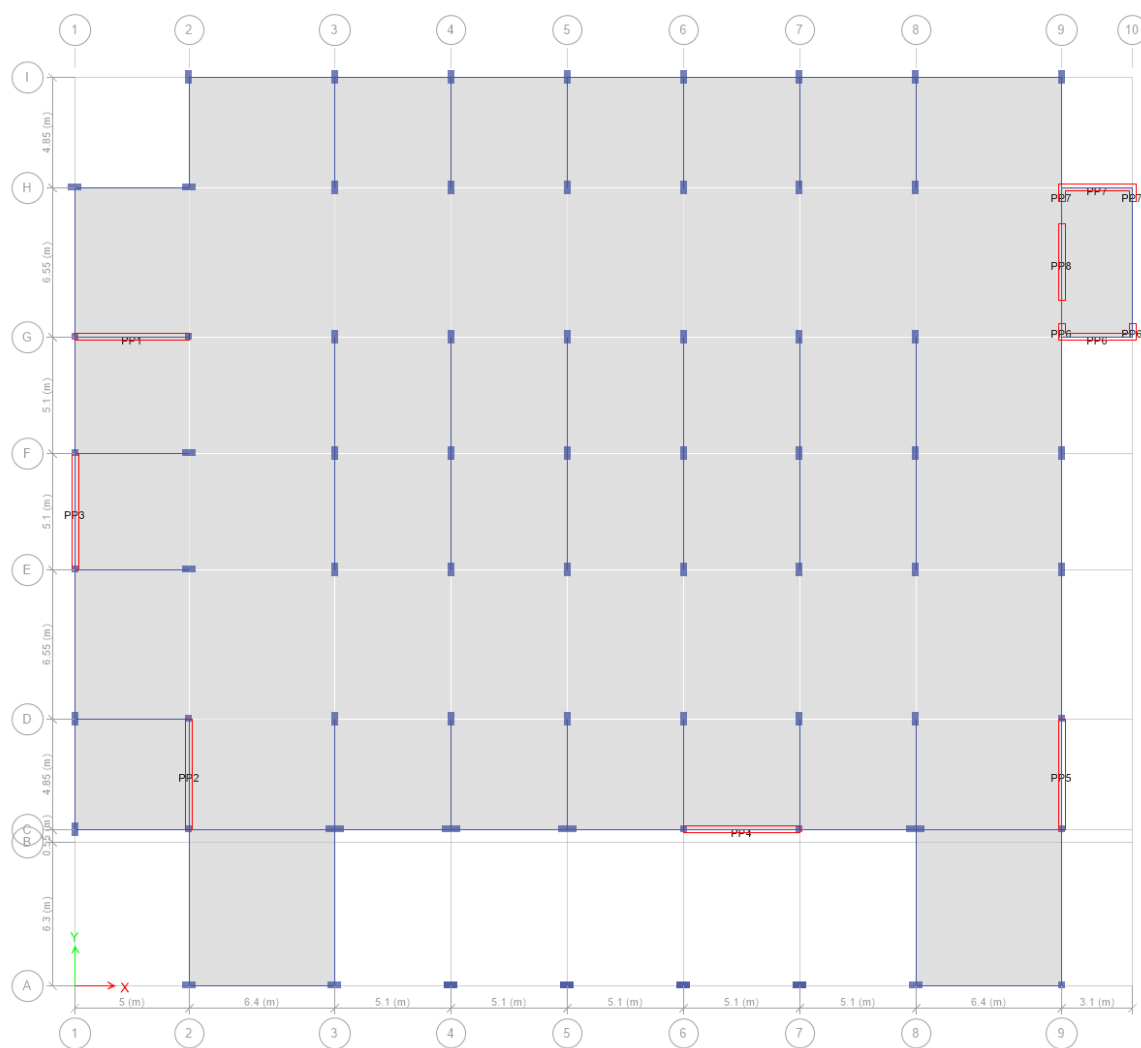


Figura 6.1: Sistemul structural propus - vedere in plan acoperiș si vedere 3D din modelul de calcul efectuat

Ținând cont de forma structurii în plan, caracteristicile de material utilizate, retragerile existente în elevație, caracteristicile seismice ale amplasamentului, soluția structurală aleasă (structura cu pereți de beton armat) și regimul de înălțime propus, structura de rezistență s-a proiectat în clasa medie de ductilitate (DCM) prin utilizarea unui factor de comportare egal cu 3,0. Factorul de comportare ales este în conformitate cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013 cu modificările ulterioare, aduse prin Erata din 2019.

Suprafața aproximativă a unui etaj curent (suprafața construită a plăcii de peste parter,) este de aproximativ 1800mp. Sistemul structural a fost ales în concordanță cu cerințele de arhitectură și este conceput astfel încât să asigure un răspuns favorabil al structurii la acțiuni gravitaționale și seismice, conform P100-1/2013.

Sistemul structural este reprezentat de pereții din beton armat cu grosimea de 40cm și cadrele perimetrice și interioare alcătuite din stâlpi cu dimensiunile secțiunii transversale de 60x30cm și 80x40cm, grinzi perimetrice și interioare cu dimensiunile secțiunii transversale de 30x50cm și 40x70cm și placa cu grosimea de 20cm. Grosimea plăcilor și acoperirile cu beton ale barelor de armatură au fost alese în funcție de gradul de rezistență la foc ce trebuie asigurat pentru parcajul auto.

Elementele structurale principale cu rol în preluarea forțelor laterale cauzate de acțiunea seismică sunt pereții de beton armat. Pereții asigură transmiterea forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare generate de încărcările orizontale la infrastructura (la nivelul fundațiilor) și teren de fundare prin încovoierea pereților la baza acestora, la nivelul teoretic de încastrare situat la baza parterului, deasupra fundațiilor.

Sistemul de fundare este alcătuit din grinzi de fundare dispuse pe ambele direcții principale ale structurii și local din radier din beton armat. Ținând cont de regimul de înălțime redus al clădirii și tipul de compartimentări și închideri utilizat, cu impact asupra stării de eforturi de la nivelul fundațiilor, sub șirurile de stâlpi s-au propus fundații continue, realizate cu secțiune T, iar local sub elementele verticale de tip pereți a fost propus un sistem de fundare de tip radier, în conformitate cu prevederile normativului de proiectare NP112/2014 – Normativ pentru proiectarea fundațiilor de suprafață – capitolele II.7.5 și II.7.6. Fundațiile astfel concepute asigură transmiterea tuturor eforturilor către terenul de fundare. Fundațiile continue cu secțiune T au înălțimea 1.40m, lățimea inimii 35cm, lățimea tălpilor de 1.00m, iar înălțimea acestora de 40cm. Fundațiile locale de tip radier au grosimea de 80cm.

Fundațiile sunt calculate să rămână în domeniul de comportare elastic, acestea fiind dimensionate pe baza eforturilor maxime din suprastructură asociate mecanismului de plastificare al structurii.

Structura de rezistență a clădirii a fost proiectată astfel încât să răspundă neliniar (postelastice) sub acțiunea seismică de proiectare, având clasa de ductilitate M (DCM) și un factor de comportare cu valoare de 3,00. În vederea sporirii nivelului de siguranță al clădirii, elementele structurale verticale, au fost detaliate cu respectarea procentelor

minime de armare longitudinală și transversală, precum și cu respectarea criteriilor de ductilitate asociate clasei H (DCH) de ductilitate.

S-a urmărit impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice. Acest obiectiv a fost îndeplinit prin dirijarea zonelor solicitate în domeniul postelastice cu prioritate în elementele structurale ale suprastructurii care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare neliniară semnificativă (din încovoiere), cum ar fi: pereții și stâlpii din beton armat (la baza acestora deasupra nivelului teoretic de încastrare) și grinzi la toate nivelurile. Prin deformarea neliniară din încovoiere a elementelor structurale se obține disiparea energiei induse de acțiunea seismică și se limitează eforturile care ar putea conduce la cedări fragile ale elementelor structurale.

În urma incidentei cutremurului de proiectare (având interval mediu de recurență de 225 de ani), deformările neliniare care pot apărea în unele elemente structurale (în special în grinzi) pot conduce la necesitatea realizării unor reparații locale ale elementelor de beton armat. Acest lucru nu constituie un defect structural, el fiind în concordanță cu cerințele fundamentale ale proiectării seismice enunțate în capitolul 2 al codului P100-1 « Cod de proiectare seismică - Prevederi de proiectare pentru clădiri ».

6.2. Încărcări considerate în calculul structurii de rezistență pentru Clădirea C2:

Zona	Tip încărcare	Unitate de măsură	Valoare
Planșee nivel curent și placă de pardoseală (încărcări din exploatare pentru garaje și spații destinate traficului de vehicule Categoria F)	Utilă, cf. SR EN 1991-1-1 + Anexa Națională	KN/m ²	2,5
	Permanentă	KN/m ²	2,0
Zona terasă	Utilă, cf. SR EN 1991-1-1 + Anexa Națională	KN/m ²	2,5
	Variabilă - Zăpadă	KN/m ²	2,0
	Permanentă	KN/m ²	2,0

6.3. Dimensionarea și verificarea structurii de rezistență

Verificarea deplasărilor laterale și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice

echivalente si metodei de calcul modal cu spectre de răspuns, cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

Deformații plastice in cadrul structurii, in timpul acțiunii seismice de proiectare, sunt așteptate prin curgerea din încovoiere a armaturilor longitudinale dinspre capetele grinzilor si stâlpilor. In cazul stâlpilor sunt așteptate deformații plastice la baza nivelului parter si la capătul stâlpilor de la ultimul nivel. In realizarea modelului numeric, stâlpii si grinzile au fost modelate cu elemente de tip bara. Plăcile s-au modelat cu elemente de tip shell. O vedere 3D a modelului de calcul este redată in figura 8.1. Caracteristicile de material definite in programul de calcul corespund betoanelor ce vor fi utilizate in cadrul structurii de rezistenta.

Clasa de importanță a construcției este clasa III, pentru care coeficientul de importanță $\gamma=1$. Structura de rezistenta este proiectata pentru clasa M de ductilitate. Din cauza neregularității structurii in plan si elevație, factorul de comportare utilizat in calculul liniar elastic este $q=3$. Torsiunea accidentala a fost considerata in calcul prin declararea unor excentricități de aplicare a forțelor orizontale egale cu $0.05 \times L$, unde L este dimensiunea clădirii perpendiculara pe direcția de acțiune seismică.

Greutatea suprastructurii (de la cota de incastare in sus – nivelurile parter si etajele 1-2) in gruparea seismica de încărcări este de aproximativ 53135 kN. Forțele tăietoare însumate de la baza stâlpilor de la parter, deasupra nivelului teoretic de incastare, au valoarea de aproximativ 13100 kN, pentru ambele direcții principale ale structurii. Direcțiile principale ale structurii, X si Y sunt indicate in figurile 6.2, 6.3 si 6.4 (prin axele globale ale modelului de calcul efectuat). Rezultatele analizei modale pentru primele 3 de moduri de vibrație, exprimate prin valorile perioadelor proprii de vibrație și factorilor de participare masici sunt prezentate în tabelul 6.1. Primele două moduri de vibrații sunt predominant de translație ,iar cel de-al treilea predominant de torsiune. Formele proprii de vibrație asociate primelor trei moduri fundamentale sunt reprezentate în figurile 6.2, 6.3 si 6.4.

Tabel 6.1 Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație din punct de vedere a participării maselor

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.55	0.71	0.00	0.71	0.00	0.10	0.10
Modal	2	0.47	0.00	0.80	0.71	0.80	0.00	0.11
Modal	3	0.35	0.10	0.00	0.81	0.80	0.68	0.78

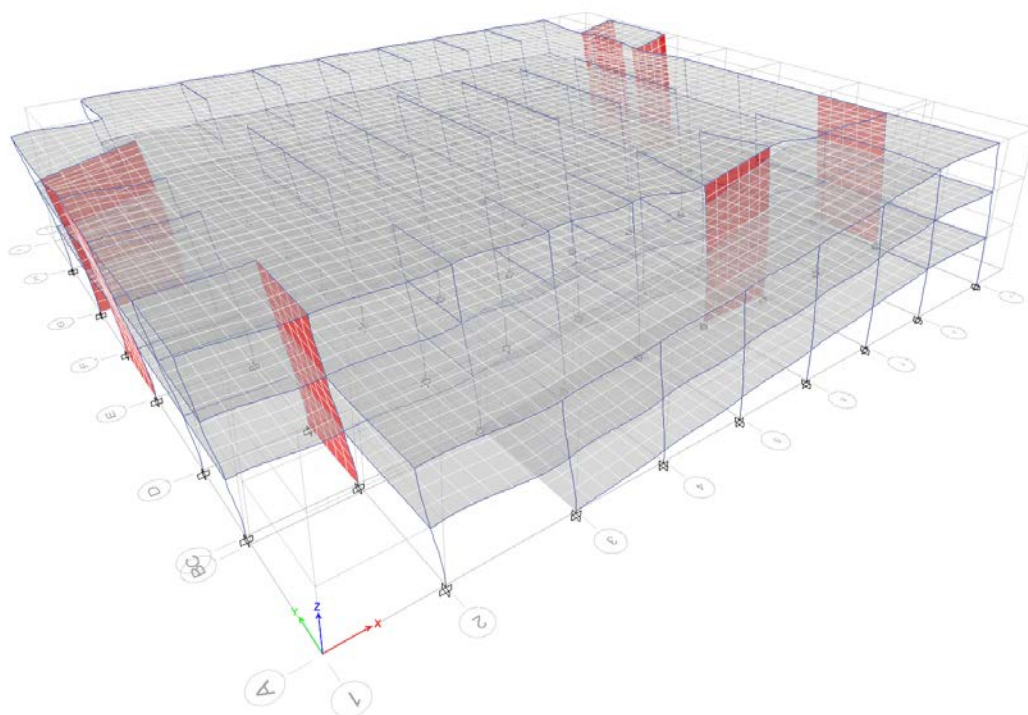


Figura 6.2: Modul 1 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție X ($T=0.30\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundațiilor

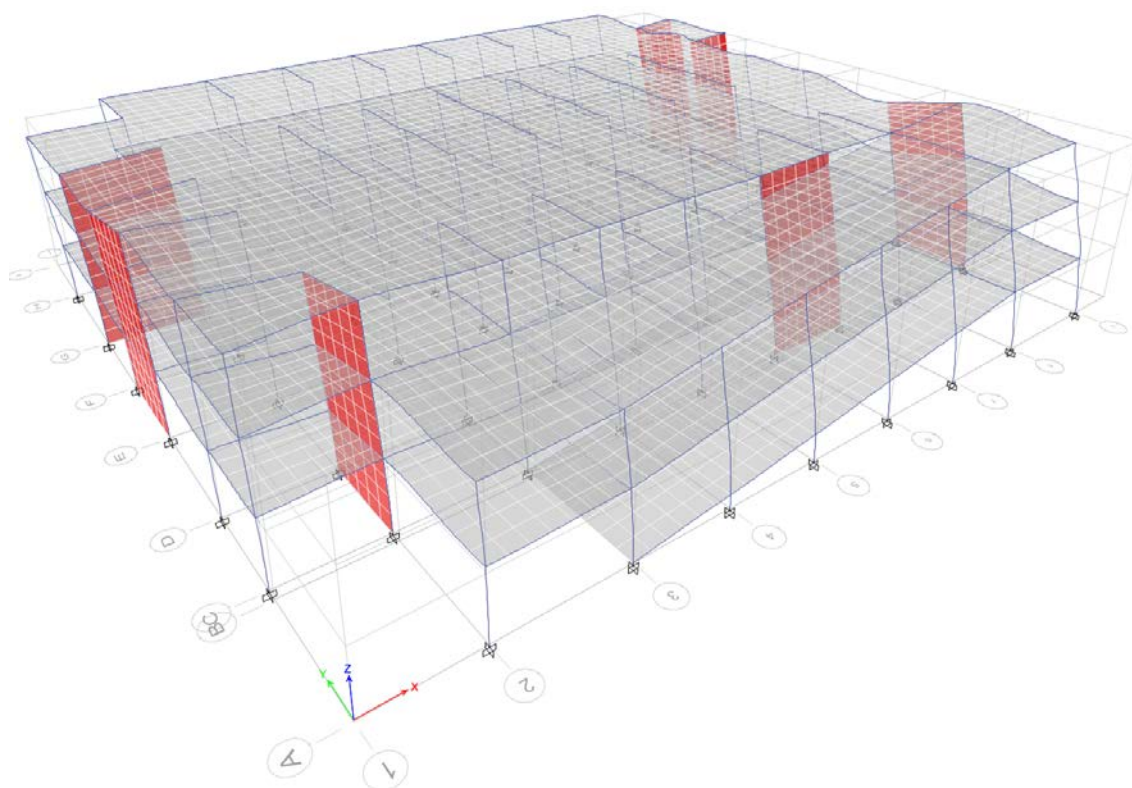


Figura 6.3: Modul 2 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție Y ($T=0.28\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

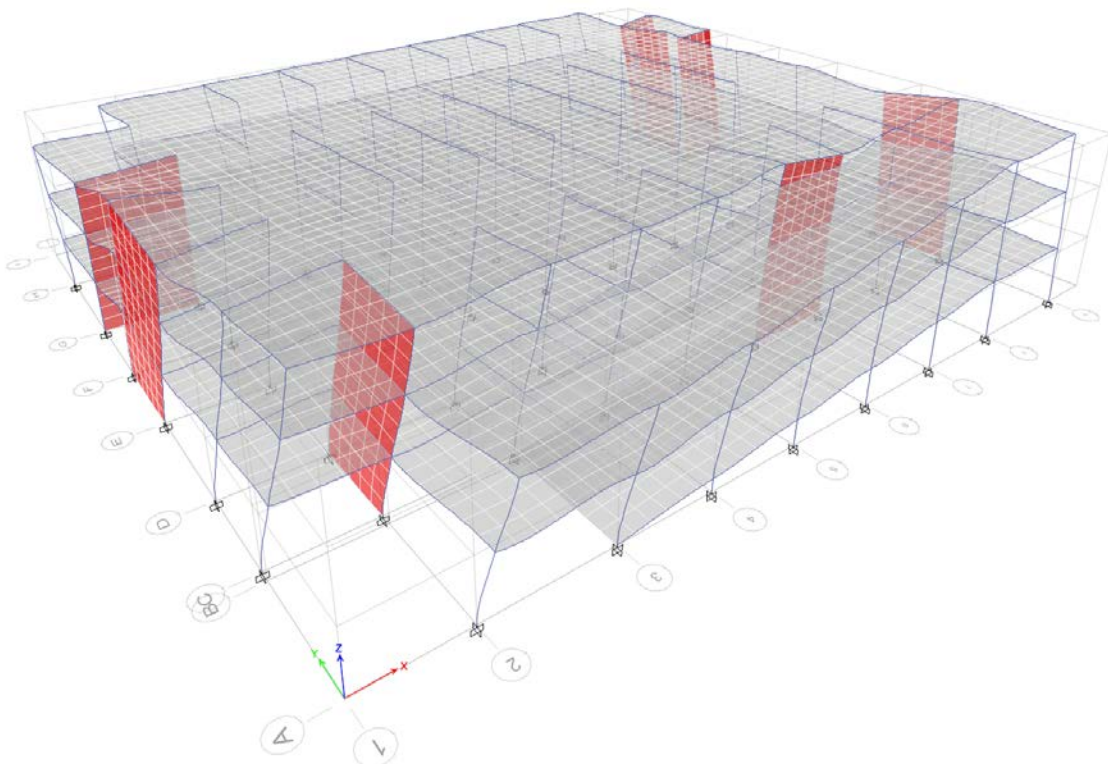


Figura 6.4: Modul 3 fundamental de vibrație – torsiune predominanta ($T=0.21\text{sec}$)– vedere 3D model de calcul incastrat la nivelul fundației

6.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea deplasărilor laterale sub incidența acțiunilor seismice s-a realizat conform Anexei E din codul P100-1/2013. Rigiditățile definite pentru elementele structurale au fost alese conform tabelului E.1, aceasta având valorile de $0.5 E I_c$, unde I_c reprezintă momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

Pereții de zidărie (blocuri ceramice sau BCA) ce constituie local elemente de închidere în cadrul clădirii intra în categoria componentelor nestructurale ce contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii și sunt alcătuiți din materiale fragile, atașate structurii, cf. P100-1/2013, Anexa E.

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	$E_c I_g$	$0,5 E_c I_g$
Structuri cu pereți	$0,5 E_c I_g$	
E_c - Modulul de elasticitate al betonului		
I_g - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Componente nestructurale din materiale fragile, atașate structurii	Componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, atașate structurii	Componente nestructurale care, prin natura prinderilor, nu interacționează cu structura sau fără componente nestructurale
Valoarea admisă a deplasării de nivel	$0,005 h$	$0,0075 h$	$0,01 h$
h – înălțimea de nivel			

(Extras din P100-1/2013, Anexa E)

C. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA DE SERVICIU (SLS):

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} < dr^{SLS}_{adm}$$

dr^{SLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

d_{re} – deplasarea relativă de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;



v - factor de reducere ce tine seama de intervalul de recurenta mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS ($v=0.5$);

q - factor de comportare ($q=3$);

dr_{adm}^{SLS} - valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLS pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 3,49‰, respectiv 2,89‰. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 5‰.

D. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA ULTIMA:

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} < dr_{adm}^{ULS}$$

dr^{ULS} - deplasarea relative de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU

d_{re} - deplasarea relativă de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

c - factorul de amplificare a deplasărilor evaluat cu relația E.3 din P100-1/2013 ;

q - factor de comportare ($q=3,0$);

dr_{adm}^{ULS} - valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLU pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 0,70‰, respectiv 0,58‰. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 2,5‰ . Pentru situația dată valoarea factorului de amplificare a deplasărilor se limitează superior la valoarea de $c=1,00$.

Rotirile în toate elementele structurale sunt sub valorile limita specificate în tabelul E.3 din P100-1/2013.

6.5. Dimensionarea grinzilor la încovoiere și forța tăietoare

B. Dimensionarea grinzilor la încovoiere:

Pentru determinarea armaturilor longitudinale din grinzi valoarea momentelor încovoietoare maxime au rezultat direct din diagrama înfășurătoare de moment încovoietor (din combinațiile de încărcări seismice, prin utilizarea metodei de calcul modal cu spectre de răspuns și gruparea fundamentală de încărcări). Dimensionarea armaturii s-a realizat pe baza prescripțiilor din SR EN 1992-1-1:2006 și P100-1/2013.

Procentul minim de armare al grinzilor este cel specificat în P100-1/2013 - (cap. 5.3.4.1.2. (4)).

(4) Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă, $\rho = \frac{A_s}{bd}$, satisface condiția:

$$\rho \geq 0,5(f_{ctm}/f_{yk}) \quad (5.20)$$

în care,

f_{ctm} valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului

f_{yk} valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului

d înălțimea efectivă a secțiunii.

Valoarea minimă a coeficientului de armare trebuie respectată pe toată deschiderea grinzii.

Pentru grinzile la care s-au înregistrat momente maxime din solicitări seismice, în vederea uniformizării armărilor și obținerii unei soluții tehnice și economice favorabile, s-au acceptat redistribuții ale momentelor încovoietoare de proiectare de până la 20%. Redistributiile s-au realizat între grinzile de pe diferitele niveluri ale clădirii, astfel încât suma momentelor după redistribuire să nu fie mai mică ca suma momentelor înainte de redistribuire. Nu s-au realizat redistribuții ale momentelor din acțiuni gravitaționale. Redistribuția momentelor s-a realizat prin medierea momentelor de proiectare de pe mai multe niveluri ale clădirii, acolo unde valorile momentelor nu diferă semnificativ de la un nivel la altul.

D. Dimensionarea grinzilor la forța tăietoare:

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din combinația seismică de proiectare și momentele de la extremitățile grinzii corespunzând formării articulațiilor plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod, după caz, pentru fiecare sens de acțiune seismică.

Prin modul de detaliere a grinzilor, cu înădădire în câmp după zona plastică și dispunerea de bare flotante în câmpul grinzilor solicitate la eforturi importante din acțiuni gravitaționale s-a încercat dirijarea zonelor plastice spre capetele grinzilor. La fiecare secțiune de capăt ale grinzilor, s-au calculat două valori ale forțelor tăietoare, maxima $V_{Ed,max}$ și minima $V_{Ed,min}$, corespunzătoare valorilor maxime absolute ale momentelor pozitive și negative $M_{db,i}$ care se dezvoltă la capetele grinzilor. Pentru calculul etrierilor se va considera valoarea maximă.

Determinarea cantității armaturii transversale s-a realizat utilizând modelul de grinda cu zabrele și relațiile propuse de SR EN 1992-1-1. Calculul la forța tăietoare presupune verificarea diagonalei comprimate de beton și determinarea necesarului de armatură transversală.

Verificările grinzilor la forța tăietoare sunt redată în tabelele de mai jos. Distanțele dintre etrieri specificate în tabele sunt cu valorile maxime. Din condiții constructive și pentru a respecta cerințele minime de ductilitate din zonele critice distanțele dintre etrieri pot avea în planuri valori mai mici.

Dimensionarea grinzilor este redată în tabelele de mai jos.

Armare moment incovoietor												
GRINDA AX A/2-3	M_{Ed} [kNm]	A_{al}^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	ϕ [mm]	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{al}^{ef} [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ_{min}	Ω Redistributie	
Camp	55	309	3	14	0	16	462	82	1.50	Da	1.18	
Reazem Stanga	128	718	3	14	2	14	770	137	1.07	Da		
Reazem Dreapta	120	673	3	14	2	14	770	137	1.14	Da		
Armare forta taietoare												
I_0 [m]	$V_{Ed}(GS)$ [kN]	$V_{Ed,selism}$ [kN]	$V_{Ed,min}$ [kN]	Nr. Brate	ϕ [mm]	Nr. Brate	ϕ [mm]	s[mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω	Ver $V_{Rd,max}$
5.65	68	47	21	115	2	8	0	100	101	197	1.72	607 Da
Armare diagonala												
τ	ξ	$\xi \geq 0.5$	$IV_{Ed} \leq (2+\xi) bdf_{ctd}$	$0.5 \cdot V_{Ed,max}$	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω			
0.64	0.19	Da	Da	57	0	16	0	0	0.00			

Armare moment incovoietor												
GRINDA AX A/8-9	M_{Ed} [kNm]	A_{al}^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	ϕ [mm]	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{al}^{ef} [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ_{min}	Ω Redistributie	
Camp	70	393	3	14	0	20	462	82	1.18	Da	1.30	
Reazem Stanga	106	595	3	14	2	14	770	137	1.29	Da		
Reazem Dreapta	57	320	3	14	0	14	462	82	1.44	Da		
Armare forta taietoare												
I_0 [m]	$V_{Ed}(GS)$ [kN]	$V_{Ed,selism}$ [kN]	$V_{Ed,min}$ [kN]	Nr. Brate	ϕ [mm]	Nr. Brate	ϕ [mm]	s[mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω	Ver $V_{Rd,max}$
4.2	63	63	0	126	2	8		100	101	197	1.56	607 Da
Armare diagonala												
τ	ξ	$\xi \geq 0.5$	$IV_{Ed} \leq (2+\xi) bdf_{ctd}$	$0.5 \cdot V_{Ed,max}$	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω			
0.70	0.00	Da	Da	63	0		0	0	0.00			

Armare moment incovoietor												
GRINDA AX C/2-3	M_{Ed} [kNm]	A_{al}^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	ϕ [mm]	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{al}^{ef} [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ_{min}	Ω Redistributie	
Camp	87	488	3	14			462	82	0.95	Da	1.08	
Reazem Stanga	151	847	3	14	2	18	971	173	1.15	Da		
Reazem Dreapta	157	881	3	14	2	18	971	173	1.10	Da		
Armare forta taietoare												
I_0 [m]	$V_{Ed}(GS)$ [kN]	$V_{Ed,selism}$ [kN]	$V_{Ed,min}$ [kN]	Nr. Brate	ϕ [mm]	Nr. Brate	ϕ [mm]	s[mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω	Ver $V_{Rd,max}$
5.8	106	53	53	159	2	8		100	101	197	1.24	607 Da
Armare diagonala												
τ	ξ	$\xi \geq 0.5$	$IV_{Ed} \leq (2+\xi) bdf_{ctd}$	$0.5 \cdot V_{Ed,max}$	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω			
0.88	0.33	Da	Da	79			0	0	0.00			





Armare moment incovoietor												
GRINDA AX C/5-6	M_{Ed} [kNm]	A_{al}^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	ϕ [mm]	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{al}^{ef} [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ_{min}	Ω Redistributie	
Camp	63	353	3	14			462	82	1.31	Da	1.12	
Reazem Stanga	101	567	3	14			462	82	0.82	Da		
Reazem Dreapta	105	589	3	14	2	14	770	137	1.31	Da		
Armare forta taietoare												
I_0 [m]	$V_{Ed}(GS)$ [kN]	$V_{Ed,selism}$ [kN]	$V_{Ed,min}$ [kN]	Nr. Brate	ϕ [mm]	Nr. Brate	ϕ [mm]	s[mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω	Ver $V_{Rd,max}$
4.8	28	55	-27	83	2	8		100	101	197	2.37	607 Da
Armare diagonala												
τ	ξ	$\xi \geq 0.5$	$IV_{Ed} \leq (2+\xi) bdf_{ctd}$	$0.5 \cdot V_{Ed,max}$	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω			
0.46	-0.32	Da	Da	41			0	0	0.00			

Armare moment incovoietor												
GRINDA AX D/1-2	M_{Ed} [kNm]	A_{al}^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	ϕ [mm]	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{al}^{ef} [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ_{min}	Ω Redistributie	
Camp	64	359	3	14			462	82	1.29	Da	1.09	
Reazem Stanga	87	488	3	14			462	82	0.95	Da		
Reazem Dreapta	126	707	3	14	2	14	770	137	1.09	Da		
Armare forta taietoare												
I_0 [m]	$V_{Ed}(GS)$ [kN]	$V_{Ed,selism}$ [kN]	$V_{Ed,min}$ [kN]	Nr. Brate	ϕ [mm]	Nr. Brate	ϕ [mm]	s[mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω	Ver $V_{Rd,max}$
4.65	79	57	22	136	2	8		100	101	197	1.45	607 Da
Armare diagonala												
τ	ξ	$\xi \geq 0.5$	$IV_{Ed} \leq (2+\xi) bdf_{ctd}$	$0.5 \cdot V_{Ed,max}$	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω			
0.75	0.16	Da	Da	68			0	0	0.00			

Armare moment incovoietor												
GRINDA AX 1/D-E	M_{Ed} [kNm]	A_{al}^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	ϕ [mm]	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{al}^{ef} [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ_{min}	Ω Redistributie	
Camp	52	292	3	14			462	82	1.58	Da	1.17	
Reazem Stanga	98	550	3	14			462	82	0.84	Da		
Reazem Dreapta	107	600	3	14	2	14	770	137	1.28	Da		
Armare forta taietoare												
I_0 [m]	$V_{Ed}(GS)$ [kN]	$V_{Ed,selism}$ [kN]	$V_{Ed,min}$ [kN]	Nr. Brate	ϕ [mm]	Nr. Brate	ϕ [mm]	s[mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω	Ver $V_{Rd,max}$
6.1	57	43	14	100	2	8		100	101	197	1.96	607 Da
Armare diagonala												
τ	ξ	$\xi \geq 0.5$	$IV_{Ed} \leq (2+\xi) bdf_{ctd}$	$0.5 \cdot V_{Ed,max}$	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω			
0.56	0.14	Da	Da	50			0	0	0.00			



Armare moment incovoietor												
GRINDA AX 2/D-E	M _{Ed} [kNm]	A _{al} ^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	Ø [mm]	Ø [mm]	A _{al} ^{ef} [mm ²]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ _{min}	Ω Redistributie		
Camp	75	421	3	14		462	82	1.10	Da	1.16		
Reazem Stanga	98	550	4	14	0	616	110	1.12	Da			
Reazem Dreapta	87	488	4	14	0	616	110	1.26	Da			
Armare forta taietoare												
I ₀ [m]	V _{Ed} (GS)[kN]	V _{Ed,seism} [kN]	V _{Ed,min} [kN]	Nr. Brate	Ø [mm]	Nr. Brate	Ø [mm]	s [mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω	Ver V _{Rd,max}
5.9	68	39	29	2	8			100	101	197	1.84	607 Da
τ	ξ	ξ≥0.5	IV _{Ed} /(2+ξ) bdf _{ctd}	0.5*V _{Ed,max}	Nr. Bare	Ø [mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω			
0.59	0.27	Da	Da	54			0	0	0.00			

Armare moment incovoietor												
GRINDA AX 3/A-C	M _{Ed} [kNm]	A _{al} ^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	Ø[mm]	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{al} ^{ef} [mm ²]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ _{min}	Ω Redistributie	
Camp	119	668	3	14	2	14	770	137	1.15	Da	1.01	
Reazem Stanga	167	937	3	16	2	16	1005	179	1.07	Da		
Reazem Dreapta	207	1161	3	16	2	16	1005	179	0.87	Da		
Armare forta taietoare												
I ₀ [m]	V _{Ed} (GS)[kN]	V _{Ed,seism} [kN]	V _{ed,min} [kN]	Nr. Brate	Ø[mm]	Nr. Brate	Ø[mm]	s[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω	Ver V _{Rd,max}
5.9	123	64	59	2	10			100	157	307	1.64	607 Da
τ	ξ	ξ≥0.5	IV _{Ed} ≤(2+ξ)bdf _{ctd}	0.5·V _{ed,max}	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω			
1.04	0.31	Da	Da	94			0	0	0.00			

Armare moment incovoietor														
GRINDA AX 3/C-D	M _{Ed} [kNm]	A _{al} ^{necr} [mm ²]	Nr. Bare	Ø[mm]	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{al} ^{ef} [mm ²]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ _{min}	Ω Redistributie			
Camp	35	196	3	14			462	82	2.35	Da	1.33			
Reazem Stanga	111	623	3	16	0	16	603	108	0.97	Da				
Reazem Dreapta	77	432	3	16	0	16	603	108	1.40	Da				
Armare forta taietoare														
L ₀ [m]	V _{Ed} (GS)[kN]	V _{Ed,seism} [kN]	V _{ed,min} [kN]	V _{Ed,max} [kN]	Nr. Brate	Ø[mm]	Nr. Brate	Ø[mm]	s[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω	V _{Rd,max} [kN]	Ver V _{Rd,max}
5.9	65	39	26	104	2	8			100	101	197	1.90	607	Da
τ	ξ	ξ≥0.5	IV _{Ed} [(2+ξ)bdf _{ctd}]	0.5*V _{ed,max}	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω					
0.58	0.25	Da	Da	52			0	0	0.00					



Armare moment incovoietor														
GRINDA AX 5/C-D	M _{Ed} [kNm]	A _{al} ^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	Ø[mm]	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{al} ^{ef} [mm ²]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ _{min}	Ω Redistributie			
Camp	39	219	3	14			462	82	2.11	Da	1.35			
Reazem Stanga	88	494	4	14	0	16	616	110	1.25	Da				
Reazem Dreapta	96	539	4	14	0	16	616	110	1.14	Da				
Armare forta taietoare														
L ₀ [m]	V _{Ed} (GS)[kN]	V _{Ed,seism} [kN]	V _{Ed,min} [kN]	V _{Ed,max} [kN]	Nr. Brate	Ø[mm]	Nr. Brate	Ø[mm]	s[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω	V _{Rd,max} [kN]	Ver V _{Rd,max}
4.25	76	54	22	130	2		8		100	101	197	1.51	607	Da
τ	ξ	ξ≥0.5	IV _{Ed} /(2+ξ) bdf _{ctd}	0.5·V _{Ed,max}	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω					
0.72	0.17	Da	Da	65			0	0	0.00					

Armare moment incovoietor												
GRINDA AX 8/A-C	M _{Ed} [kNm]	A _{al} ^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	Ø[mm]	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{al} ^{ef} [mm ²]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ _{min}	Ω Redistributie	
Camp	118	662	3	14	2	14	770	137	1.16	Da	1.07	
Reazem Stanga	153	858	4	14	2	14	924	165	1.08	Da		
Reazem Dreapta	200	1122	4	14	2	18	1125	200	1.00	Da		
Armare forta taietoare												
L ₀ [m]	V _{Ed} (GS)[kN]	V _{Ed,seism} [kN]	V _{ed,min} [kN]	V _{Ed,max} [kN]	Nr. Brate	Ø[mm]	Nr. Brate	Ø[mm]	s[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ver V _{Rd,max}
5.9	119	69	50	188	2	10			100	157	307	607 Da
τ	ξ	ξ≥0.5	IV _{Ed} ≤(2+ξ)bdf _{ctd}	0.5·V _{ed,max}	Nr. Bare	Ø[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω			
1.04	0.27	Da	Da	94			0	0	0.00			

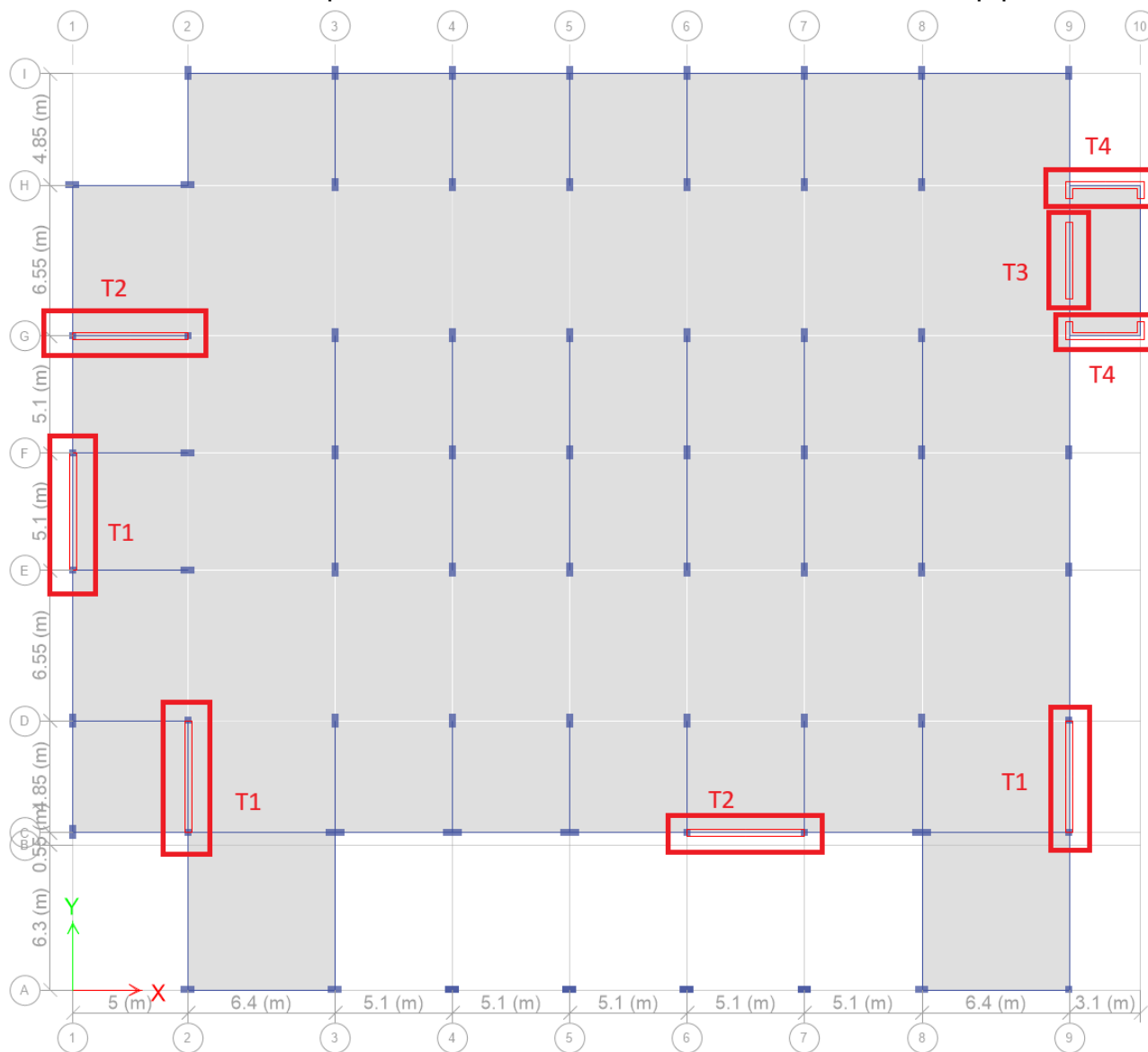
Armare moment incovoietor														
GRINDA AX 8/C-D	M_{Ed} [kNm]	A_{al}^{nec} [mm ²]	Nr. Bare	ϕ [mm]	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{al}^{ef} [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ_{min}	Ω Redistributie			
Camp	35	196	3	14	0	14	462	82	2.35	Da	1.33			
Reazem Stanga	113	634	4	14	0	14	616	110	0.97	Da				
Reazem Dreapta	79	443	4	14	0	16	616	110	1.39	Da				
Armare forta taietoare														
L_0 [m]	$V_{Ed}(GS)$ [kN]	$V_{Ed,seism}$ [kN]	$V_{ed,min}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	Nr. Brate	ϕ [mm]	Nr. Brate	ϕ [mm]	s[mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω	$V_{Rd,max}$ [kN]	Ver $V_{Rd,max}$
5.9	119	39	80	158	2	8			100	101	197	1.24	607	Da
τ	ξ	$\xi \geq 0.5$	$IV_{Ed} \leq (2+\xi)bdf_{ctd}$	$0.5 \cdot V_{ed,max}$	Nr. Bare	ϕ [mm]	A_{sw}^{ef} [mm ²]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Ω					
0.88	0.51	Da	Da	79			0	0	0	0.00				

Armare moment incovoietor													
GRINDA AX 9/A-C	M _{Ed} [kNm]	A _{at} ^{necc} [mm ²]	Nr. Bare	Ø [mm]	Nr. Bare	Ø [mm]	A _{at} ^{ef} [mm ²]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Check ρ _{min}	Ω Redistributie		
									1.00				
Camp	83	466	3	14	0	14	462	82	0.99	Da			
Reazem Stanga	74	415	3	14	0	14	462	82	1.11	Da			
Reazem Dreapta	144	808	3	14	2	14	770	137	0.95	Da			
Armare forta taietoare													
l ₀ [m]	V _{Ed} (GS)[kN]	V _{Ed,seism} [kN]	V _{ed,min} [kN]	V _{Ed,max} [kN]	Nr. Brate	Ø [mm]	Nr. Brate	Ø [mm]	s[mm]	A _{sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω	Ver V _{Rd,max}
												Ω	
5.9	119	45	74	164	2	8			100	101	197	1.20	Da
τ	ξ	ξ≥0.5	IV _{Ed} ≤(2+ξ)bdf _{ctd}	0.5·V _{ed,max}	Nr. Bare	Ø [mm]	A _{Sw} ^{ef} [mm ²]	V _{Rd,s} [kN]	Ω				
									Ω				
0.91	0.45	Da	Da	82			0	0	0.00				



6.6. Dimensionarea elementelor verticale

Având în vedere sistemul structural cu pereți și cadre și regimul de înălțime, s-a urmărit verificarea structurii prin propunerea unei armări ce respecta mecanismul de plastificare al structurii și îndeplinirea cerinței de deplasare. Armările propuse pentru stalpi respecta procentul minim de 1%, impus de P100-1/2013, pentru clasa H de ductilitate, iar pentru elementele verticale de tip pereți respecta prevederile CR 2-1-1.1: 2023. În continuare sunt prezentate verificările elementelor verticale de tip pereți.



Etichete pereți

Dimensionare perete T1

Moment						
Etaj	Med'	Med, cr	Med, rest	N	Mrd	Omega
E2	3000		4085	400	17436	1.05
E1	9550	9550		800	18260	
P	18200	18200		1200	19062	

Taietoare								
Etaj	Ved'	Ved	Vrd,max	Vrd, s	Armare	Vrd,s.rosturi	Armare	Suplimentare
E2	1100	2734	5993	4872	fi12/100			
E1	2200	4148	5993	4872	fi12/100	4896	fi12/200	fi14/200
P	2900	5467	5993	6699	fi14/100	5602	fi12/200	fi25/500, 12 bare

Dimensionare perete T2

Moment						
Etaj	Med'	Med, cr	Med, rest	N	Mrd	Omega
E2	3900		5393	700	21306	1.06
E1	11800	9550		1500	22845	
P	22000	18200		1800	23401	

Taietoare								
Etaj	Ved'	Ved	Vrd,max	Vrd, s	Armare	Vrd,s.rosturi	Armare	Suplimentare
E2	1100	2776	5993	4872	fi12/100	3540		
E1	2200	4212	5993	4872	fi12/100	4529	fi12/200	
P	2900	5552	5993	6699	fi14/100	5621	fi12/200	fi25/500, 5 bare

Dimensionare perete T3

Moment						
Etaj	Med'	Med, cr	Med, rest	N	Mrd	Omega
E2	1600		2102	260	6182	1.01
E1	3200	9550		520	6568	
P	6900	18200		800	6973	

Taietoare								
Etaj	Ved'	Ved	Vrd,max	Vrd, s	Armare	Vrd,s.rosturi	Armare	Suplimentare
E2	850	1865	4015	3264	fi12/100	2431		
E1	1650	3001	4015	3264	fi12/100	3414	fi12/200	fi12/200
P	2050	3729	4015	4488	fi14/100	3666	fi12/200	

Dimensionare perete T4

Moment						
Etaj	Med'	Med, cr	Med, rest	N	Mrd	Omega
E2	1500		1986	300	8367	1.02
E1	4800	9550		600	8875	
P	9200	18200		900	9372	

Taietoare								
Etaj	Ved'	Ved	Vrd,max	Vrd, s	Armare	Vrd,s.rosturi	Armare	Suplimentare
E2	700	1559	4195	3410	fi12/100	2459		
E1	1350	2475	4195	3410	fi12/100	3470	fi12/200	fi12/200
P	1700	3117	4195	3410	fi12/100	3322	fi12/200	fi12/200

6.7. Dimensionarea plăcilor la acțiuni gravitaționale

Calculul si verificarea planșeelor s-a realizat conform SR EN 1992-1-1/2004. Planșeele propuse in cadrul proiectului au suficienta rigiditate si rezistenta pentru preluarea forțelor orizontale masice si transmiterea lor către elementele verticale.

Zonele de dispunere ale încărcărilor sunt coordonate cu funcționalitatea diferitelor spatii conform planurilor de arhitectura.

Armatura dispusa in placa pentru fiecare fata in parte respecta procentul minim din condiția de non fragilitate conform SR EN 1992 si Anexa Naționala. Combinațiile de acțiuni utilizate la dimensionare sunt conform codului de proiectare CR0-2012 - subcapitolul 2.3.

Ținând cont de ponderea încărcării variabile in încărcarea totala gravitaționala aplicata plăcilor, aplicarea încărcării utile in diferite ipoteze de dispunere nu influențează semnificativ starea de eforturi maxime la nivelul plăcilor.

Acoperirile cu beton ale plăcilor sunt corelate cu clasele de expunere ale elementelor structurale si cu gradul de protecție ce trebuie asigurat la foc.

Conform SR EN 1992 -1-1 pentru asigurarea funcționalității generale a structurii, deformațiile calculate ale grinzilor, plăcilor si consolelor sub încărcări cvasi-permanente nu depășesc valoare $l/250$, in care l reprezintă deschiderea. Au fost limitate si deformațiile susceptibile sa deterioreze elementele nestructurale aflate in contact cu elementele structurale. Pentru aceasta, deformația după execuția finisajelor, sub acțiunea valorii cvasipermanente a încărcărilor utile nu depășește valoarea $l/500$.

In mod acoperitor in calculele efectuate nu s-a luat in considerare rigiditatea la torsiune a grinzilor din beton armat. Mai jos sunt prezentate notele de calcul pentru placa de peste parter. In restul cazurilor s-a procedat similar.

Placa are grosimea de 20cm si reazemă pe grinzile principale ale planșeului având in general o comportare de placa cu rezemare pe o direcție sau pe doua direcții. Ținând cont de acest mod de rezemare este necesara verificarea plăcii la forță tăietoare.

Diagramele de moment încovoietor ale plăcii de peste etajul curent, prezentate sub forma unui cod de culori sunt indicate in figurile de mai jos.

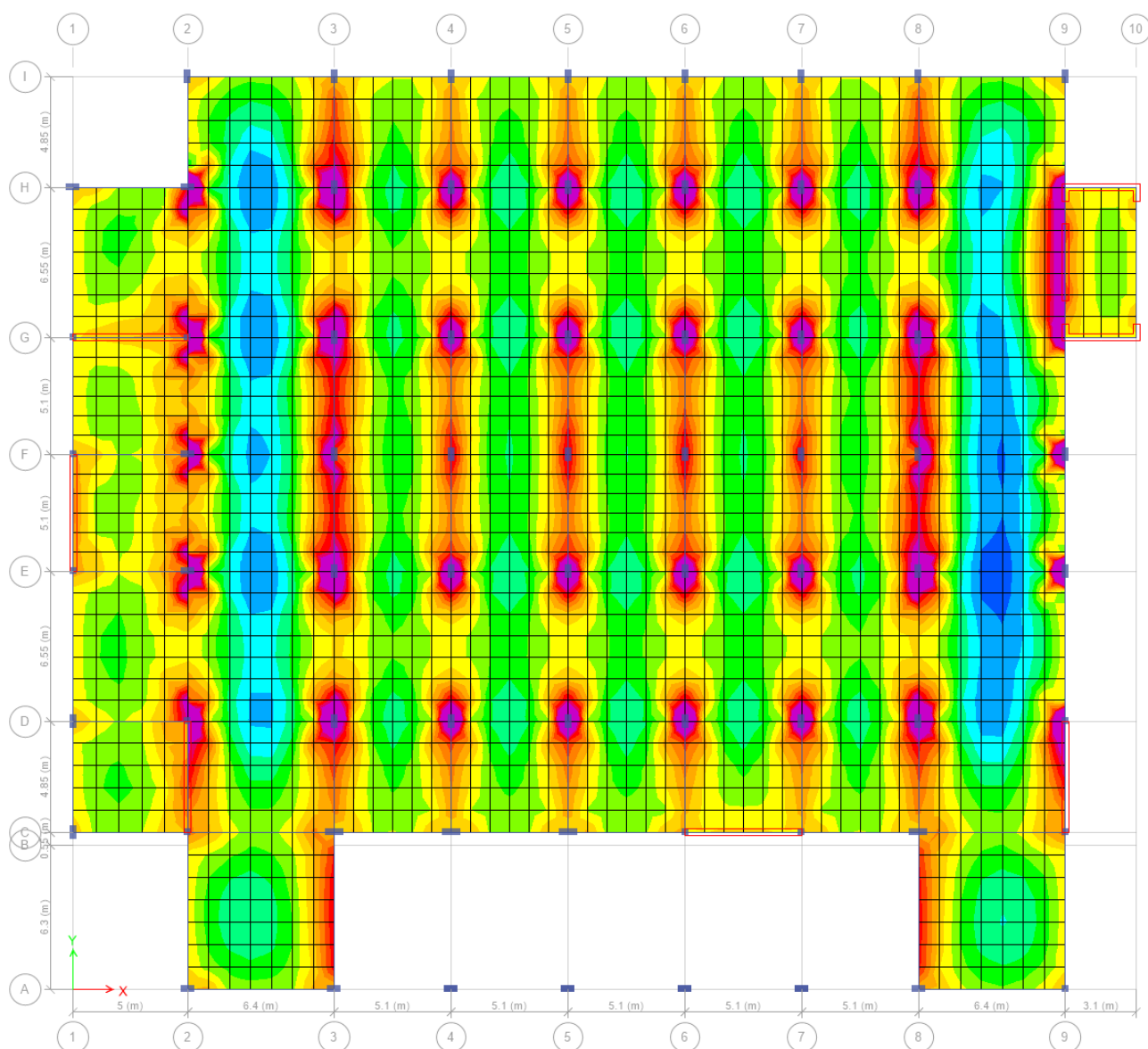


Fig. 6.4. : Diagrama de moment M_{11} in placa de peste etajul curent - gruparea fundamentala de încărcări

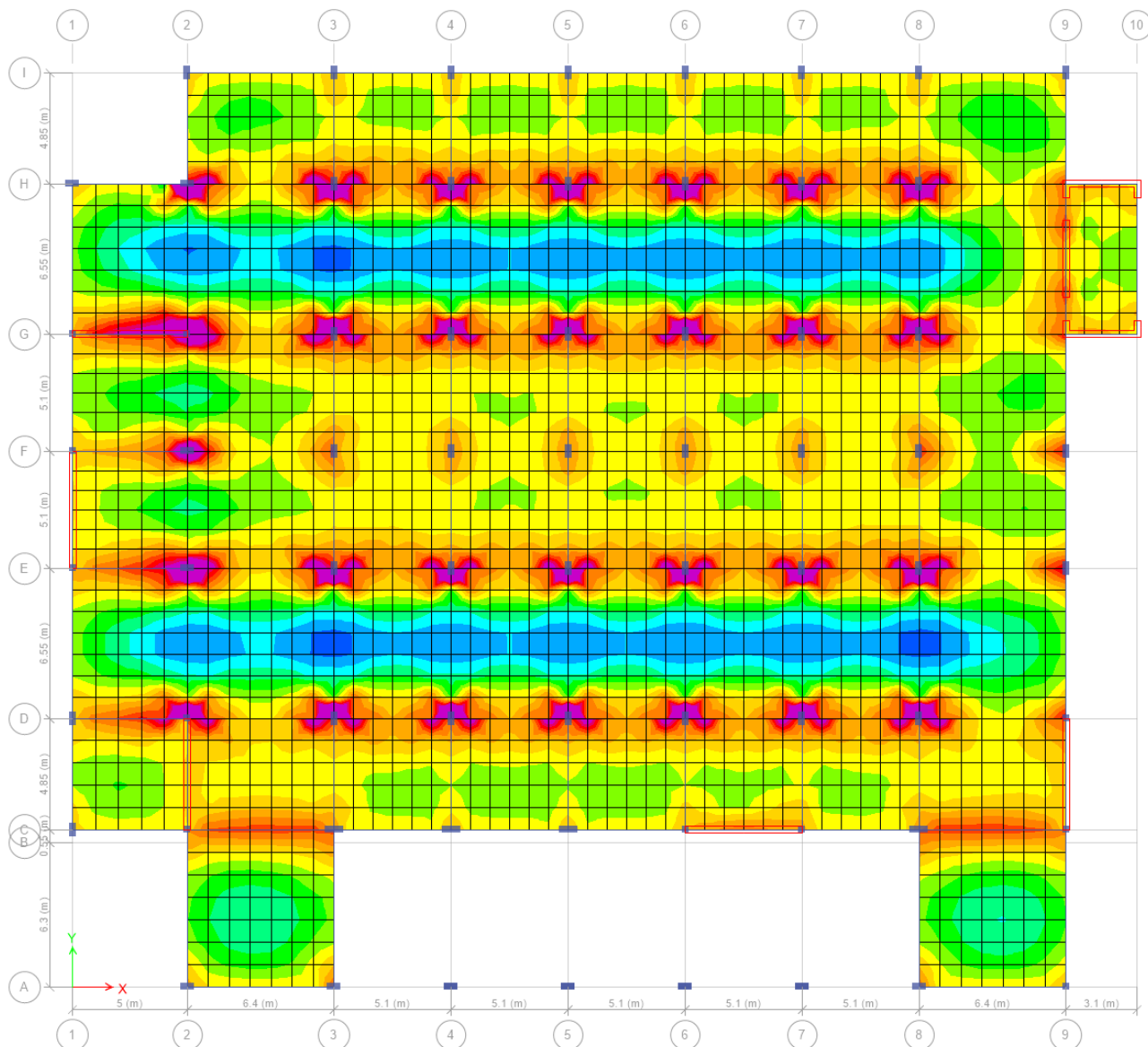


Fig. 6.5. : Diagrama de moment M_{22} in placa de peste etajul curent - gruparea fundamentala de încărcări

COD CULOARE	Moment încovoietor [kNm/m]
	<-38
	-32.2
	-26.3
	-20.5
	-14.6
	-8.8
	-2.9
	0
	2.9
	8.8
	14.6
	20.5
	26.3
	32.2
	>38

Placa cu grosimea predominanta de 20cm este armata la partea inferioara cu o plasa de armare generala de $\Phi 12/20/20$, iar la partea superioara cu o plasa de armare generala $\Phi 12/20/20$.

Momentele capabile asociate diferitelor armări utilizate ale plăcii sunt indicate in tabelul de mai jos. Pe zonele de placa unde armatura generala indicata mai sus nu este suficienta s-au dispus bare suplimentare de armatura ce se regăsesc in planurile de armare ale plăcilor, parte a documentației la specialitatea rezistenta.

Procentul minim de armare pentru plăcii este (relația 9.1N din SR EN 1992-1-1):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

Armare inferioara si superioara		
Grosime placa	Armare	Moment capabil [kNm/m]
Placa 20cm	$\Phi 12/20$	38
	$\Phi 12/20+\Phi 12/20$	75

6.8. Dimensionarea fundațiilor

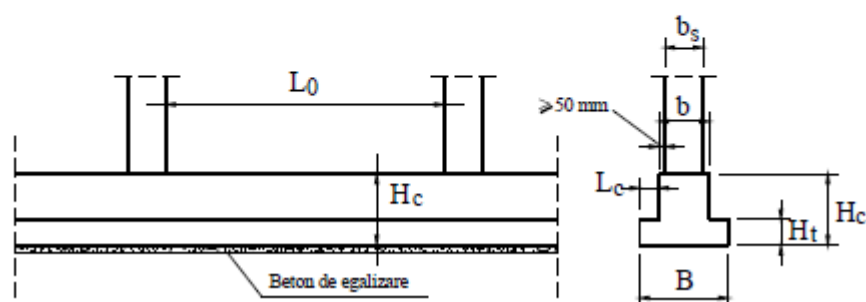
Ținând cont de regimul de înălțime al clădirii, caracteristicile terenului din amplasament, încărcările considerate și valorile presiunilor la nivelul terenului s-a adoptat soluția de fundare alcătuită din grinzi de fundare continue sub șirurile de stâlpi și radieri locale sub elementele verticale de tip pereți.

Fundațiile au fost dimensionate în acord cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013, normativului de proiectare al fundațiilor de suprafață, NP 112/2014 și SR EN 1992-1-1/2004.

II.7.5. Fundații continue sub stâlpi

II.7.5.1 Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub stâlpi se realizează, de regulă, ca grinzi sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat (Figura II.20).



Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continue sub stâlpi

(2) Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub pereți (în multe cazuri conflucrând cu stâlpi) se realizează, de regulă, ca tălpi de beton armat (Figura II.21) sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat. Dacă pe fundații reazemă exclusiv pereți de beton armat, secțiunea grinzii va respecta cerințele pentru fundații izolate de la II.6.

Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continue sub pereți

Pentru armarea fundațiilor s-au avut în vedere prevederile de mai jos:

Coeficientul minim de armare în toate secțiunile (sus și jos) este $\rho_{\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru

grinzi calculate în gruparea fundamentală de încărcări și $\rho_{\min} = 0,50 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi

calculate la acțiunea seismică, dar nu mai puțin 0,002 în toate cazurile.

Diametrul minim al armăturilor longitudinale este 14 mm.

Pe fețele laterale ale grinzii se dispun armături minim $\Phi=10$ mm la 300 mm.

(3) Etrierii rezultă din verificarea la forță tăietoare și moment de torsiune.

Coeficientul minim de armarea transversală este 0,001, dar nu mai puțin de

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Diametrul minim al etrierilor este 8 mm. Dacă lățimea grinzii este 400 mm sau mai mult se dispun etrieri dubli (cu 4 ramuri).

Pe zonele de radier a fost propusa o armare cu respectarea procentului minim 0.2% (Ø20/200/200).

Diagramele de moment încovoietor pe zonele de radier, prezentate sub forma unui cod de culori sunt indicate în figurile de mai jos.

În zonele cu solicitări mai mari pe lângă armarea din procent minim a fost dispusa armare suplimentara.

Moment capabil la partea superioara armare procent minim GF 100x130cm

Section Details:

X Centroid: .5205E-12 cm
Y Centroid: 8.944 cm
Section Area: 7150 cm²

Loading Details:

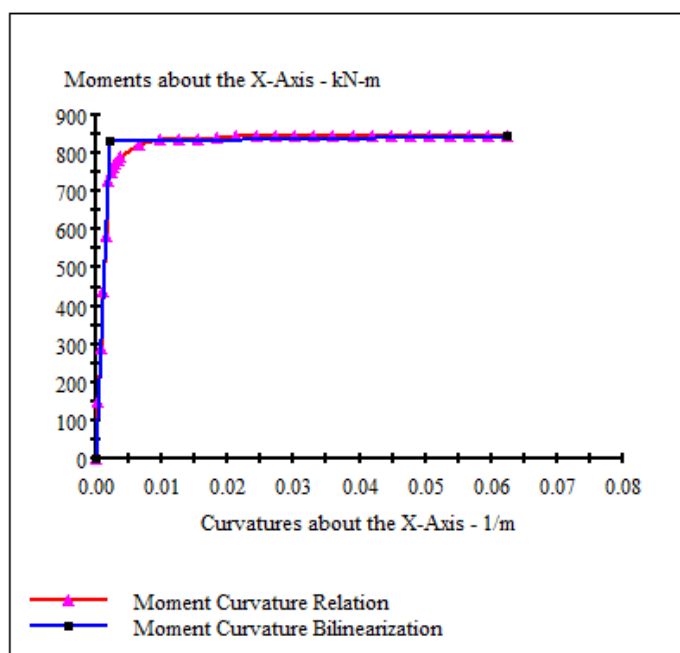
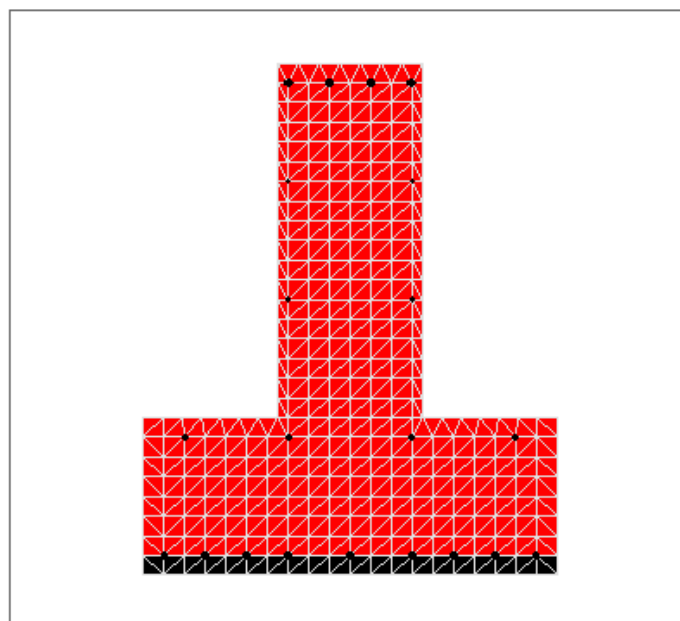
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: BST500d
Failure Strain: 75.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load: 0 1/m
Curvature at First Yield: 1.872E-3 1/m
Ultimate Curvature: 62.49E-3 1/m
Moment at First Yield: 729.2 kN-m
Ultimate Moment: 846.1 kN-m
Centroid Strain at Yield: .5761E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 27.47E-3 Ten
N.A. at First Yield: 30.77 cm
N.A. at Ultimate: 43.96 cm
Energy per Length: 51.54 kN
Effective Yield Curvature: 2.137E-3 1/m
Effective Yield Moment: 832.5 kN-m
Over Strength Factor: 1.016
EI Effective: 3.89E+8 N-m²
Yield EI Effective: 225.8E+3 N-m²
Bilinear Harding Slope: 57.98E-3 %
Curvature Ductility: 29.24

Comments:

User Comments



Moment capabil la partea inferioara armare procent minim GF 100x130cm

Section Details:

X Centroid: .5205E-12 cm
Y Centroid: 8.944 cm
Section Area: 7150 cm²

Loading Details:

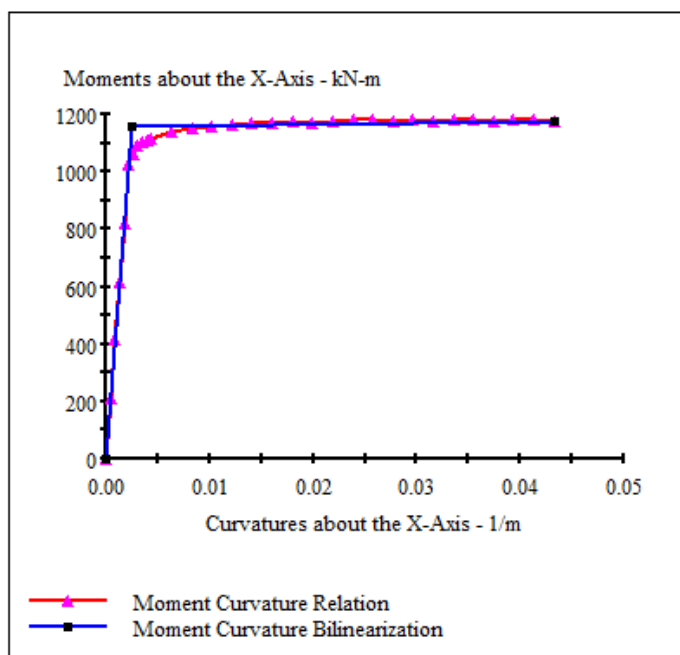
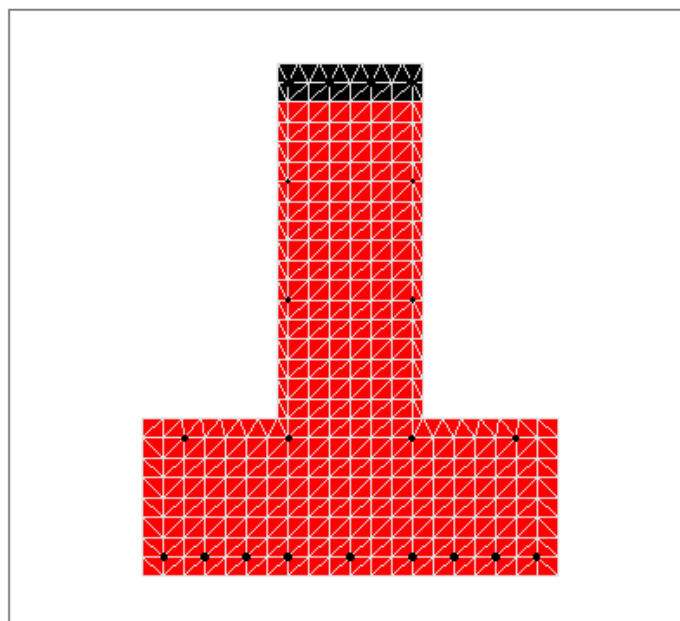
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 31
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: C3037
Failure Strain: 3.500E-3 Compression
Curvature at Initial Load: 0 1/m
Curvature at First Yield: -2.199E-3 1/m
Ultimate Curvature: -43.35E-3 1/m
Moment at First Yield: -1023 kN-m
Ultimate Moment: -1177 kN-m
Centroid Strain at Yield: 1.033E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 30.92E-3 Ten
N.A. at First Yield: -46.99 cm
N.A. at Ultimate: -71.32 cm
Energy per Length: 49.13 kN
Effective Yield Curvature: 2.489E-3 1/m
Effective Yield Moment: 1157 kN-m
Over Strength Factor: -1.017
EI Effective: 4.65E+8 N-m²
Yield EI Effective: 477.3E+3 N-m²
Bilinear Harding Slope: .1026 %
Curvature Ductility: 17.42

Comments:

User Comments



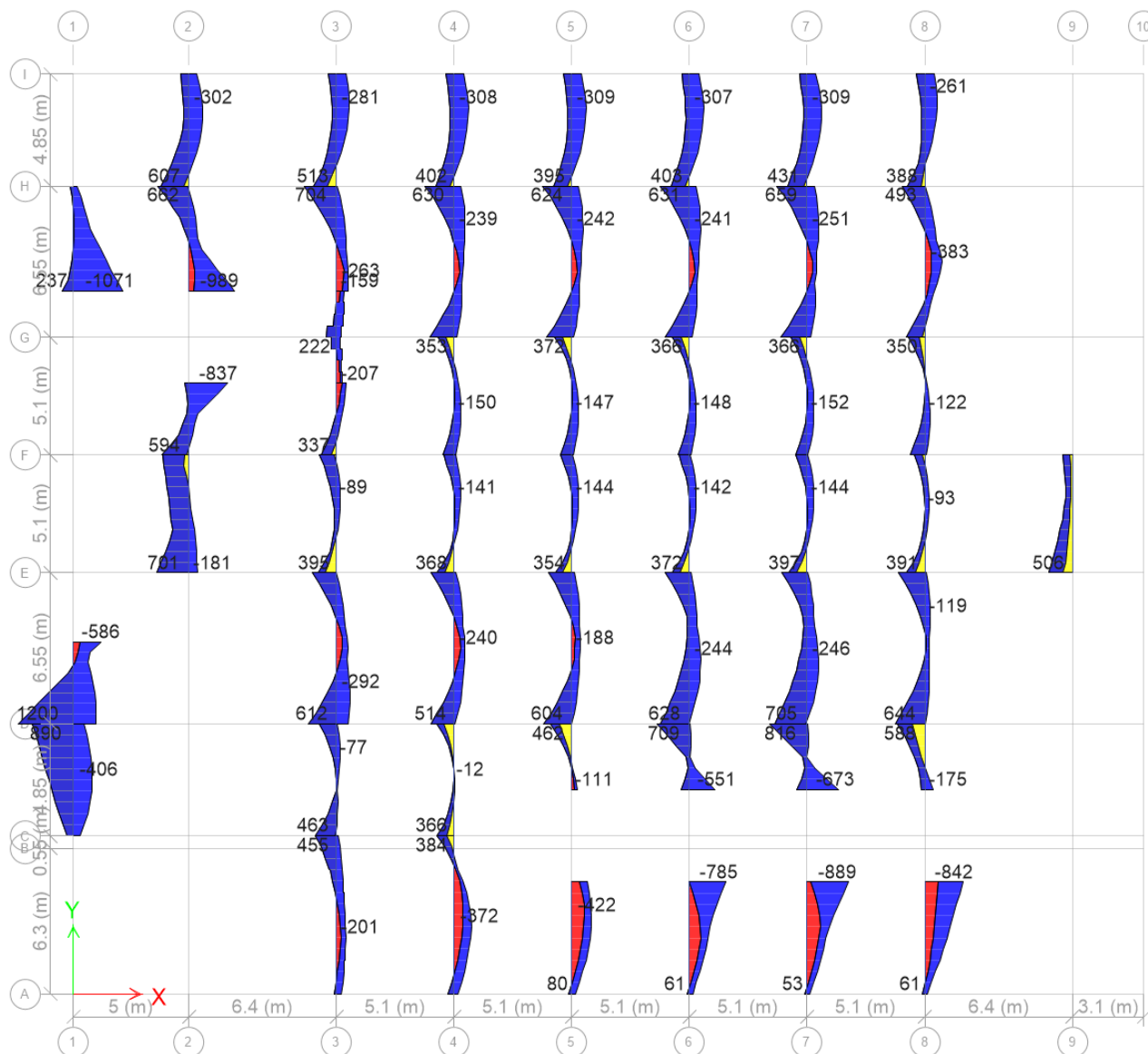


Diagrama de moment in grinzile de fundare pe directia Y

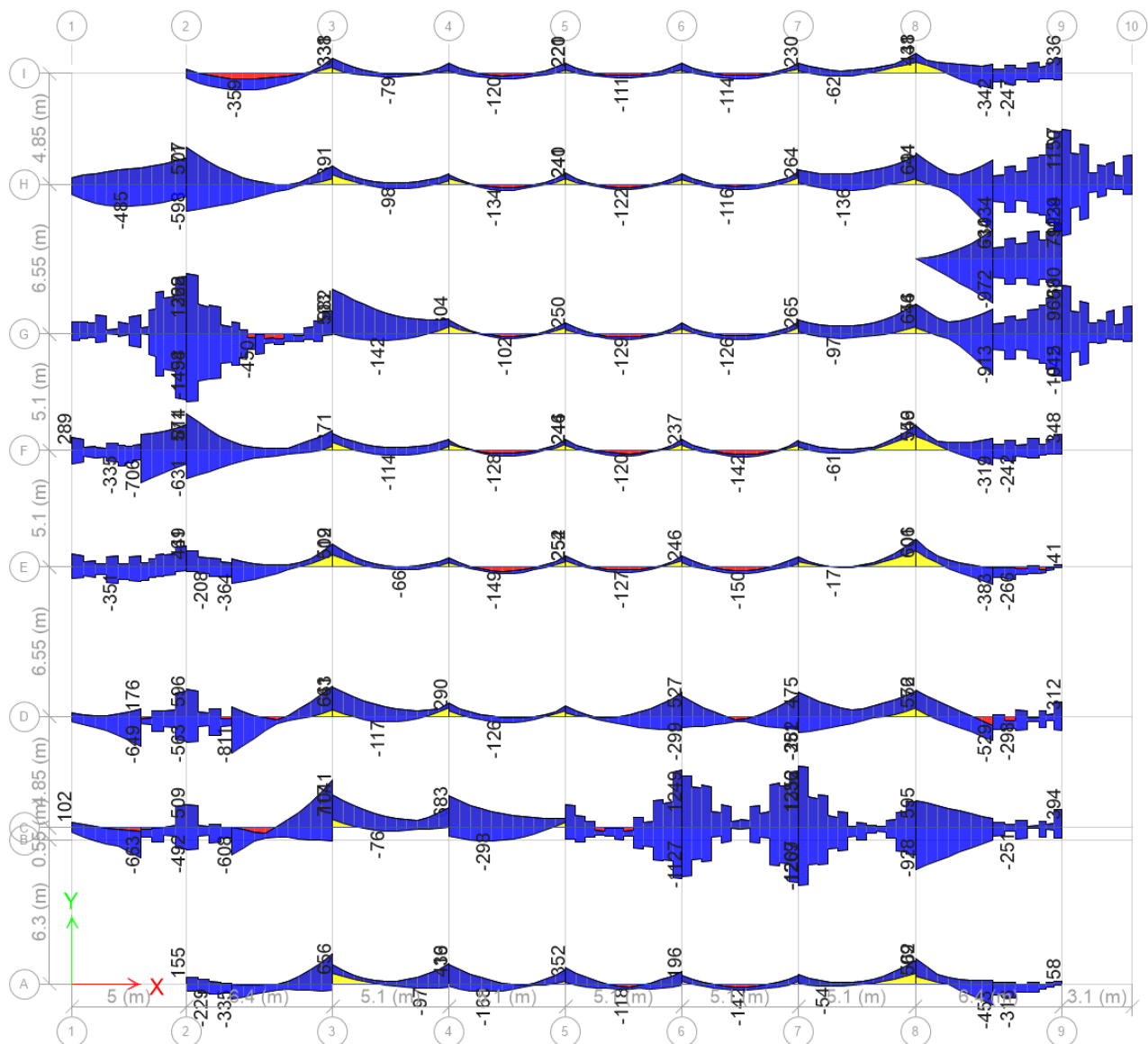


Diagrama de moment in grinzile de fundare pe directia X

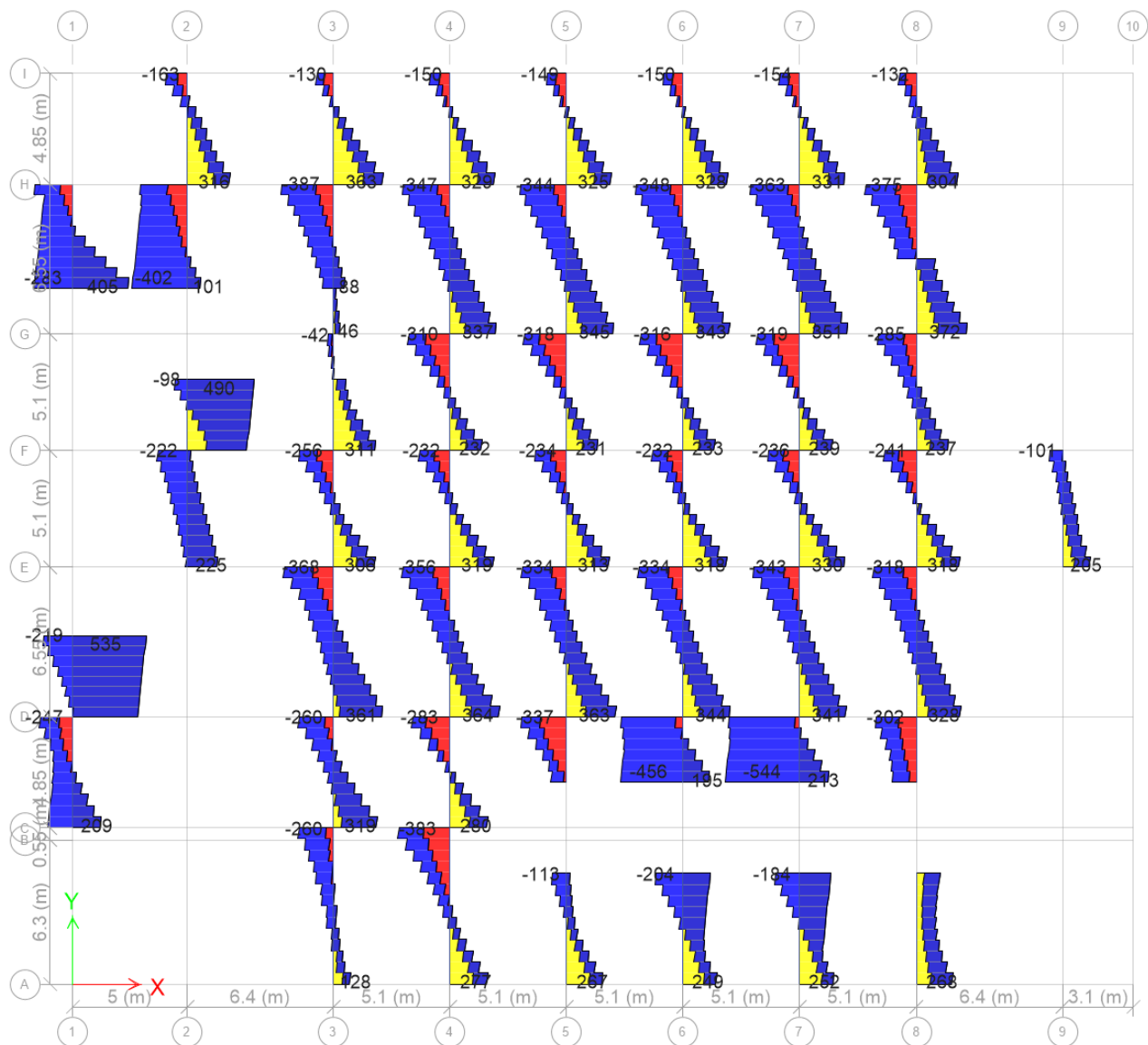


Diagrama de forta taietoare in grinzile de fundare pe directia Y

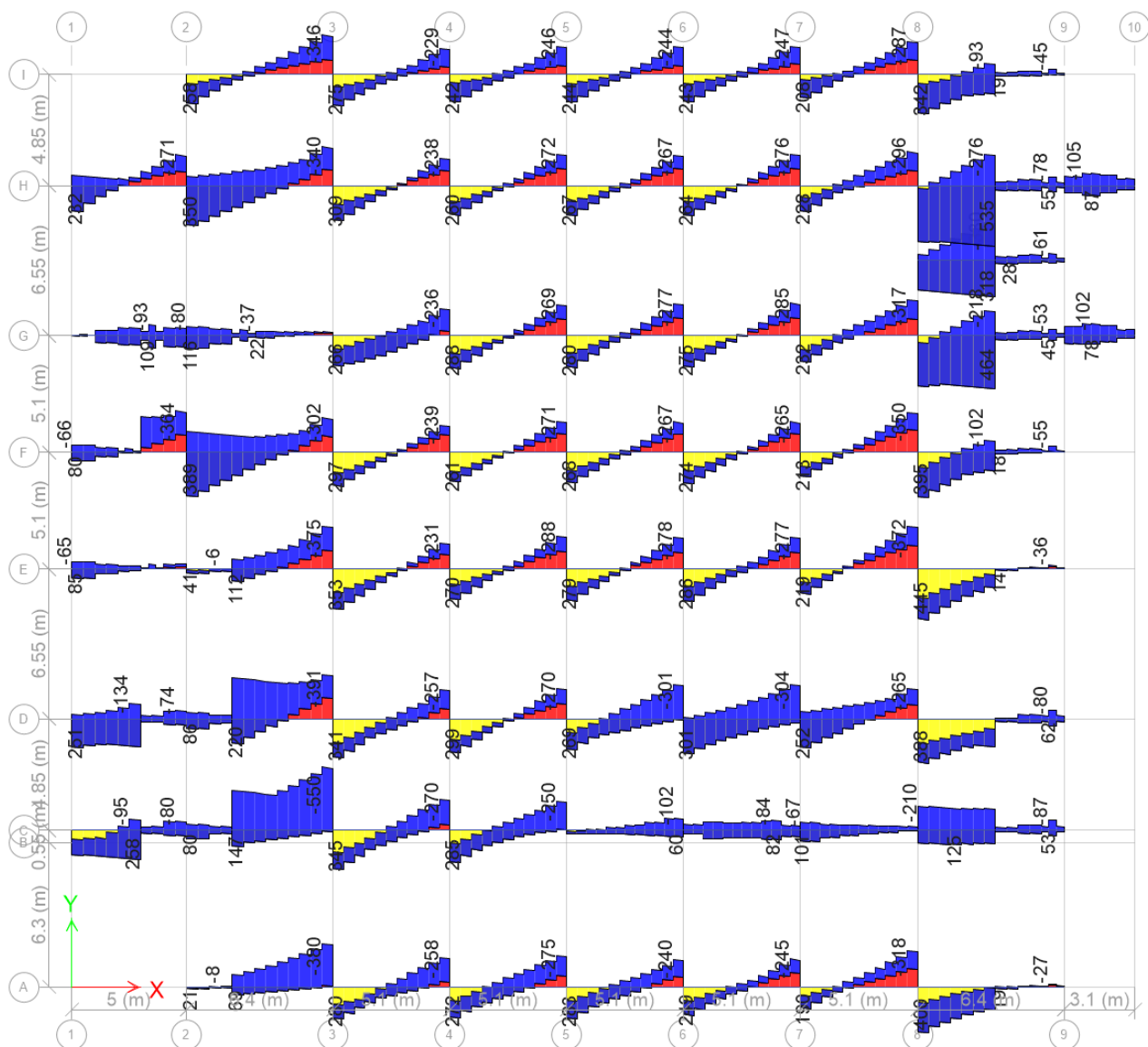


Diagrama de forta taietoare in grinzile de fundare pe directia X

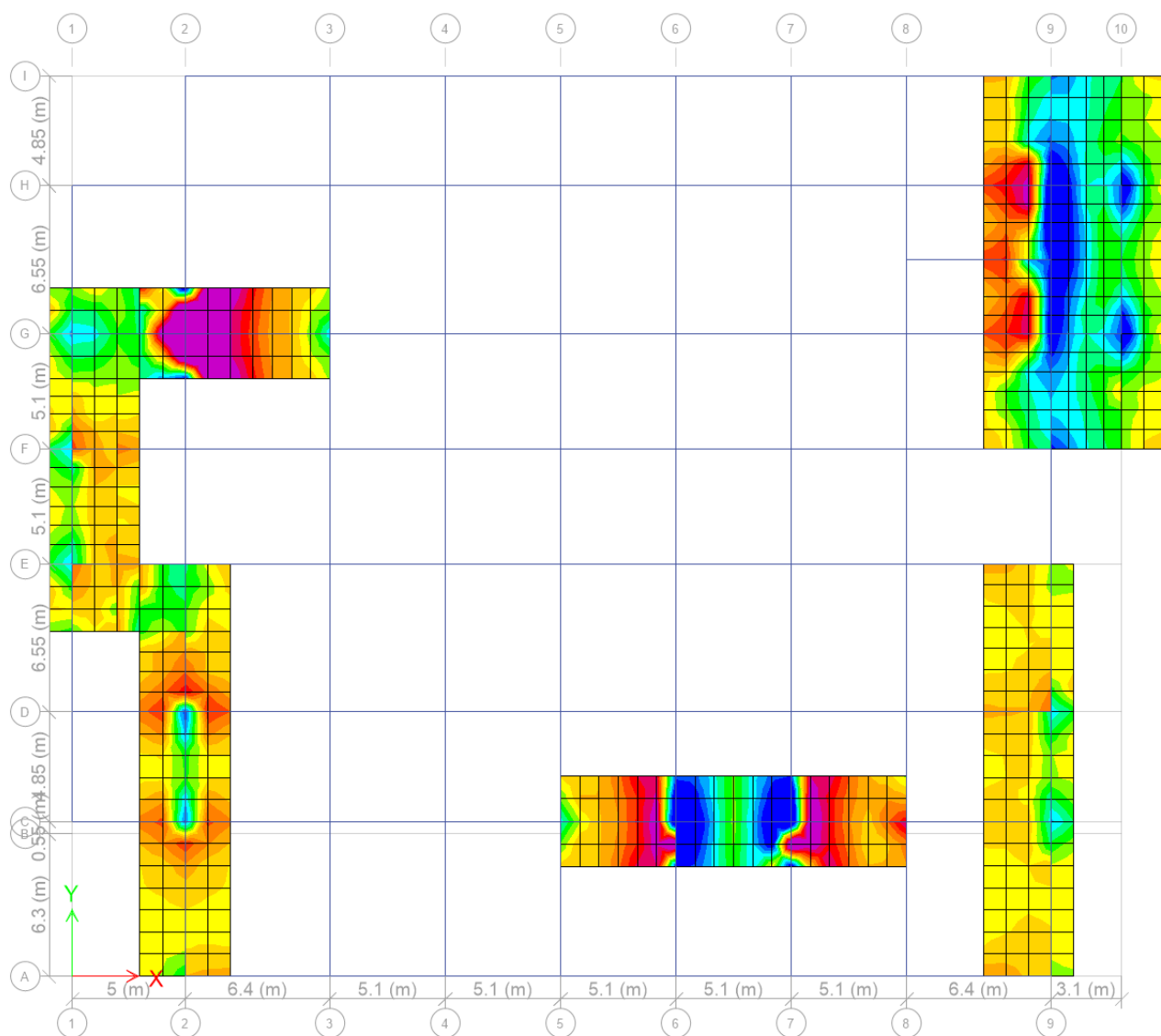


Diagrama de moment M11 pe zonele de radier

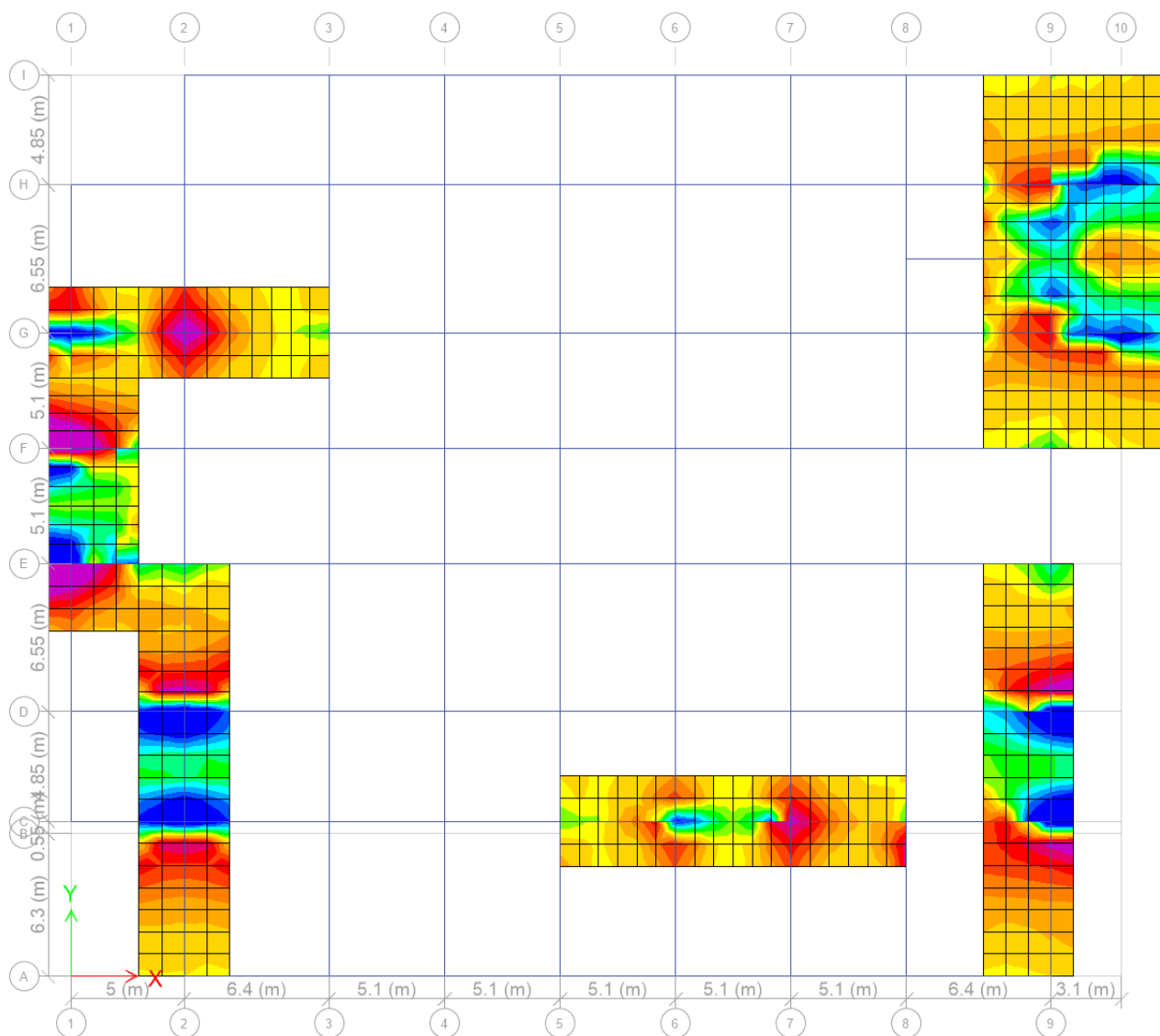


Diagrama de moment M_{22} pe zonele de radier

COD CULOARE	Moment încovoietor [kNm/m]
	<-475
	-402
	-329
	-256
	-183
	-110
	-37
	0
	37
	110
	183
	256
	329
	402
	>475

7. CLADIREA C3: Dispecerat

7.1. Date generale structura de rezistenta

Obiectul va fi alcătuit dintr-un corp de clădire.

Structura principala de rezistenta s-a realizat in solutie metalica, alcatuita din din stalpi RHS200x12.5 si grinzi principale IPE300, otel S355. La nivelul acoperişului s-a prevăzut un sistem de contravântuiri metalice orizontale care asigura efectul de şaibă al acestuia prin uniformizarea deplasărilor laterale ale stâlpilor sub acţiunea forţelor seismice orizontale.

Regimul de înălţime este Parter.

7.2. Încărcări considerate in calcul structurii de rezistenta pentru Clădirea C3:

Zona	Tip încărcare	Unitate de măsură	Valoare
Zona acoperiş	Variabila - Vânt	KN/m ²	wp=0,674/ws=0,422
	Variabila - Zăpadă	KN/m ²	2,0
	Permanentă	KN/m ²	0,4

Încărcarea din actiunea vantului a fost evaluata conform normativ CR 1-1-4/2012 "Cod de proiectare. Evaluarea actiunii vantului asupra constructiilor". In amplasament presiunea de referinta a vantului mediata pe 10 min, la inaltimea de 10m cu interval mediu de recurenta de 50 ani este $q_b=0.7\text{ kN/m}^2$.

Presiuni:	$w^p(z) = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_p =$	0.674	kN/m ²	
Suctiuni:	$w^s(z) = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_p =$	0.422	kN/m ²	
*unde:	zona amplasament	3		
	$q_{ref} =$	0.7	kN/m ²	-presiunea de referinta a vantului
	$z =$	4.4	m	- inaltimea consid. deasupra terenului
	$c_e(z) = c_g(z) \cdot c_r(z) =$	1.204		- factor de expunere al constructiei
	$c_g(z) = 1 + g[2 \ln(z)] =$	3.45		- coeficient de rafala
	$I(z) = (\beta)^{0.5} / [2.5 \ln(z/z_0)] =$	0.35		- Intensitatea turbulentei vantului
	$(\beta)^{0.5} =$	2.35		
	$z_0 =$	0.3		- lungimea de rugozitate
	$c_r(z) = k_r^2(z_0) [\ln(z/z_0)]^2 =$	0.349		- factor de rugozitate
	$k_r(z_0) =$	0.22		
	$c_p^p =$	0.8		
	$c_p^s =$	0.5		

Tabel : Grupare de incarcari

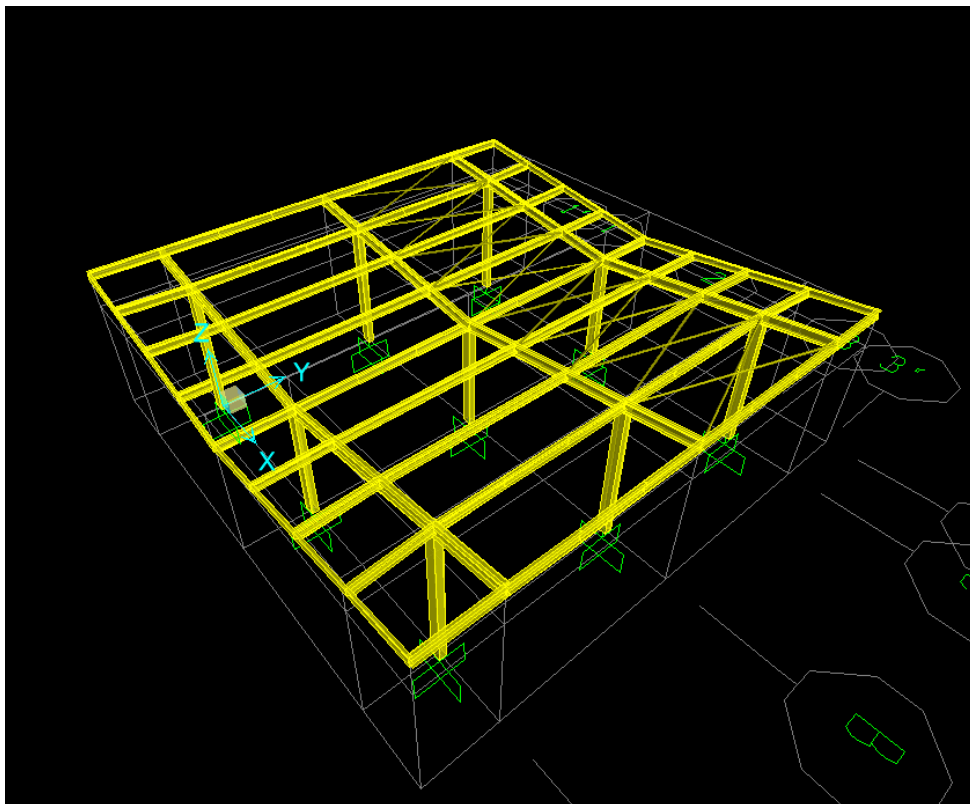
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
GF	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
GS	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	UTILA	0.4
	Linear Static	Zapada	0.4
SLS	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	Zapada	1
	Linear Static	UTILA	1
GSSXP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	1
GSSXN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	-1
GSSYP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	1
GSSYN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	-1

Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
GFZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
GFUZ	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
GFZUVXP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VX	1.05
GFZUVXN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VX	-1.05
GFZUVYP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VY	1.05
GFZUVYN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.5
	Linear Static	VY	-1.05
GFVXPZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	1.5
GFVXNZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	-1.5
GFVYPZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	1.5
GFUZVXP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	1.05
GFVYNZU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05

Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	-1.5
GFUZVXN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VX	-1.05
GFUZVYN	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	-1.05
GFUZVYP	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	Zapada	1.05
	Linear Static	VY	1.05
GSSXPSYP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	1
	Linear Static	SY	0.3
GSSXNSYP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	-1
	Linear Static	SY	0.3
GSSXPSYN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	1
	Linear Static	SY	-0.3
GSSXNSYN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SX	-1
	Linear Static	SY	-0.3
GSSYPSXP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	1
	Linear Static	SX	0.3
GSSYNSXP	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	-1
	Linear Static	SX	0.3
GSSYPSXN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	1
	Linear Static	SX	-0.3

Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
GSSYNSXN	Response Combo	GS	1
	Linear Static	SY	-1
	Linear Static	SX	-0.3
GFVYP	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	VY	1.5
GFVYN	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	VY	-1.5
GFVXP	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	VX	1.5
GFVXN	Linear Static	Perm	1
	Linear Static	VX	-1.5
GFUZagl	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.5
	Linear Static	ZapadaAglomerata	1.05
GFZaglU	Linear Static	Perm	1.35
	Linear Static	UTILA	1.05
	Linear Static	ZapadaAglomerata	1.5
ENVE	Response Combo	GF	1
	Response Combo	GFUZ	1
	Response Combo	GFUZagl	1
	Response Combo	GFUZVXN	1
	Response Combo	GFUZVXP	1
	Response Combo	GFUZVYP	1
	Response Combo	GFVXN	1
	Response Combo	GFVXNZU	1
	Response Combo	GFVXP	1
	Response Combo	GFVXPZU	1
	Response Combo	GFVYN	1
	Response Combo	GFVYNZU	1
	Response Combo	GFVYP	1

Tabel : Grupare de incarcari			
Grupare	Tip caz	Denumire Caz	Coeficient
	Response Combo	GFVYPZU	1
	Response Combo	GFZaglU	1
	Response Combo	GFZU	1
	Response Combo	GFZUVXN	1
	Response Combo	GFZUVXP	1
	Response Combo	GFZUVYN	1
	Response Combo	GFZUVYP	1
	Response Combo	GS	1
	Response Combo	GSSXN	1
	Response Combo	GSSXNSYN	1
	Response Combo	GSSXNSYP	1
	Response Combo	GSSXP	1
	Response Combo	GSSXPSYN	1
	Response Combo	GSSXPSYP	1
	Response Combo	GSSYN	1
	Response Combo	GSSYNSXN	1
	Response Combo	GSSYNSXP	1
	Response Combo	GSSYP	1
	Response Combo	GSSYPSXN	1
	Response Combo	GSSYPSXP	1



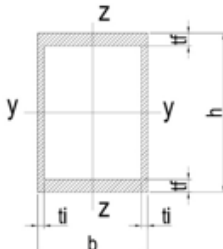
Izometrie model de calcul

7.3. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

VERIFICARE SECTIUNE STALP

OTEL		R=	355	N/mm ²	fy=	355	N/mm ²	
N	M _{y,1}	Tz	M _{z,1}	Ty		fu=	520	N/mm ²
133.0 kN	69.0 kNm	8.3 kN	12.0 kNm	0.4 kN				
h [mm]	tw [mm]	G (kg/ml)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	i _y [mm]			
200	12.5	73.59	5517.6	551.8	7.672			
b [mm]	tf [mm]	A (cm ²)	I _z (cm ⁴)	W _z (cm ³)	i _z [mm]			
200	12.5	93.8	5517.6	551.8	7.672			
RHS-200X12.5								
LUNGIMI DE FLAMBAJ								
L _{fy} =	4.20 m							
L _{fz} =	4.20 m							
VERIFICARI SREN 1993-1-1:2008								
	γ _{M1} =	1.1						
	λ ⁻ =(Af _y /N _{cr}) ^{0.5} =	0.716						
	α=	0.49						
	Φ=0.5(1+α(λ ⁻ -0.2)+λ ⁻²)=	0.88						
Curba C	γ=1/(Φ+(Φ ² -λ ⁻²) ^{0.5})=	0.714						
	N _{b,Rd} =χAf _y /γ _{M1} =	2162 kN						
	M _{b,Rd} =W _y *f _y /γ _{M1} =	178 kNm						
	N/N _{b,Rd}	M/M _{b,Rd}	suma					
	0.06	0.39	0.45					
	<1.0 ok							



VERIFICARE SECTIUNE GRINDA

STEEL CHAIR S355 (QSL2)		R= 355 N/mm ² f _y = 355 N/mm ² γ _{M1} = 1		E= 210000 N/mm ² G=E/(2*(1+ν))= 80769 N/mm ² ν= 0.3	
TIP BARA Gr_princ		CAZ/GRUPARE		N [kN] 2	
		Vz,1 [kN] 15		My,1 [kNm] 85.0	
		Mz,1 [kNm] 0.1		i_y (cm) 12.46	
		x₀ (mm) 0.0		y₀ (mm) 0.1	
		T [kN] 0.0		Vy,1 [kN] 0.1	
		My,2 [kNm] 0.1		Mz,2 [kNm] 0.1	
		i_z (cm) 3.35		Section: IPE 300	
		h (mm) 300		L_w (mm) 7.1	
		h₁ (mm) 278.6		i_y (cm²) 8356.1	
		b (mm) 150		i_z (cm²) 603.8	
		t_f (mm) 10.7		A_w [mm²] 1978.06	
		G= 42 kg/m Lungtime= 5.40 m		W_y [cm³] 557.1	
		G= 228 kg		W_{y,pl} [cm³] 628.36	
		L_{ry}= 5.40 m		W_{z,pl} [cm³] 125.22	
		L_{rz}= .80 m		i_t (cm²) 20.1	
		L_{TF}= .80 m			
		Moment: L_{Lz}=L1= 5.40 m			
Etichete bare calculate:					
Axial Compression					
N _{cr,Rd} =A* <i>f_y</i> /γ _{M0} = 1910 kN					
N _{Ed} /N _{cr,Rd} = 0.00 <1.0 DA					
Bending moment					
M _{y,Rd} =W _y * <i>f_y</i> /γ _{M0} = 198 kNm					
M _{y,Ed} /M _{y,Rd} = 0.43 <1.0 DA					
M _{z,Rd} =W _z * <i>f_y</i> /γ _{M0} = 29 kNm					
M _{z,Ed} /M _{z,Rd} = 0.00 <1.0 DA					
Axial compression + Bending Moment					
N _{Ed} /A* <i>f_y</i> /γ _{M0} +M _{y,Ed} /W _y * <i>f_y</i> /γ _{M0} +M _{z,Ed} /W _z * <i>f_y</i> /γ _{M0} = 0.43 <1.0 DA					
Flexural Buckling					
h/b=2>1.2 tf<40mm			Curba y-y		
a _y = 0.21			Curba z-z		
N _{cr,y} = 5939 kN			b		
λ' = (A* <i>f_y</i> /N _{cr,y}) ^{0.5} = 0.57			a _z = 0.34		
Φ=0.5*[1+α*(λ'-0.2)+λ' ²] = 0.70			N _{cr,z} = 19553 kN		
χ=min(1/(Φ+λ' ²), 1) = 0.902			λ' = 0.31		
N _{cr,y,Rd} =χ _{min} *A* <i>f_y</i> /γ _{M1} = 1723 kN			Φ= 0.57		
N _{Ed} /N _{cr,y,Rd} = 0.00			χ _z = 0.959		
N _{cr,z,Rd} =χ _{min} *A* <i>f_y</i> /γ _{M1} = 1723 kN			N _{Ed} /N _{cr,z,Rd} = 0.00		
N _{b,min,Rd} =min(N _{cr,y,Rd} , N _{cr,z,Rd})= 1723 kN			<1.0 DA		
Torsional buckling					
I ₀ ² =I _y ² +I _z ² +y ₀ ² +z ₀ ² = 16650.3 mm			x ₀ , y ₀ coordinates of shear centre		
N _{cr,T} =J/I ₀ ² (G I _t + π ² E I _w /L _{cr,T} ²)= 25470 kN			i _y , i _z radius of gyration		
Torsional-flexural buckling					
β=1-(y ₀ /i ₀) ² = 1			N _{cr,T/Ncr,y} = 4.288		
N _{cr,Tf} =N _{cr,y} /(2β) * (1+N _{cr,T/Ncr,y} - ((1 - N _{cr,T/Ncr,y}) ² +4(y ₀ /i ₀) ² N _{cr,T/Ncr,y})) ^{0.5} = 5939 kN					
N _{cr} =min(N _{cr,Tf} , N _{cr,y})= 5939 kN					
λ'=(A* <i>f_y</i> /N _{cr}) ^{0.5} = 0.57			Φ _y = 0.72		
N _{b,Rd} =χ*A* <i>f_y</i> /γ _{M1} = 1630 kN			χ= 0.853		
N _{Ed} /N _{b,Rd} = 0.00			<1.0 DA		
Shear					
V _{z,pl,Rd} =A _{av} I _y /(3) ^{0.5} γ _{M0} = 405 kN			Combined Stress Check		
V _{z,Ed} /V _{z,cr,Rd} = 0.04			α _{x,Ed} = 142.1		
V _{y,pl,Rd} =A _{av</}					

VERIFICARE SECTIUNE PANA

[illegible]

8. CLADIREA C4: Atelier reparații si ITP

8.1. Date generale structura de rezistenta

Obiectul va fi alcătuit dintr-un corp de clădire.

Structura principală de rezistență pentru corpul de clădire, va fi realizată în soluție prefabricată cu stâlpi în consolă și grinzi conectate articulat de stâlpi. La nivelul acoperișului s-a prevăzut un sistem de contravântuiri metalice orizontale care asigură efectul de șaibă al acestuia prin uniformizarea deplasărilor laterale ale stâlpilor sub acțiunea forțelor seismice orizontale.

Suprastructura are o formă rectangulară în plan cu 6 travei de 7.0 metri, 2 travei de 8.0 metri, o travee de 3.0 metri, 4 deschideri de 7.0 metri, o deschidere de 4.5 metri, o deschidere de 3.0 metri și înălțimea de aproximativ 8.30 metri – figura 8.1.

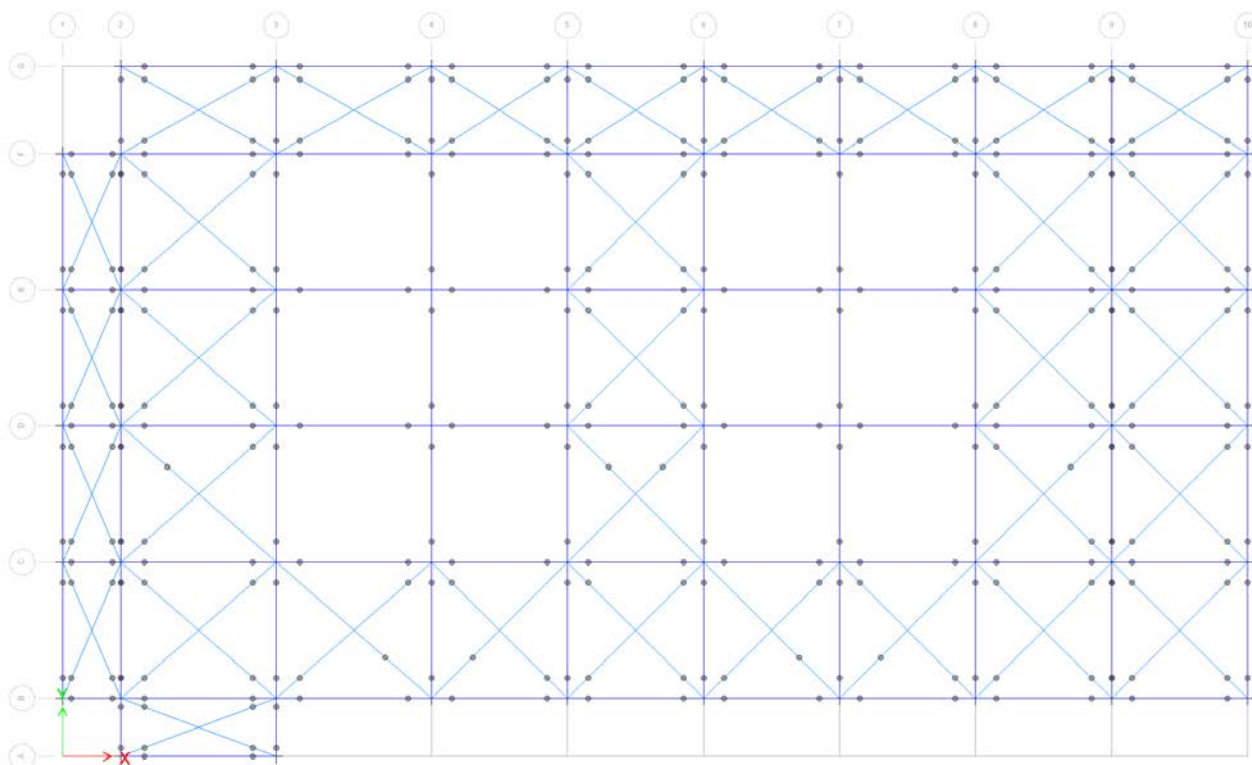




Figura 8.1: Sistemul structural propus - vedere in plan acoperiș și vedere 3D din modelul de calcul efectuat

Ținând cont de forma structurii în plan, caracteristicile de material utilizate, caracteristicile seismice ale amplasamentului, soluția structurală aleasă (suprastructura tip parter cu stâlpi în consola) și regimul de înălțime propus, structura de rezistență s-a proiectat în clasa medie de ductilitate (DCM) prin utilizarea unui factor de comportare egal cu 3,0. Factorul de comportare ales este în conformitate cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013 cu modificările ulterioare, aduse prin Erata din 2019.

Suprafața aproximativă a unui etaj curent (suprafața construită a acoperișului) este de aproximativ 2050mp. Sistemul structural a fost ales în concordanță cu cerințele de arhitectură și este conceput astfel încât să asigure un răspuns favorabil al structurii la acțiuni gravitaționale și seismice, conform P100-1/2013. Structura prezintă o comportare dinamică favorabilă, evidențiată prin modurile fundamentale de vibrație ale structurii – figurile 8.2, 8.3 și 8.4.

Sistemul structural este reprezentat de stâlpi din beton armat prefabricat în consola cu dimensiunea 60x60cm și grinzi din beton armat cu dimensiunea 25x60cm, ce reazemă pe stâlpi. La nivelul acoperișului este prevăzut un sistem de contravântuiri metalice cu rol de uniformizare a deplasărilor laterale ale stâlpilor sub efectul acțiunilor orizontale.

Elementele structurale principale cu rol în preluarea forțelor laterale cauzate de acțiunea seismică sunt stâlpii de beton armat. Stâlpii asigură transmiterea forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare generate de încărcările orizontale la infrastructura (la nivelul fundațiilor) și teren de fundare prin încovoierea stâlpilor la baza acestora, la nivelul teoretic de încastrare situat deasupra fundațiilor.

Sistemul de fundare este format din două tipuri de fundații izolate, F1 alcătuită dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 3.30mx3.30mx1.00m și un cuzinet armat cu

dimensiunea 1.50mx1.50mx0.80m, F2 alcătuită dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 6.20mx3.30mx1.00m și doi cuzineți armați cu dimensiunea 1.50mx1.50mx0.80m, F3 alcătuită dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 6.30mx3.30mx1.00m și doi cuzineți armați cu dimensiunea 1.50mx1.50mx0.80m și F4 alcătuită dintr-un bloc de beton simplu cu forma „L” cu dimensiunile 6.30mx6.20mx1.00m și doi cuzineți armați cu dimensiunea 1.50mx1.50mx0.80m.

Pardoseala va fi alcătuită dintr-o placă de beton armată cu fibre disperse de 20cm grosime peste care se va realiza un finisaj conform detaliilor de arhitectura. Pardoseala de beton armat va fi prevăzută cu rosturi de contractie-dilatatie realizate prin taiere la partea superioară pe aproximativ o treime din grosimea plăcii de pardoseala.

Umpluturile sub pardoseala se vor realiza din pietriș/balast compactat.

Sistemul de fundare este calculat să rămână în domeniul de comportare elastic, acesta fiind dimensionat pe baza eforturilor maxime din suprastructură asociate mecanismului de plastificare al structurii.

Structura de rezistență a clădirii a fost proiectată astfel încât să răspundă neliniar (postelastice) sub acțiunea seismică de proiectare, având clasa de ductilitate M (DCM) și un factor de comportare cu valoare de 3,00. În vederea sporirii nivelului de siguranță al clădirii, elementele structurale verticale de tip stâlpi, au fost detaliate cu respectarea procentelor minime de armare transversală asociate clasei H (DCH) de ductilitate.

S-a urmărit impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice. Acest obiectiv a fost îndeplinit prin dirijarea zonelor solicitate în domeniul postelastic cu prioritate în elementele structurale ale suprastructurii care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare neliniară semnificativă (din încovoiere), cum ar fi: stâlpi din beton armat (la baza acestora deasupra nivelului teoretic de încăstrare). Prin deformarea neliniară din încovoiere a elementelor structurale se obține disiparea energiei induse de acțiunea seismică și se limitează eforturile care ar putea conduce la cedări fragile ale elementelor structurale.

În urma incidentei cutremurului de proiectare (având interval mediu de recurență de 225 de ani), deformările neliniare care pot apărea în unele elemente structurale pot conduce la necesitatea realizării unor reparații locale ale elementelor de beton armat. Acest lucru nu constituie un defect structural, el fiind în concordanță cu cerințele fundamentale ale proiectării seismice enunțate în capitolul 2 al codului P100-1 « Cod de proiectare seismică - Prevederi de proiectare pentru clădiri ».

8.2. Încărcări considerate în calcul structurii de rezistență pentru Clădirea C4:

Zona	Tip încărcare	Unitate de măsură	Valoare
Placa de pardoseala (Încărcări din exploatare pentru garaje și spații destinate traficului de vehicule Categoria G)	Utila, cf. SR EN 1991-1-1 + Anexa Națională	KN/m ²	5,0
Acoperiș	Variabila - Zăpadă	KN/m ²	2,0
	Permanentă (Invelitoare+instalații)	KN/m ²	1,0

8.3. Dimensionarea și verificarea structurii de rezistență

Verificarea deplasărilor laterale și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente și metodei de calcul modal cu spectre de răspuns, cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

Deformații plastice în cadrul structurii, în timpul acțiunii seismice de proiectare, sunt așteptate prin curgerea din încovoiere a armaturilor longitudinale dinspre capetele grinzilor și stâlpilor. În cazul stâlpilor sunt așteptate deformații plastice la baza nivelului. În realizarea modelului numeric, stâlpii și grinzile au fost modelate cu elemente de tip bară. O vedere 3D a modelului de calcul este redată în figura 8.1. Caracteristicile de material definite în programul de calcul corespund betoanelor ce vor fi utilizate în cadrul structurii de rezistență.

Clasa de importanță a construcției este clasa III, pentru care coeficientul de importanță $\gamma=1$. Structura de rezistență este proiectată pentru clasa M de ductilitate. Factorul de comportare utilizat în calculul liniar elastic este $q=3$. Torsiunea accidentală a fost considerată în calcul prin declararea unor excentricități de aplicare a forțelor orizontale egale cu $0.05 \times L$, unde L este dimensiunea clădirii perpendiculară pe direcția de acțiune seismică.

Greutatea suprastructurii (de la cota de încastrare în sus) în gruparea seismică de încărcări este de aproximativ 9871 kN. Forțele tăietoare însumate de la baza stâlpilor de la parter, deasupra nivelului teoretic de încastrare, au valoarea de aproximativ 2441 kN, pentru ambele direcții principale ale structurii. Direcțiile principale ale structurii, X și Y sunt indicate în figurile 8.2, 8.3 și 8.4 (prin axe globale ale modelului de calcul efectuat). Rezultatele analizei modale pentru primele 3 de moduri de vibrație, exprimate

prin valorile perioadelor proprii de vibrație și factorilor de participare masici sunt prezentate în tabelul 8.1. Primele două moduri de vibrații sunt predominant de translație, iar cel de-al treilea predominant de torsiune. Formele proprii de vibrație asociate primelor trei moduri fundamentale sunt reprezentate în figurile 8.2, 8.3 și 8.4.

Tabel 8.1 Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație din punct de vedere a participării maselor

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.67	0.00	0.89	0.00	0.89	0.00	0.00
Modal	2	0.66	0.91	0.00	0.92	0.89	0.00	0.00
Modal	3	0.60	0.00	0.00	0.92	0.89	0.83	0.84

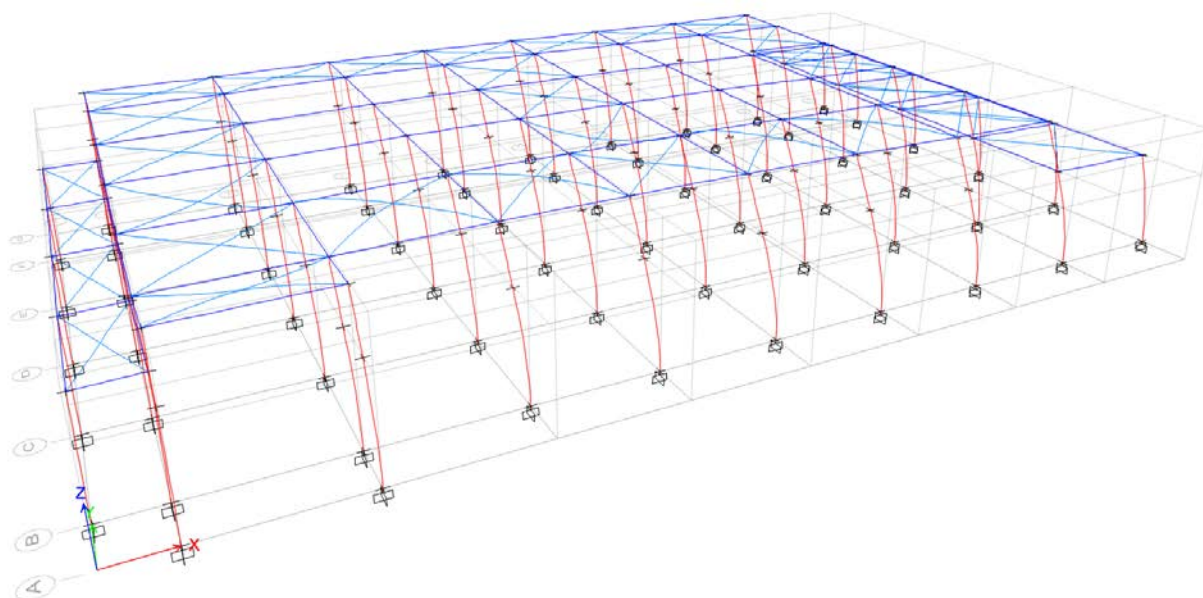


Figura 8.2: Modul 1 fundamental de vibrație – translație predominantă direcție Y ($T=0.67\text{sec}$) – vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundațiilor

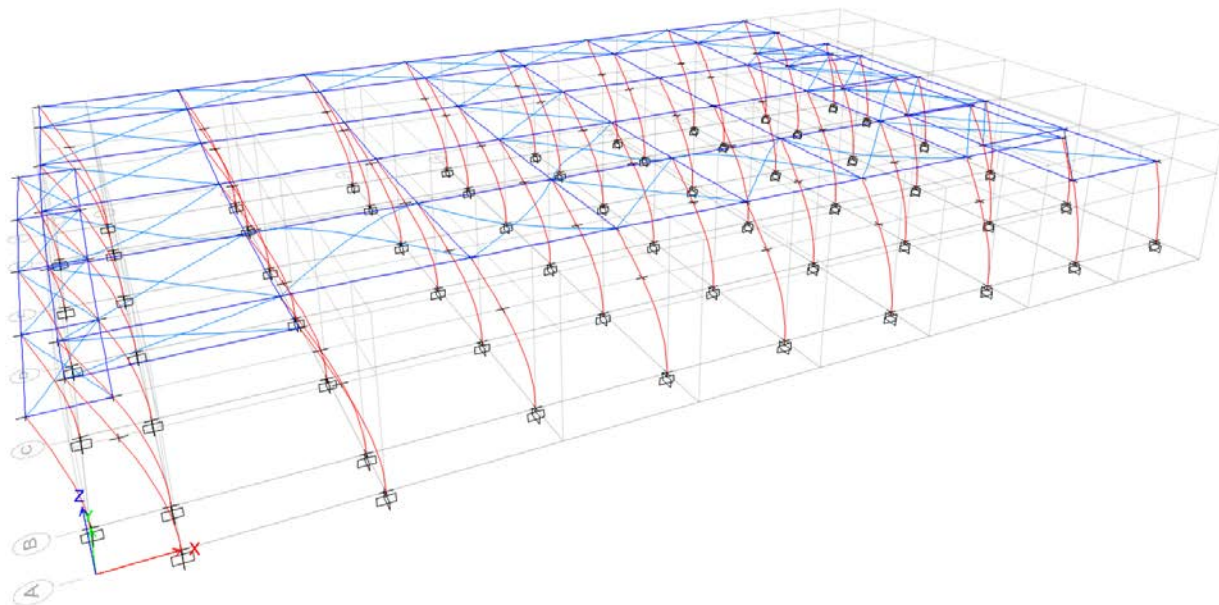


Figura 8.3: Modul 2 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție X ($T=0.66\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

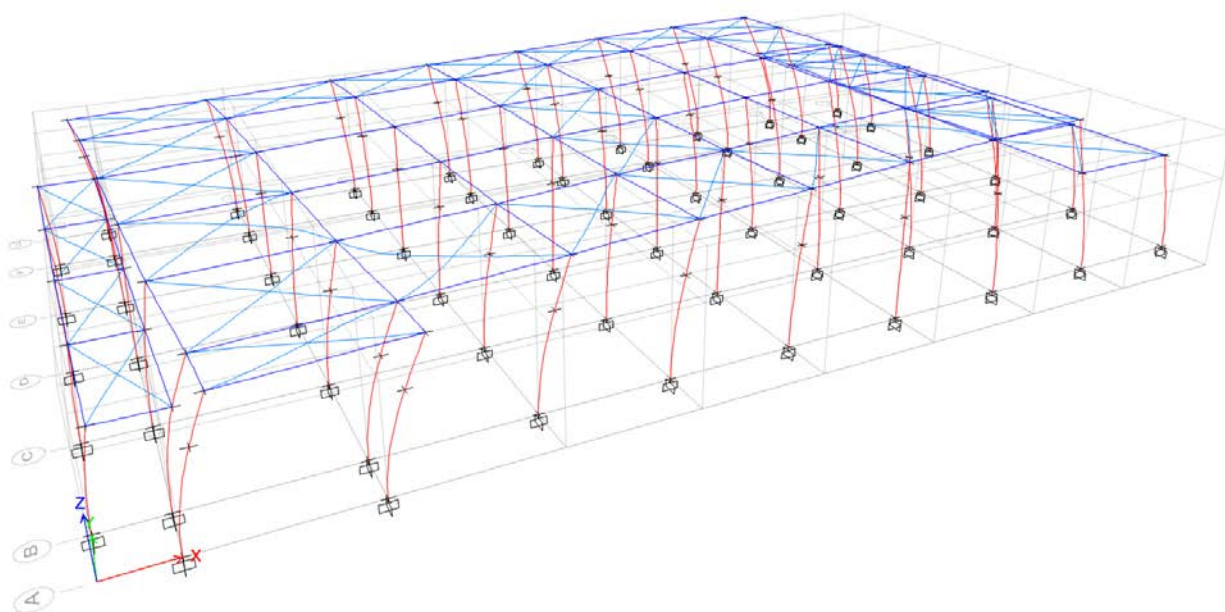


Figura 8.4: Modul 3 fundamental de vibrație - torsiune predominantă ($T=0.60\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

8.4. Dimensionarea și verificarea structurii de rezistență

Verificarea deplasărilor laterale sub incidența acțiunilor seismice s-a realizat conform Anexei E din codul P100-1/2013. Rigiditățile definite pentru elementele structurale au fost alese conform tabelului E.1, aceasta având valorile de $0.5 I_{lc}$, unde I_{lc} reprezintă momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

Panourile sandviș ce constituie elemente de închidere în cadrul clădirii intra în categoria componentelor nestructurale ce nu contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii și sunt alcătuite din materiale cu capacitate mare de deformare atașate structurii, cf. P100-1/2013, Anexa E.

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	$E_c I_g$	$0,5 E_c I_g$
Structuri cu pereți	$0,5 E_c I_g$	
E_c - Modulul de elasticitate al betonului		
I_g - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Componente nestructurale din materiale fragile, atașate structurii	Componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, atașate structurii	Componente nestructurale care, prin natura prinderilor, nu interacționează cu structura sau fără componente nestructurale
Valoarea admisă a deplasării de nivel	$0,005 h$	$0,0075 h$	$0,01 h$
h – înălțimea de nivel			

(Extras din P100-1/2013, Anexa E)

A. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA DE SERVICIU (SLS):

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} < dr^{SLS}_{adm}$$

dr^{SLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinata prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

v – factor de reducere ce tine seama de intervalul de recurenta mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS ($v=0.5$);

q – factor de comportare ($q=3$);

dr_{adm}^{SLS} – valoarea admisibila a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLS pentru cele doua direcții principale ale structurii X si Y sunt 7,10‰, respectiv 7,40‰. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 7.5‰.

B. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA ULTIMA:

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} < dr_{adm}^{ULS}$$

dr^{ULS} – deplasarea relative de nivel sub acțiunea seismica asociata SLU

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinata prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

c – factorul de amplificare a deplasărilor evaluat cu relația E.3 din P100-1/2013 ;

q – factor de comportare ($q=3,0$);

dr_{adm}^{ULS} – valoarea admisibila a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLU pentru cele doua direcții principale ale structurii X si Y sunt 1,42‰, respectiv 1,48‰. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 2,5‰ . Pentru situația data valoarea factorului de amplificare a deplasărilor se limitează superior la valoarea de $c=1,00$.

Rotirile in toate elementele structurale sunt sub valorile limita specificate in tabelul E.3 din P100-1/2013.

8.5. Dimensionarea stalpilor la încovoiere si forța tăietoare

La baza stalpilor s-a urmarit asigurarea unei capacitati de rezistenta mai mare decat cea rezultata din calcul. Armarea verticala a stalpilor este redată mai jos. Armările propuse respecta procentul minim de 0,80%, impus de P100-1/2013, pentru clasa M de ductilitate, cat si cerinta de rezistenta pe baza eforturilor rezultate din calcul structural sub incarcările seismice de proiectare.

Curba de interactiune N-M (forta axiala-moment) este indicata in figura de mai jos:

Section Details:

X Centroid:	-2192E-15 cm
Y Centroid:	-8017E-15 cm
Section Area:	3600 cm ²

Loading Details:

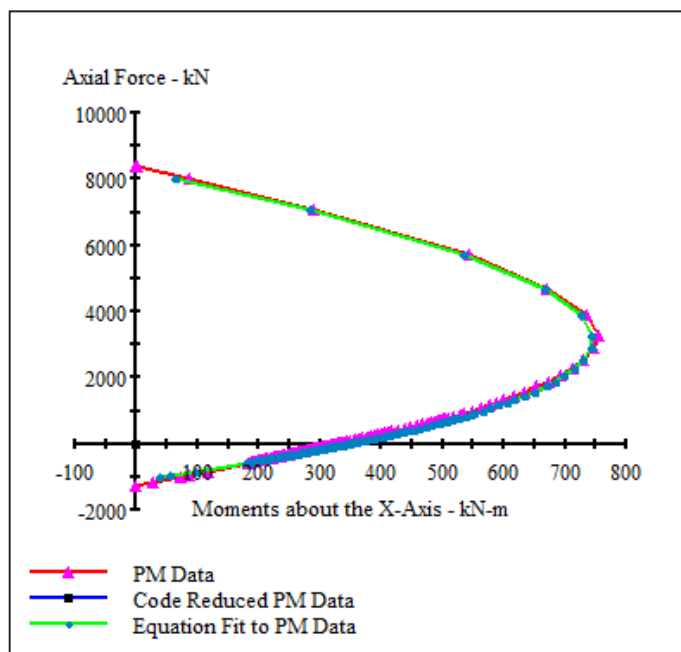
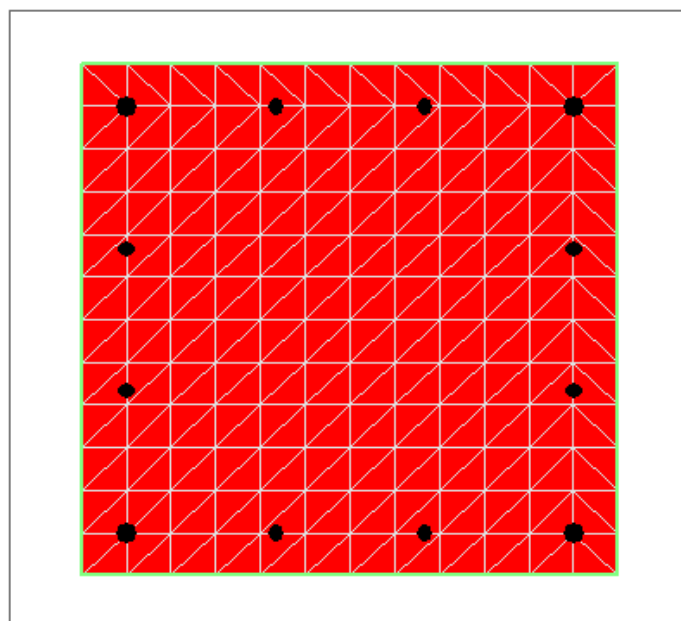
Angle of Loading:	0 deg
Number of Points:	200
Min. BST500d Strain:	75.00E-3 Comp
Max. BST500d Strain:	75.00E-3 Ten
Min. C3037 Strain:	3.500E-3 Comp
Max. C3037 Strain:	10.00E+4 Ten

Analysis Results:

Max. Compression Load:	8389 kN
Max. Tension Load:	-1247 kN
Maximum Moment:	755.5 kN-m
P at Max. Moment:	3291 kN
Minimum Moment:	-.9838E-13 kN-m
P at Min. Moment:	8389 kN
Moment (Mxx) at P=0:	326.6 kN-m
Max. Code Comp. Load:	0 kN
Max. Code Ten. Load:	0 kN
Maximum Code Moment:	0 kN-m
P at Max. Code Moment:	0 kN
Minimum Code Moment:	0 kN-m
P at Min. Code Moment:	0 kN
PM Interaction Equation:	Units in kN-m

Comments:

User Comments

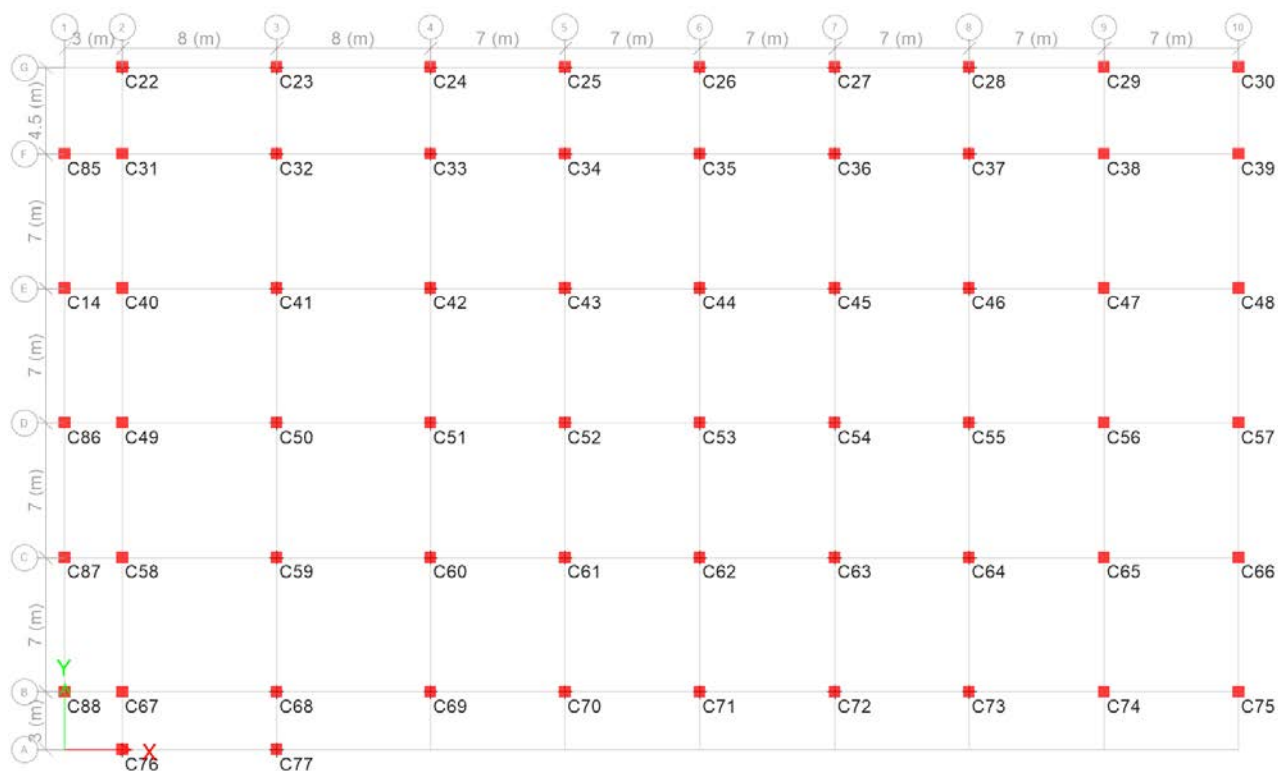


$$M(P) = 349.0 + 2211*(P/P_u) + -3376*(P/P_u)^2 + 790.2*(P/P_u)^3$$

Curba de interactiune N-M ST60x60cm

Armarea transversala a fost dimensionata si detaliata, in mod acoperitor, in clasa H de ductilitate.

Verificarea mecanismului structural de disipare a energiei seismice cu articulatii plastice la baza stalpului, este sintetizata in tabelele de mai jos.



Etichete stalpi

Verificare stalp 60x60cm, la incovoiere:

Directie X						Directie Y					
Stalp	Dimensiune stalp	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Stalp	Dimensiune stalp	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	Ω
C14	ST 60x60	99	326	375	1.15	C14	ST 60x60	99	281	375	1.33
C22	ST 60x60	113	287	378	1.32	C22	ST 60x60	113	290	378	1.30
C23	ST 60x60	137	291	384	1.32	C23	ST 60x60	137	303	384	1.27
C24	ST 60x60	133	292	383	1.31	C24	ST 60x60	133	322	383	1.19
C25	ST 60x60	129	291	382	1.31	C25	ST 60x60	129	327	382	1.17
C26	ST 60x60	129	291	382	1.31	C26	ST 60x60	129	325	382	1.18
C27	ST 60x60	129	291	382	1.31	C27	ST 60x60	129	317	382	1.21
C28	ST 60x60	129	291	382	1.31	C28	ST 60x60	129	303	382	1.26
C29	ST 60x60	152	255	388	1.52	C29	ST 60x60	152	285	388	1.36
C30	ST 60x60	99	322	375	1.16	C30	ST 60x60	99	270	375	1.39
C31	ST 60x60	167	241	392	1.63	C31	ST 60x60	167	256	392	1.53
C32	ST 60x60	191	295	398	1.35	C32	ST 60x60	191	304	398	1.31
C33	ST 60x60	183	296	396	1.34	C33	ST 60x60	183	325	396	1.22
C34	ST 60x60	176	295	394	1.34	C34	ST 60x60	176	329	394	1.20
C35	ST 60x60	176	295	394	1.34	C35	ST 60x60	176	328	394	1.20
C36	ST 60x60	176	295	394	1.34	C36	ST 60x60	176	320	394	1.23
C37	ST 60x60	176	295	394	1.34	C37	ST 60x60	176	303	394	1.30
C38	ST 60x60	196	262	399	1.52	C38	ST 60x60	196	276	399	1.45
C39	ST 60x60	120	331	380	1.15	C39	ST 60x60	120	270	380	1.41
C40	ST 60x60	192	255	398	1.56	C40	ST 60x60	192	245	398	1.62
C41	ST 60x60	210	311	402	1.29	C41	ST 60x60	210	304	402	1.32
C42	ST 60x60	201	312	400	1.28	C42	ST 60x60	201	330	400	1.21
C43	ST 60x60	193	311	398	1.28	C43	ST 60x60	193	332	398	1.20
C44	ST 60x60	193	311	398	1.28	C44	ST 60x60	193	332	398	1.20
C45	ST 60x60	192	311	398	1.28	C45	ST 60x60	192	325	398	1.22
C46	ST 60x60	193	310	398	1.28	C46	ST 60x60	193	303	398	1.31
C47	ST 60x60	218	269	404	1.50	C47	ST 60x60	218	267	404	1.51
C48	ST 60x60	133	346	383	1.11	C48	ST 60x60	133	270	383	1.42
C49	ST 60x60	192	259	398	1.54	C49	ST 60x60	192	243	398	1.64
C50	ST 60x60	210	315	402	1.28	C50	ST 60x60	210	304	402	1.32
C51	ST 60x60	201	317	400	1.26	C51	ST 60x60	201	331	400	1.21
C52	ST 60x60	193	315	398	1.26	C52	ST 60x60	193	333	398	1.20
C53	ST 60x60	193	315	398	1.26	C53	ST 60x60	193	333	398	1.20
C54	ST 60x60	192	315	398	1.26	C54	ST 60x60	192	326	398	1.22
C55	ST 60x60	193	315	398	1.26	C55	ST 60x60	193	304	398	1.31
C56	ST 60x60	218	273	404	1.48	C56	ST 60x60	218	266	404	1.52
C57	ST 60x60	133	351	383	1.09	C57	ST 60x60	133	270	383	1.42
C58	ST 60x60	192	256	398	1.55	C58	ST 60x60	192	246	398	1.62
C59	ST 60x60	211	309	402	1.30	C59	ST 60x60	211	305	402	1.32
C60	ST 60x60	201	310	400	1.29	C60	ST 60x60	201	327	400	1.22
C61	ST 60x60	194	309	398	1.29	C61	ST 60x60	194	332	398	1.20
C62	ST 60x60	194	308	398	1.29	C62	ST 60x60	194	331	398	1.20
C63	ST 60x60	193	308	398	1.29	C63	ST 60x60	193	324	398	1.23
C64	ST 60x60	194	308	398	1.29	C64	ST 60x60	194	306	398	1.30
C65	ST 60x60	218	272	404	1.49	C65	ST 60x60	218	270	404	1.50
C66	ST 60x60	133	346	383	1.11	C66	ST 60x60	133	270	383	1.42
C67	ST 60x60	159	245	390	1.59	C67	ST 60x60	159	256	390	1.52
C68	ST 60x60	173	302	393	1.30	C68	ST 60x60	173	304	393	1.29
C69	ST 60x60	151	302	388	1.28	C69	ST 60x60	151	324	388	1.20
C70	ST 60x60	146	301	386	1.28	C70	ST 60x60	146	330	386	1.17
C71	ST 60x60	146	301	386	1.28	C71	ST 60x60	146	328	386	1.18
C72	ST 60x60	146	301	386	1.28	C72	ST 60x60	146	321	386	1.20
C73	ST 60x60	146	301	386	1.28	C73	ST 60x60	146	306	386	1.26
C74	ST 60x60	158	264	389	1.48	C74	ST 60x60	158	278	389	1.40
C75	ST 60x60	97	333	374	1.12	C75	ST 60x60	97	267	374	1.40
C76	ST 60x60	105	286	376	1.32	C76	ST 60x60	105	288	376	1.31
C77	ST 60x60	105	293	376	1.28	C77	ST 60x60	105	303	376	1.24
C85	ST 60x60	76	310	369	1.19	C85	ST 60x60	76	283	369	1.30
C86	ST 60x60	99	331	375	1.13	C86	ST 60x60	99	281	375	1.33
C87	ST 60x60	99	324	375	1.16	C87	ST 60x60	99	281	375	1.33
C88	ST 60x60	76	316	369	1.17	C88	ST 60x60	76	279	369	1.32

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

Dimensionarea stâlpilor la forța tăietoare:

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se determina din schema statică de consola a stâlpului, corespunzând formării articulațiilor plastice la baza stâlpului, pentru fiecare sens de acțiune seismică, conform P100-1/2013. Valorile astfel obținute au fost verificate și cu cele rezultate în urma calculului static neliniar.

Momentele de la extremități se determina cu relația:

$$M_{dc,i} = \gamma_{RD} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

$\gamma_{RD} = 1,3$ -pentru nivelul de la baza construcției;
1,2-pentru restul nivelurilor;

Coeficientul de armare transversală cu etrieri va fi cel puțin:

- 0,005 în zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel;
- 0,0035 în restul zonelor critice;

Verificare stalp 60x60cm, la forta taietoare directia X:

Directie X						Armare in zona critica	Armare in afara zonei critice	ρ_w	$V_{Rds}[kN]$, zona critica
Stalp	Dimensiune stalp	$M_{Rd}[kNm]$	$V_{Ed}[kN]$	$A_{sw}[mm^2]$	$s_{nec}[mm]$				
C14	ST 60x60	375	89	327	939	etr. Ø12/100+etr. Ø8/100	etr. Ø12/200+etr. Ø8/200	0.0054	767
C22	ST 60x60	378	56	327	1488				
C23	ST 60x60	384	57	327	1464				
C24	ST 60x60	383	57	327	1468				
C25	ST 60x60	382	56	327	1472				
C26	ST 60x60	382	56	327	1472				
C27	ST 60x60	382	56	327	1472				
C28	ST 60x60	382	56	327	1472				
C29	ST 60x60	388	57	327	1450				
C30	ST 60x60	375	89	327	939				
C31	ST 60x60	392	58	327	1436				
C32	ST 60x60	398	59	327	1415				
C33	ST 60x60	396	58	327	1422				
C34	ST 60x60	394	58	327	1428				
C35	ST 60x60	394	58	327	1428				
C36	ST 60x60	394	58	327	1428				
C37	ST 60x60	394	58	327	1428				
C38	ST 60x60	399	59	327	1411				
C39	ST 60x60	380	90	327	925				
C40	ST 60x60	398	59	327	1414				
C41	ST 60x60	402	59	327	1399				
C42	ST 60x60	400	59	327	1406				
C43	ST 60x60	398	59	327	1413				
C44	ST 60x60	398	59	327	1413				
C45	ST 60x60	398	59	327	1414				
C46	ST 60x60	398	59	327	1413				
C47	ST 60x60	404	60	327	1392				
C48	ST 60x60	383	91	327	918				
C49	ST 60x60	398	59	327	1414				
C50	ST 60x60	402	59	327	1399				
C51	ST 60x60	400	59	327	1406				
C52	ST 60x60	398	59	327	1413				
C53	ST 60x60	398	59	327	1413				
C54	ST 60x60	398	59	327	1414				
C55	ST 60x60	398	59	327	1413				
C56	ST 60x60	404	60	327	1392				
C57	ST 60x60	383	91	327	918				
C58	ST 60x60	398	59	327	1414				
C59	ST 60x60	402	59	327	1398				
C60	ST 60x60	400	59	327	1406				
C61	ST 60x60	398	59	327	1412				
C62	ST 60x60	398	59	327	1412				
C63	ST 60x60	398	59	327	1413				
C64	ST 60x60	398	59	327	1412				
C65	ST 60x60	404	60	327	1392				
C66	ST 60x60	383	91	327	918				
C67	ST 60x60	390	58	327	1444				
C68	ST 60x60	393	58	327	1431				
C69	ST 60x60	388	57	327	1451				
C70	ST 60x60	386	57	327	1456				
C71	ST 60x60	386	57	327	1456				
C72	ST 60x60	386	57	327	1456				
C73	ST 60x60	386	57	327	1456				
C74	ST 60x60	389	58	327	1445				
C75	ST 60x60	374	88	327	940				
C76	ST 60x60	376	56	327	1496				
C77	ST 60x60	376	56	327	1496				
C85	ST 60x60	369	87	327	954				
C86	ST 60x60	375	89	327	939				
C87	ST 60x60	375	89	327	939				
C88	ST 60x60	369	87	327	954				

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Verificare stalp 60x60cm, la forta taietoare directia Y:

Directie Y						Armare in zona critica	Armare in afara zonei critice	ρ_w	$V_{Rds}[kN]$, zona critica
Stalp	Dimensiune stalp	$M_{Rd}[kNm]$	$V_{Ed}[kN]$	$A_{sw}[mm^2]$	$s_{rec}[mm]$				
C14	ST 60x60	375	89	327	939	etr. Ø12/100+etr. Ø8/100	etr. Ø12/200+etr. Ø8/200	0.0054	767
C22	ST 60x60	378	56	327	1488				
C23	ST 60x60	384	57	327	1464				
C24	ST 60x60	383	57	327	1468				
C25	ST 60x60	382	56	327	1472				
C26	ST 60x60	382	56	327	1472				
C27	ST 60x60	382	56	327	1472				
C28	ST 60x60	382	56	327	1472				
C29	ST 60x60	388	57	327	1450				
C30	ST 60x60	375	89	327	939				
C31	ST 60x60	392	58	327	1436				
C32	ST 60x60	398	59	327	1415				
C33	ST 60x60	396	58	327	1422				
C34	ST 60x60	394	58	327	1428				
C35	ST 60x60	394	58	327	1428				
C36	ST 60x60	394	58	327	1428				
C37	ST 60x60	394	58	327	1428				
C38	ST 60x60	399	59	327	1411				
C39	ST 60x60	380	90	327	925				
C40	ST 60x60	398	59	327	1414				
C41	ST 60x60	402	59	327	1399				
C42	ST 60x60	400	59	327	1406				
C43	ST 60x60	398	59	327	1413				
C44	ST 60x60	398	59	327	1413				
C45	ST 60x60	398	59	327	1414				
C46	ST 60x60	398	59	327	1413				
C47	ST 60x60	404	60	327	1392				
C48	ST 60x60	383	91	327	918				
C49	ST 60x60	398	59	327	1414				
C50	ST 60x60	402	59	327	1399				
C51	ST 60x60	400	59	327	1406				
C52	ST 60x60	398	59	327	1413				
C53	ST 60x60	398	59	327	1413				
C54	ST 60x60	398	59	327	1414				
C55	ST 60x60	398	59	327	1413				
C56	ST 60x60	404	60	327	1392				
C57	ST 60x60	383	91	327	918				
C58	ST 60x60	398	59	327	1414				
C59	ST 60x60	402	59	327	1398				
C60	ST 60x60	400	59	327	1406				
C61	ST 60x60	398	59	327	1412				
C62	ST 60x60	398	59	327	1412				
C63	ST 60x60	398	59	327	1413				
C64	ST 60x60	398	59	327	1412				
C65	ST 60x60	404	60	327	1392				
C66	ST 60x60	383	91	327	918				
C67	ST 60x60	390	58	327	1444				
C68	ST 60x60	393	58	327	1431				
C69	ST 60x60	388	57	327	1451				
C70	ST 60x60	386	57	327	1456				
C71	ST 60x60	386	57	327	1456				
C72	ST 60x60	386	57	327	1456				
C73	ST 60x60	386	57	327	1456				
C74	ST 60x60	389	58	327	1445				
C75	ST 60x60	374	88	327	940				
C76	ST 60x60	376	56	327	1496				
C77	ST 60x60	376	56	327	1496				
C85	ST 60x60	369	87	327	954				
C86	ST 60x60	375	89	327	939				
C87	ST 60x60	375	89	327	939				
C88	ST 60x60	369	87	327	954				

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

8.6. Dimensionarea grinzilor la încovoiere și forța tăietoare

A. Dimensionarea grinzilor la încovoiere:

Din punct de vedere geometric la nivelul acoperisului s-a propus un tip de grinda prefabricată cu dimensiunea 25x60cm.

Dimensionarea grinzilor cu secțiune dreptunghiulară se dimensionează ținând cont de următoarele prevederi din SR EN 1992-1-1/2004:

Aria de armătură longitudinală va respecta procentul minim de armare precizat în SR EN 1992-1-1:

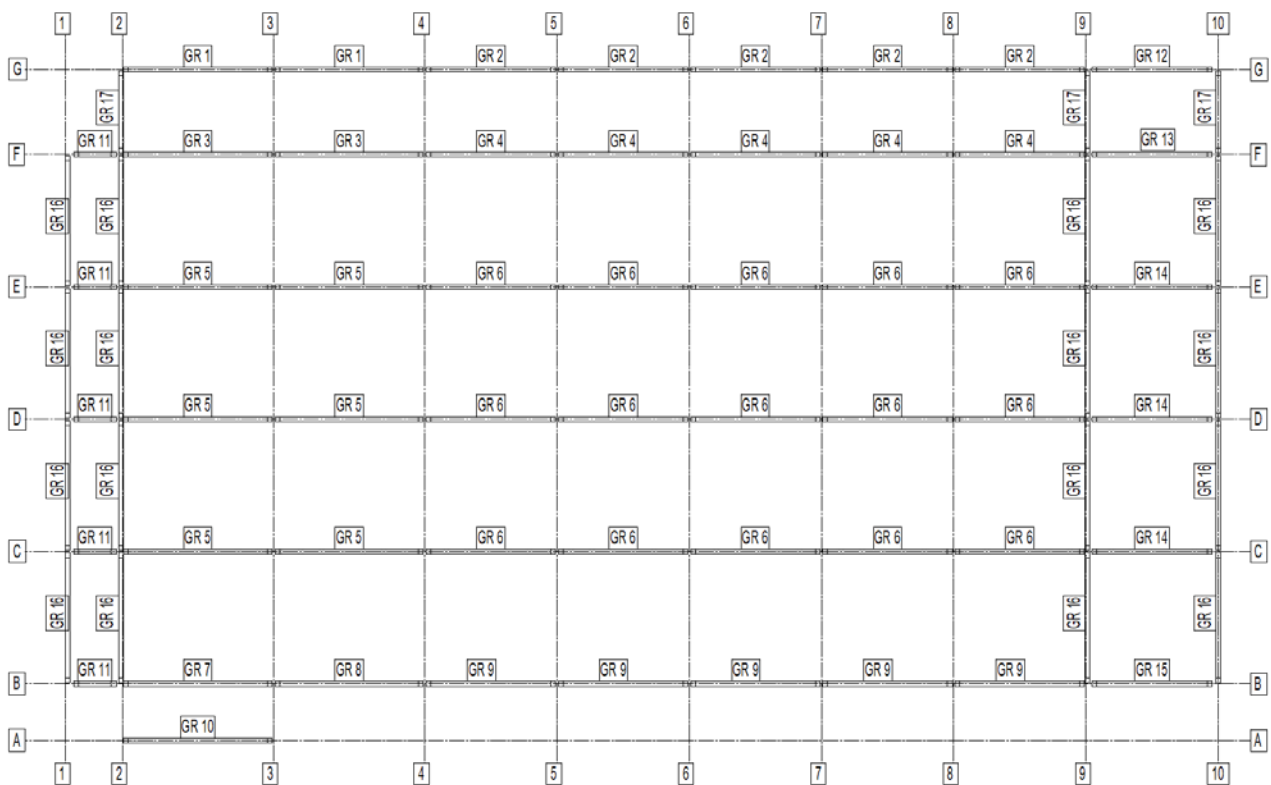
$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{d \cdot b} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 \cdot \frac{2.9}{500} = 0.15\%$$

Aria de armătură transversală va respecta procentul minim de armare precizat în SR EN 1992-1-1:

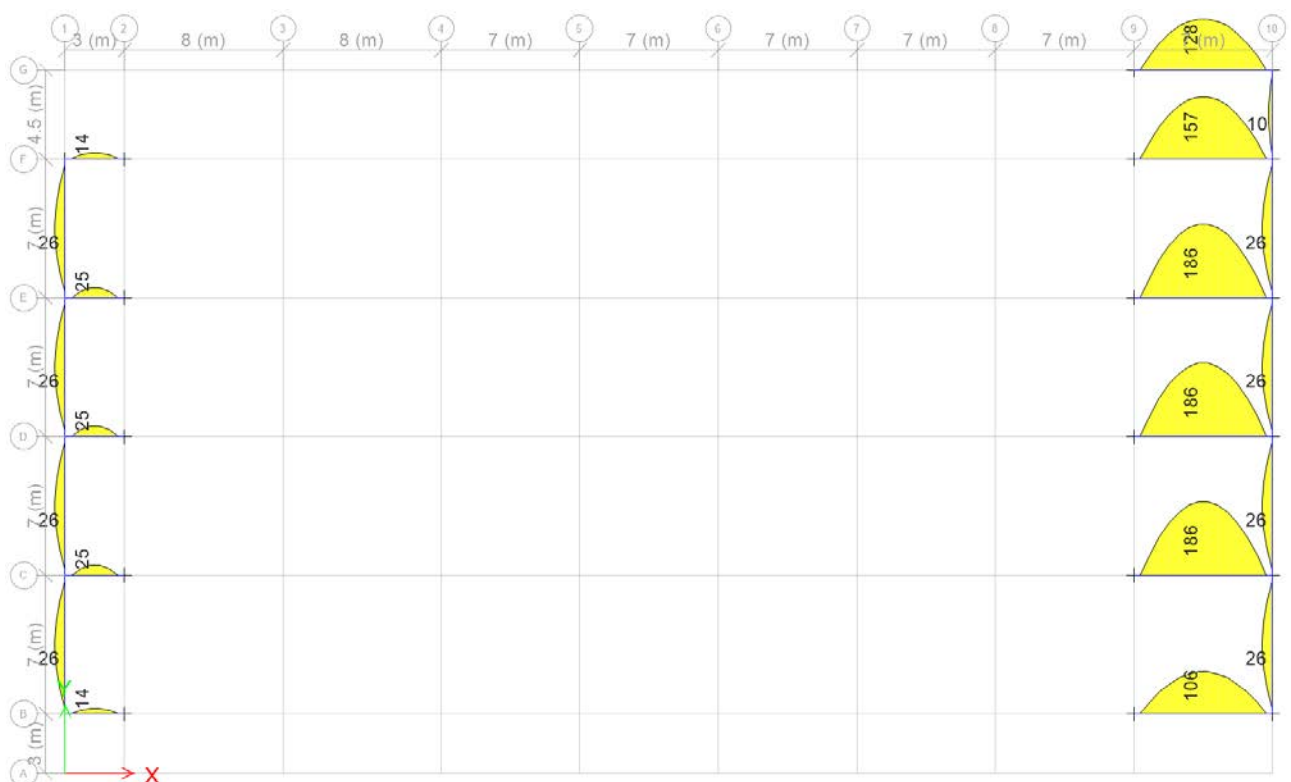
$$\rho_{\min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.09\%$$

Dimensionarea la încovoiere a grinzilor este redată în tabelul de mai jos.

	Med	Anec	Armare	Aef	MRd
	kNm	mm ²	kNm	mm ²	kNm
G1	103	474	2φ18	509	111
G2	77	354	2φ16	402	87
G3	210	966	2φ22+1φ18	1015	221
G4	157	722	2φ22	760	165
G5	248	1140	3φ22	1140	248
G6	186	855	2φ20+1φ18	883	192
G7	187	860	2φ20+1φ18	883	192
G8	141	648	2φ18+1φ14	663	144
G9	106	487	2φ18	509	111
G10	80	368	2φ16	402	87
G11	25	115	2φ14	308	67
G12	128	589	3φ16	603	131
G13	157	722	2φ22	760	165
G14	186	855	2φ20+1φ18	883	192
G15	106	487	2φ18	509	111
G16	26	120	2φ14	308	67
G17	10	46	2φ14	308	67



Etichete grinzi la nivelul acoperisului



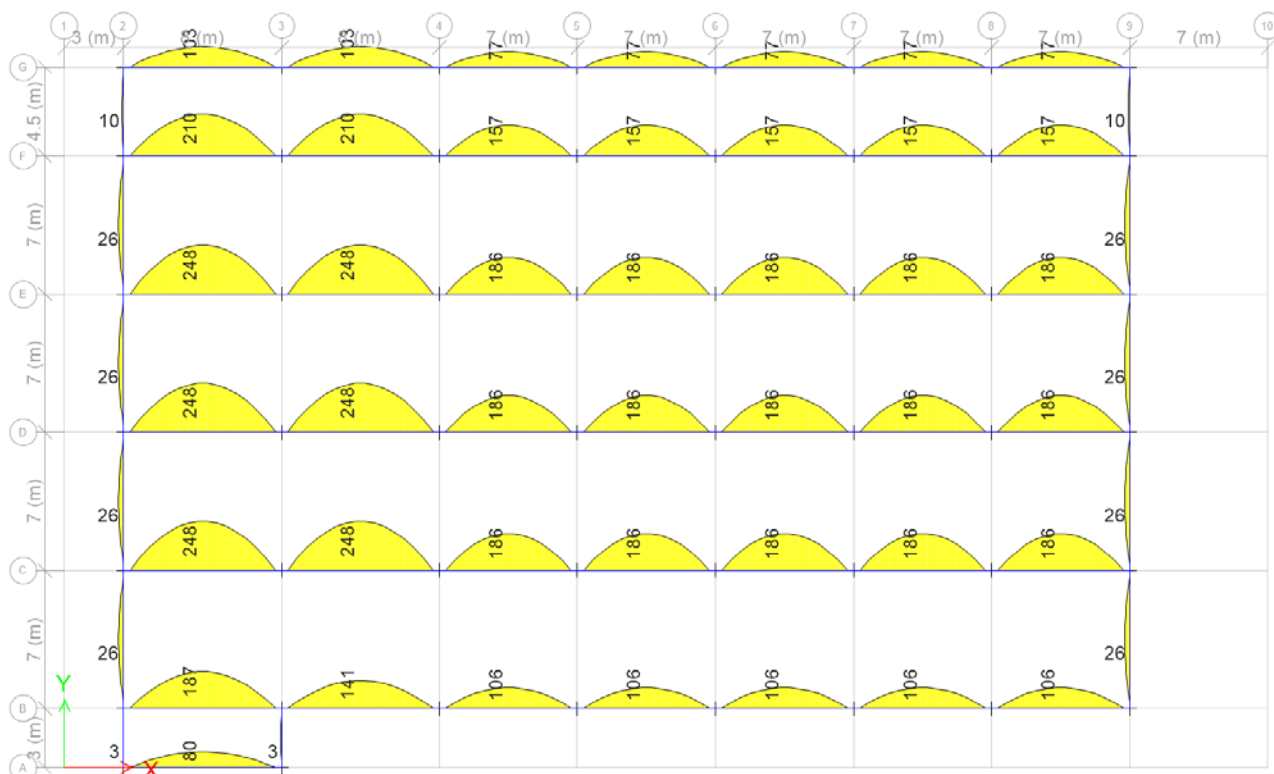


Diagrama de moment încovoietor în grinzile de la nivelul acoperișului- gruparea fundamentală de încărcări

B. Dimensionarea grinzilor la forța tăietoare:

Dimensionarea armăturii de forță tăietoare se face conform SR EN 1992-1-1/2004 pe baza modelului de grindă cu zăbrele. Dimensionarea se face pe baza relației:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta}$$

unde:

- V_{Ed} – valoarea de calcul a forței tăietoare
- z – brațul de pârghie al eforturilor interne $z = 0.9 \cdot d$
- θ – unghiul de înclinare al bielei comprimate de beton

Aria de armătură transversală va respecta procentul minim de armare precizat în SR EN 1992-1-1:

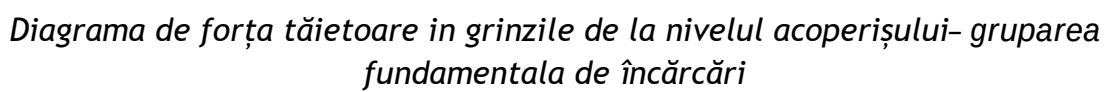
$$\rho_{min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.09\%$$

Forța tăietoare capabilă în zona slabită din reazem:

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta}{s} = \frac{2 \cdot 50.3 \cdot 0.9 \cdot 250 \cdot 435}{50} = 197kN$$

Forța tăietoare capabilă în secțiunea 25x60:

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta}{s} = \frac{2 \cdot 50.3 \cdot 0.9 \cdot 550 \cdot 435}{100} = 217kN$$



8.7. Dimensionarea fundațiilor

Ținând cont de regimul de înălțime al clădirii, funcțiunile propuse de tema de arhitectura, caracteristicile terenului din amplasament, încărcările considerate și valorile presiunilor la nivelul terenului s-a adoptat soluția de fundare alcătuită din fundații izolate dispuse sub stâlpii prefabricați. Fundațiile izolate sunt alcătuite dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 3.30mx3.30mx1.00m și un cuzinet armat cu dimensiunea 1.50mx1.50mx0.80m.

Fundațiile au fost dimensionate în acord cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013, normativului de proiectare al fundațiilor de suprafață, NP 112/2014 și SR EN 1992-1-1/2004.

Eforturile de dimensionare pentru fundații au fost determinate pe baza eforturilor maxime de la baza stâlpilor în situația formării mecanismului de plastificare (conform prevederilor NP 112/2014 capitolul II.4.2).

(3) În cazul fundațiilor elementelor verticale individuale (stâlpi, pereți ductili), condiția de la paragraful (2) se poate considera satisfăcută dacă efectele acțiunii E_{Fd} asupra fundației se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (II.1)$$

în care

$E_{F,G}$	efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările neseismice, incluse în combinația de acțiuni considerate în calculul la cutremur
$E_{F,E}$	efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările seismice de proiectare
γ_{Rd}	factorul de suprazistență, egal cu 1,0 pentru $q \leq 3$, și 1,15 pentru $q > 3$
Ω	valoarea $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ în zona disipativă a elementului i al structurii care are influența cea mai mare asupra efortului E_F considerat
R_{di}	rezistența (efortul capabil) elementului i
E_{di}	valoarea de proiectare a efortului în elementul i corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare.

(4) În cazul fundațiilor de stâlpi și pereți ductili de beton armat, Ω se determină ca valoare a raportului momentelor M_{Rd}/M_{Ed} în secțiunea transversală de la baza zonei plastice.

Fundatie izolata F1**Clasa Beton**

H=	1.00 m	Bloc:	C8/10	V _{beton} =	12.69 m ³	V _{umplutura} =	11.27 m ³
L=	3.30 m			G _{beton} =	317.25 kN	G _{umplutura} =	202.82 kN
B=	3.30 m	Cuzinet:	C25/30	Y _{beton} =	25.00 kN/m ³	Y _{umplutura} =	18.00 kN/m ³
hc=	0.80 m	Conditii Geometrice:					
lc=	1.50 m	0.5<lc/L<0.65	0.5<0.45<0.65	tg β1=1.78>0.65	DA	tg β2=1.78>0.65	DA
bc=	1.50 m	0.5<bc/B<0.65	0.5<0.45<0.65	tg α1=1.11>1.05	DA	tg α2=1.11>1.05	DA
lst=	0.60 m	hc>0.3m	DA	l2=	0.90 m	l1=	0.45 m
bst=	0.60 m	hc/lc>0.25	DA	b2=	0.90 m	b1=	0.45 m
				A=	10.89 m ²	h _{total} =	1.80 m
				Wx=	5.99 m ³	Wy=	5.99 m ³

Verificari pentru solicitare bidirectionala (45°):

Forte la nivelul bazei stalpului

Grupare	N	My	Mx	Tx	Ty
GF:		0.0 kNm	0.0 kNm	0.0 kN	0.0 kN
GS:	211.0 kN	281.4 kNm	281.4 kNm	35.2 kN	35.2 kN

A) Teren de fundare:

Forte la nivelul talpii fundatiei

Grupare	N	My	Mx
GF:	702.1 kN	0.0 kNm	0.0 kNm
GS:	731.1 kN	344.7 kNm	344.7 kNm
p _{conv} =	343.5 kN/m ²	1.2 x p _{conv} =	412.2 kN/m ²
1.4 x p _{conv} =	480.9 kN/m ²	1.6 x p _{conv} =	549.6 kN/m ²

C_D= 9.0 kN/m²C_B= 34.5 kN/m²p_{conv}= 300.0 kN/m²**Verificari la N:****GF:**

p _{efN} =	64.5 kN/m ²	<p _{conv}	DA
GS:			
p _{efN} =	67.1 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA

Verificari la N si My:**GF:**

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,My} =	64.5 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
L _{activ} =	3.30 m		
A _{activ} =	10.89 m ²		

GS:

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,My} =	124.7 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
L _{activ} =	3.30 m		
A _{activ} =	10.89 m ²		
A _{lim} =	8.17 m ²		

aria redusa se verifica

Verificari la N si Mx,My:**GF:**

p _{efN,My,Mx} =	64.5 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
A _{activ} =	10.89 m ²		

GS:

p _{efN,My,Mx} =	190.4 kN/m ²	<1.6 x p _{conv}	DA
A _{activ} =	9.53 m ²		

Verificari la N si Mx:**GF:**

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,Mx} =	64.5 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
B _{activ} =	3.30 m		
A _{activ} =	10.89 m ²		

GS:

fundatia nu se desprinde de teren

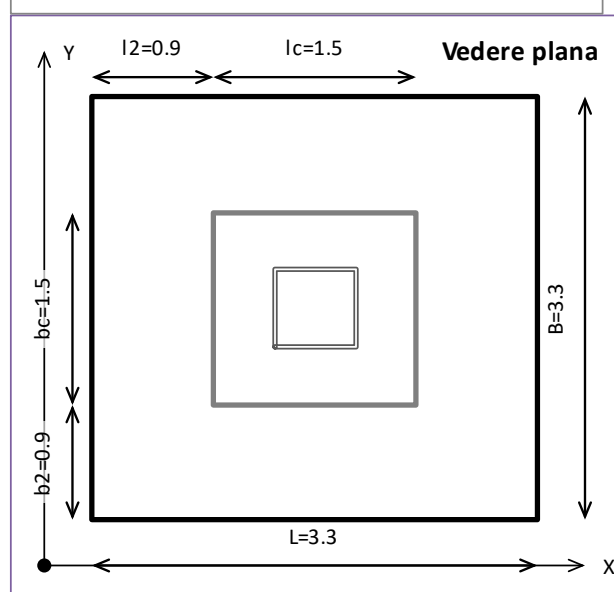
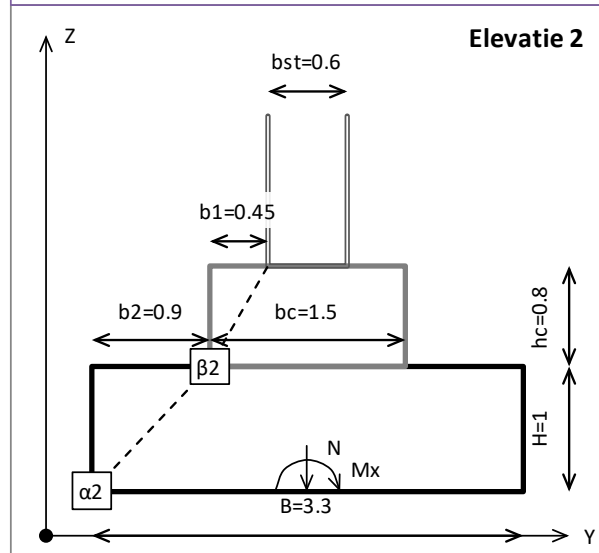
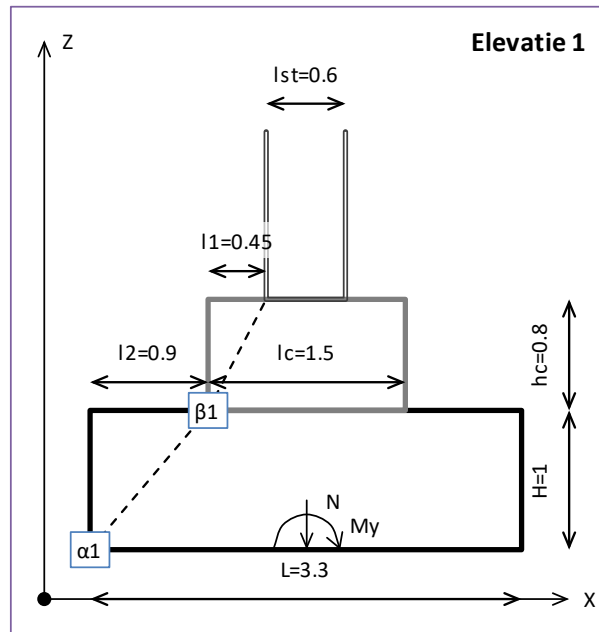
p _{efN,Mx} =	124.7 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
B _{activ} =	3.30 m		
A _{activ} =	10.89 m ²		
A _{lim} =	8.17 m ²		

aria comprimata se verifica

e _L =	0.47 m		
L'=	2.36 m		
e _B =	0.47 m		
B'=	2.36 m		
A'=	5.56 m ²		
A _{lim} =	5.45 m ²		

e _L =	0.47 m		
L=	3.30 m		
e _B =	0.47 m		
B=	3.30 m		

limitarea excentricitatilor - se verifica



9. CLADIREA C5: Clădire administrativă

9.1. Date generale structura de rezistență

Obiectul va fi alcătuit dintr-un corp de clădire.

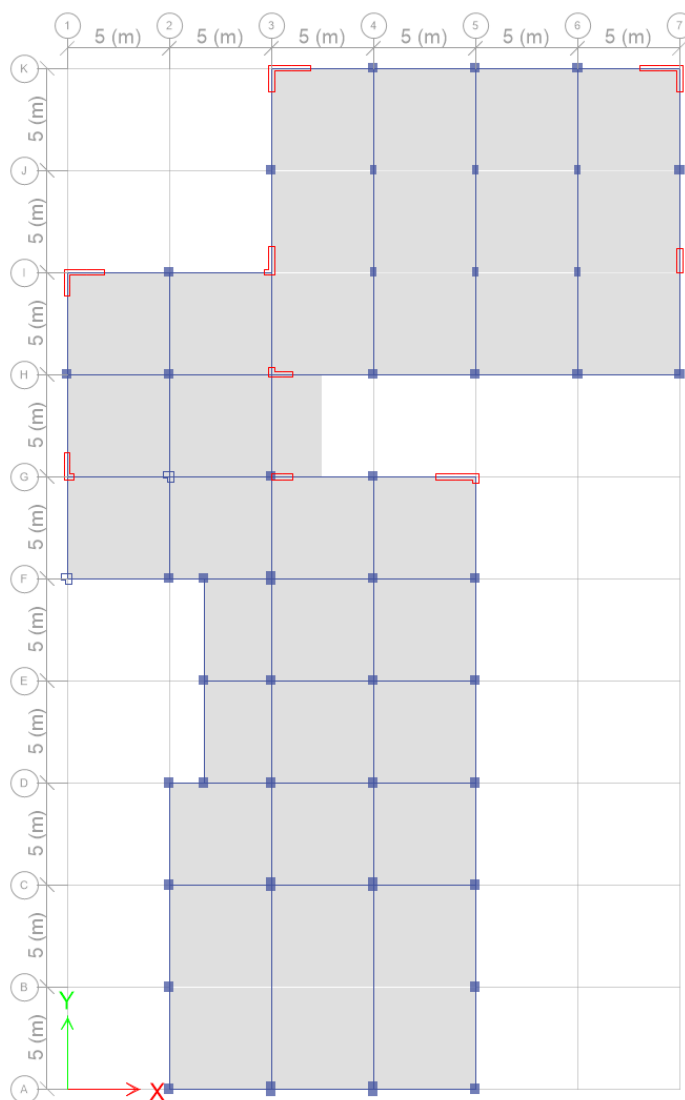
Structura principală de rezistență pentru corpul de clădire va fi realizată în soluție cu pereți și cadre din beton armat, fiind alcătuite din pereți, stâlpi, grinzi și plăci.

Regimul de înălțime este P(parter)+2E(etaj).

Înălțimile de nivel ale structurii sunt indicate în tabelul următor:

Etaj 2	4.00m
Etaj 1	4.00m
Parter	4.00m

Suprastructura are o formă neregulată în plan organizată după un sistem de axe ortogonale 5.0 metri x 5.0 metri – figura 9.1.



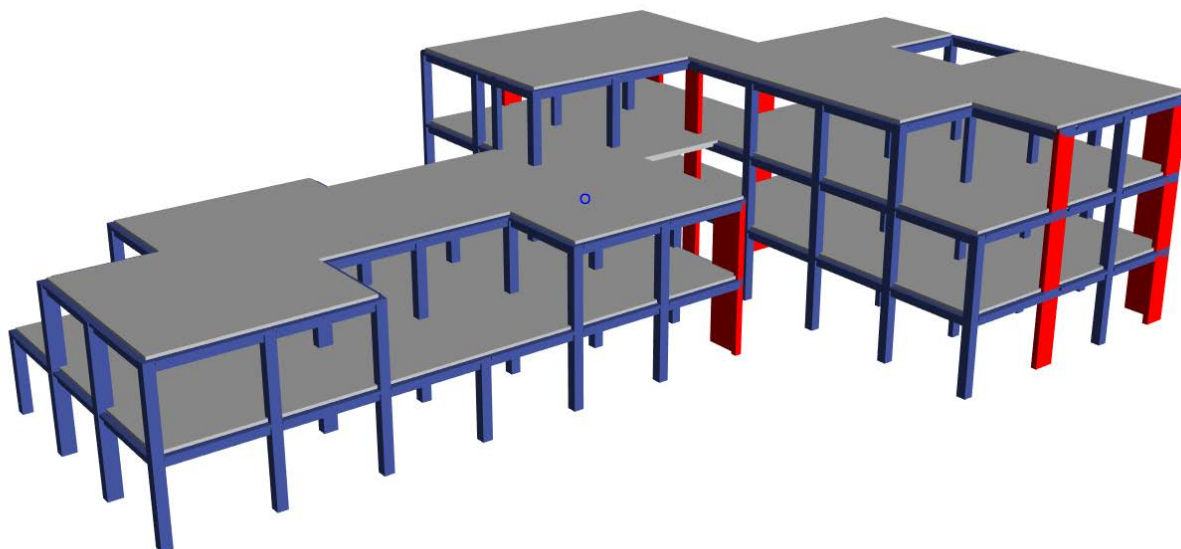


Figura 9.1: Sistemul structural propus - vedere in plan acoperiș și vedere 3D din modelul de calcul efectuat

Ținând cont de forma structurii în plan, caracteristicile de material utilizate, retragerile existente în elevație, caracteristicile seismice ale amplasamentului, soluția structurală aleasă (structura duală cu pereți de beton armat) și regimul de înălțime propus, structura de rezistență s-a proiectat în clasa medie de ductilitate (DCH) prin utilizarea unui factor de comportare egal cu 3,0. Factorul de comportare ales este în conformitate cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013 cu modificările ulterioare, aduse prin Erata din 2019.

Suprafața aproximativă a unui etaj curent (suprafața construită a plăcii de peste parter,) este de aproximativ 975mp. Sistemul structural a fost ales în concordanță cu cerințele de arhitectură și este conceput astfel încât să asigure un răspuns favorabil al structurii la acțiuni gravitaționale și seismice, conform P100-1/2013. Structura prezintă o comportare dinamică favorabilă, evidențiată prin modurile fundamentale de vibrație ale structurii – figurile 9.2, 9.3 și 9.4.

Sistemul structural este reprezentat de pereții din beton armat cu grosimea de 30cm și cadrele perimetrice și interioare alcătuite din stâlpi cu dimensiunile secțiunii transversale de 50x50cm, 50x70cm și 30x50cm, grinzi perimetrice și interioare cu dimensiunile secțiunii transversale de 30x50cm și 30x80cm și placa cu grosimea de 15cm (local 20cm pe zona în consola).

Elementele structurale principale cu rol în preluarea forțelor laterale cauzate de acțiunea seismică sunt pereții și stâlpii de beton armat. Pereții și stâlpii asigură transmiterea forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare generate de încărcările orizontale la infrastructura (la nivelul fundațiilor) și teren de fundare prin încovoierea

pereților la baza acestora și prin efectul indirect din stâlpi, la nivelul teoretic de încadrare situat la baza parterului, deasupra fundațiilor.

Sistemul de fundare este alcătuit din grinzi de fundare dispuse pe ambele direcții principale ale structurii. Ținând cont de regimul de înălțime redus al clădirii și tipul de compartimentări și închideri utilizat, cu impact asupra stării de eforturi de la nivelul fundațiilor, sub șirurile de stâlpi s-au propus fundații continue, realizate cu secțiune T, în conformitate cu prevederile normativului de proiectare NP112/2014 – Normativ pentru proiectarea fundațiilor de suprafață – capitolele II.7.5 și II.7.6. Fundațiile astfel concepute asigură transmiterea tuturor eforturilor către terenul de fundare. Fundațiile continue cu secțiune T au înălțimea 1.30m, lățimea inimii 35cm, lățimea tălpilor de 90cm sau de 60cm, iar înălțimea acestora de 40cm. Local pentru micșorarea deschiderii pardoselii au fost dispuse grinzi cu secțiunea 35x90cm.

Fundațiile sunt calculate să rămână în domeniul de comportare elastic, acestea fiind dimensionate pe baza eforturilor maxime din suprastructură asociate mecanismului de plastificare al structurii.

Structura de rezistență a clădirii a fost proiectată astfel încât să răspundă neliniar (postelastice) sub acțiunea seismică de proiectare, având clasa de ductilitate M (DCM) și un factor de comportare cu valoare de 3,00. În vederea sporirii nivelului de siguranță al clădirii, elementele structurale verticale, au fost detaliate cu respectarea procentelor minime de armare longitudinală și transversală, precum și cu respectarea criteriilor de ductilitate asociate clasei H (DCH) de ductilitate.

S-a urmărit impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice. Acest obiectiv a fost îndeplinit prin dirijarea zonelor solicitate în domeniul postelastic cu prioritate în elementele structurale ale suprastructurii care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare neliniară semnificativă (din încovoiere), cum ar fi: pereții și stâlpii din beton armat (la baza acestora deasupra nivelului teoretic de încadrare) și grinzi la toate nivelurile. Prin deformarea neliniară din încovoiere a elementelor structurale se obține disiparea energiei induse de acțiunea seismică și se limitează eforturile care ar putea conduce la cedări fragile ale elementelor structurale.

În urma incidentei cutremurului de proiectare (având interval mediu de recurență de 225 de ani), deformațiile neliniare care pot apărea în unele elemente structurale (în special în grinzi) pot conduce la necesitatea realizării unor reparații locale ale elementelor de beton armat. Acest lucru nu constituie un defect structural, el fiind în concordanță cu cerințele fundamentale ale proiectării seismice enunțate în capitolul 2 al codului P100-1 « Cod de proiectare seismică - Prevederi de proiectare pentru clădiri ».

9.2. Încărcări considerate în calculul structurii de rezistență pentru Clădirea C5:

Zona	Tip încărcare	Unitate de măsură	Valoare
Planșee nivel curent și placă de pardoseală (Încăperi în clădiri pentru birouri; vestiare, dușuri, băi publice și spălătorii)	Utilă, cf. SR EN 1991-1-1 + Anexa Națională	KN/m ²	2,5
	Permanentă	KN/m ²	2,5
Zona terasă	Variabilă - Zăpadă	KN/m ²	2,0
	Permanentă	KN/m ²	4,0

9.3. Dimensionarea și verificarea structurii de rezistență

Verificarea deplasărilor laterale și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente și metodei de calcul modal cu spectre de răspuns, cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

Deformații plastice în cadrul structurii, în timpul acțiunii seismice de proiectare, sunt așteptate prin curgerea din încovoiere a armaturilor longitudinale dinspre capetele grinzilor și stâlpilor. În cazul stâlpilor sunt așteptate deformații plastice la baza nivelului parter și la capătul stâlpilor de la ultimul nivel. În realizarea modelului numeric, stâlpii și grinzile au fost modelate cu elemente de tip bară. Plăcile s-au modelat cu elemente de tip shell. O vedere 3D a modelului de calcul este redată în figura 9.1. Caracteristicile de material definite în programul de calcul corespund betoanelor ce vor fi utilizate în cadrul structurii de rezistență.

Clasa de importanță a construcției este clasa III, pentru care coeficientul de importanță $\gamma=1$. Structura de rezistență este proiectată pentru clasa H de ductilitate. Din cauza neregularității structurii în plan și elevație, factorul de comportare utilizat în calculul liniar elastic este $q=3$. Torsiunea accidentală a fost considerată în calcul prin declararea unor excentricități de aplicare a forțelor orizontale egale cu $0.05 \times L$, unde L este dimensiunea clădirii perpendiculară pe direcția de acțiune seismică.

Greutatea suprastructurii (de la cota de încastrare în sus – nivelurile parter și etajele 1-2) în gruparea seismică de încărcări este de aproximativ 24773 kN. Forțele tăietoare însumate de la baza stâlpilor de la parter, deasupra nivelului teoretic de încastrare, au valoarea de aproximativ 7025 kN, pentru ambele direcții principale ale structurii. Direcțiile principale ale structurii, X și Y sunt indicate în figurile 9.2, 9.3 și 9.4

(prin axele globale ale modelului de calcul efectuat). Rezultatele analizei modale pentru primele 3 de moduri de vibrație, exprimate prin valorile perioadelor proprii de vibrație și factorilor de participare masici sunt prezentate în tabelul 9.1. Primele două moduri de vibrații sunt predominant de translație ,iar cel de-al treilea predominant de torsiune. Formele proprii de vibrație asociate primelor trei moduri fundamentale sunt reprezentate în figurile 9.2, 9.3 si 9.4.

Tabel 9.1 Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație din punct de vedere a participării maselor

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.47	0.00	0.78	0.00	0.78	0.01	0.01
Modal	2	0.45	0.77	0.00	0.77	0.78	0.00	0.01
Modal	3	0.39	0.00	0.00	0.78	0.79	0.80	0.81

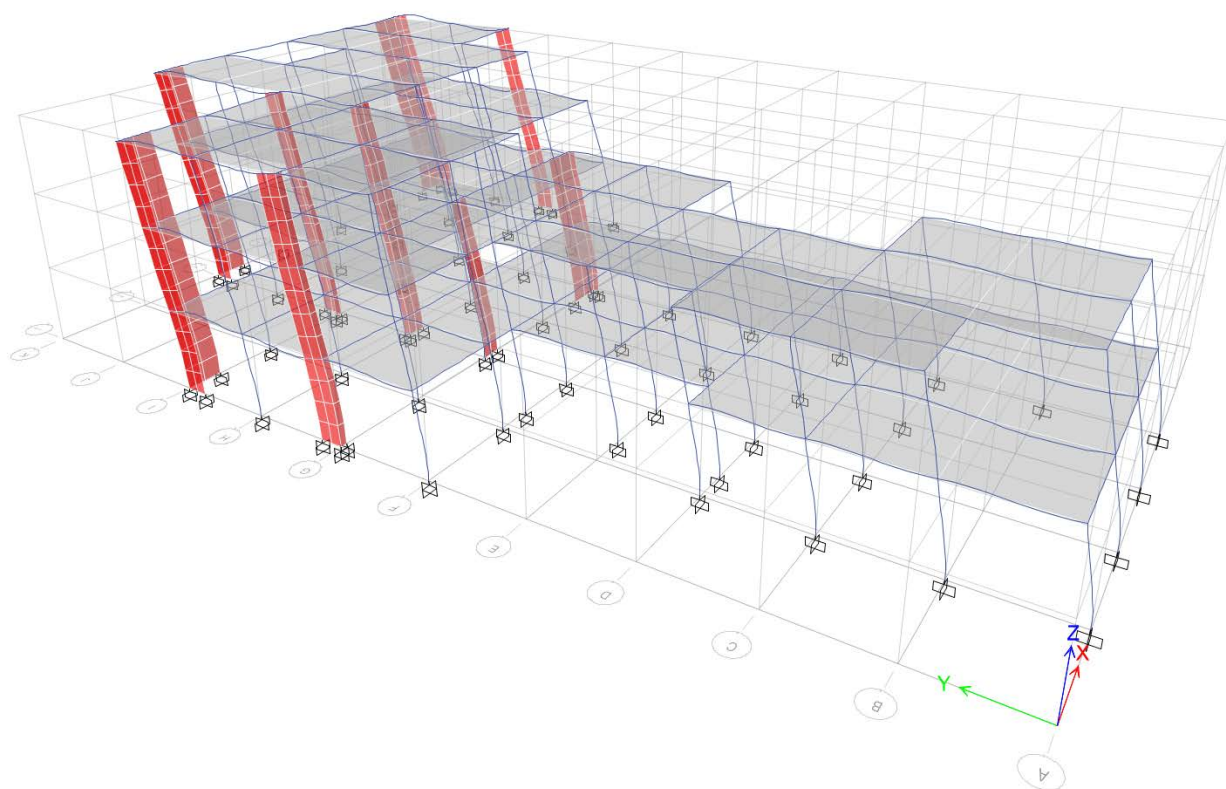


Figura 9.2: Modul 1 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție Y ($T=0.48\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul încadrat la nivelul fundațiilor

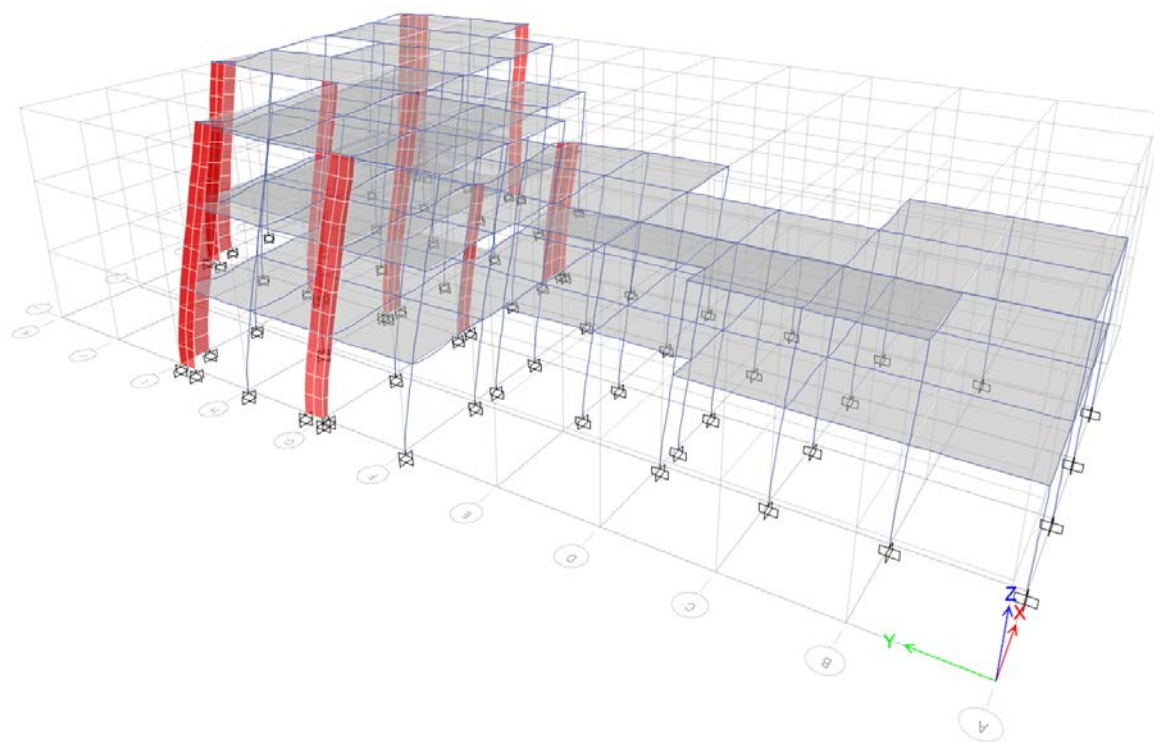


Figura 9.3: Modul 2 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție X ($T=0.45\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

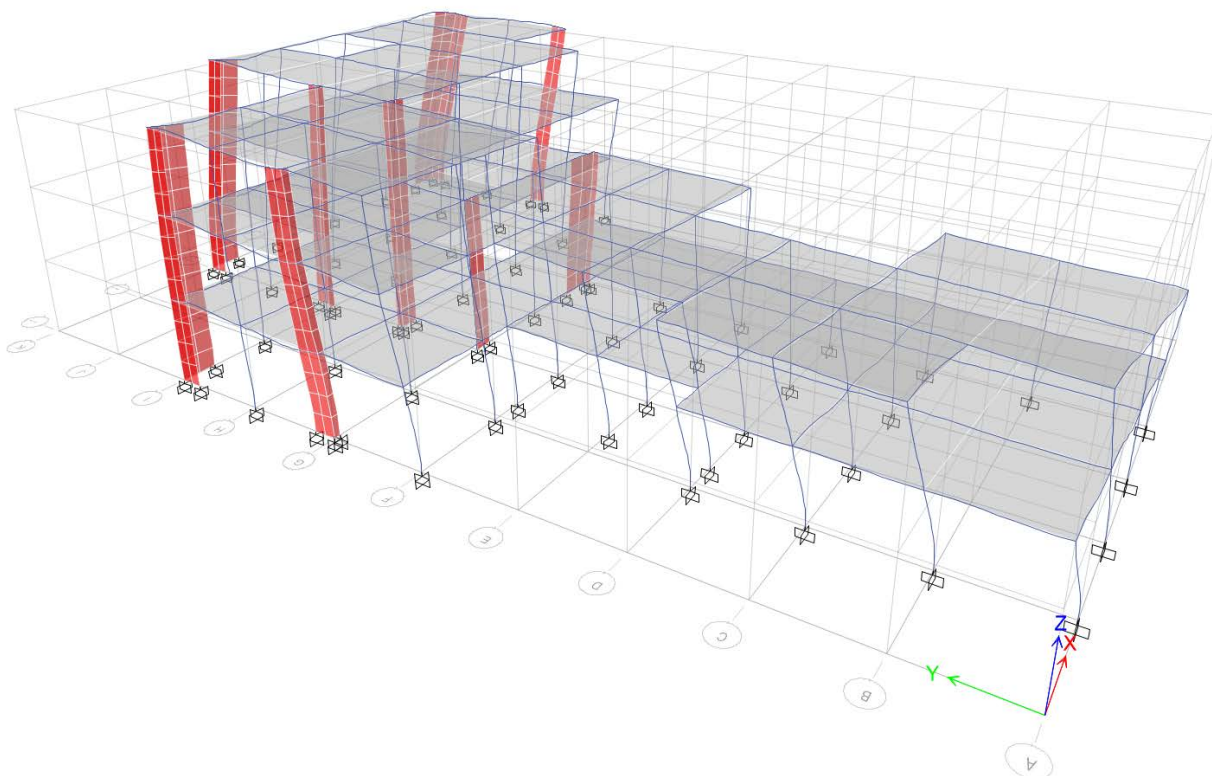


Figura 9.4: Modul 3 fundamental de vibrație - torsiune predominantă ($T=0.39\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

9.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea deplasărilor laterale sub incidența acțiunilor seismice s-a realizat conform Anexei E din codul P100-1/2013. Rigiditățile definite pentru elementele structurale au fost alese conform tabelului E.1, aceasta având valorile de $0.5 E_c I_g$, unde I_g reprezintă momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

Pereții de zidărie (blocuri ceramice sau BCA) ce constituie local elemente de închidere în cadrul clădirii intra în categoria componentelor nestructurale ce contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii și sunt alcătuiți din materiale fragile, atașate structurii, cf. P100-1/2013, Anexa E.

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	$E_c I_g$	$0,5 E_c I_g$
Structuri cu pereți	$0,5 E_c I_g$	
E_c - Modulul de elasticitate al betonului		
I_g - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Componente nestructurale din materiale fragile, atașate structurii	Componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, atașate structurii	Componente nestructurale care, prin natura prinderilor, nu interacționează cu structura sau fără componente nestructurale
Valoarea admisă a deplasării de nivel	$0,005 h$	$0,0075 h$	$0,01 h$
h – înălțimea de nivel			

(Extras din P100-1/2013, Anexa E)



A. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA DE SERVICIU (SLS):

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} < dr^{SLS}_{adm}$$

dr^{SLS} – deplasarea relativa de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

v – factor de reducere ce ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS ($v=0.5$);

q – factor de comportare ($q=3$);

dr^{SLS}_{adm} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLS pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 3,97‰, respectiv 4,71‰. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 5‰.

B. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA ULTIMA:

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} < dr^{ULS}_{adm}$$

dr^{ULS} – deplasarea relative de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

c – factorul de amplificare a deplasărilor evaluat cu relația E.3 din P100-1/2013 ;

q – factor de comportare ($q=3,0$);

dr^{ULS}_{adm} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLU pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 0,79%, respectiv 0,94%. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 2,5% . Pentru situația dată valoarea factorului de amplificare a deplasărilor se limitează superior la valoarea de $c=1,00$.

Rotirile în toate elementele structurale sunt sub valorile limită specificate în tabelul E.3 din P100-1/2013.

9.5. Dimensionarea grinzilor la încovoiere și forța tăietoare

A. Dimensionarea grinzilor la încovoiere:

Pentru determinarea armaturilor longitudinale din grinzi valoarea momentelor încovoietoare maxime au rezultat direct din diagrama înfășurătoare de moment încovoietor (din combinațiile de încărcări seismice, prin utilizarea metodei de calcul

modal cu spectre de răspuns și gruparea fundamentală de încărcări). Dimensionarea armaturii s-a realizat pe baza prescripțiilor din SR EN 1992-1-1:2006 și P100-1/2013.

Procentul minim de armare al grinzilor este cel specificat în P100-1/2013 - (cap. 5.3.4.1.2. (4)).

(4) Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă, $\rho = \frac{A_s}{bd}$, satisface condiția:

$$\rho \geq 0,5(f_{ctm}/f_{yk}) \quad (5.20)$$

în care,

f_{ctm} valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului

f_{yk} valoarea caracteristică a limitei de curgere a oțelului

d înălțimea efectivă a secțiunii.

Valoarea minimă a coeficientului de armare trebuie respectată pe toată deschiderea grinzii.

Pentru grinzile la care s-au înregistrat momente maxime din solicitări seismice, în vederea uniformizării armărilor și obținerii unei soluții tehnice și economice favorabile, s-au acceptat redistribuții ale momentelor încovoietoare de proiectare de până la 20%. Redistributiile s-au realizat între grinzile de pe diferitele niveluri ale clădirii, astfel încât suma momentelor după redistribuire să nu fie mai mică ca suma momentelor înainte de redistribuire. Nu s-au realizat redistribuții ale momentelor din acțiuni gravitaționale. Redistribuția momentelor s-a realizat prin medierea momentelor de proiectare de pe mai multe niveluri ale clădirii, acolo unde valorile momentelor nu diferă semnificativ de la un nivel la altul.

Dimensionarea la încovoiere a grinzilor este redată în tabelele de mai jos.

Armare GRAX 1 / F - G															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}	M st _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}
Etaj2	500	400	117	167	182	1231	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1344	1344	1344
Etaj1	500	400	179	231	232	1029	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1333	1344	1344
Parter	500	400	172	219	234	989	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1345	1344	1344
Σ=			468	617	648				643			702			702

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 1 / G - H															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}	M st _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}
Etaj2	500	400	143	194	138	822	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1344	1344	1344
Etaj1	500	400	222	271	221	1276	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1270	1344	1344
Parter	500	400	218	258	206	1253	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1184	1344	1344
Σ=			583	723	565				643			702			702

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 1 / H - I															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}	M st _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, nec}
Etaj2	500	400	164	155	207	943	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1190	1344	1344
Etaj1	500	400	236	235	282	1356	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1621	1344	1344
Parter	500	400	226	215	268	1299	1231	1231	2020+3016	2020+3016	2020+3016	234	1540	1344	1344
Σ=			626	605	757				643			702			702

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Armare GRAX 2 / A - B														
			Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, negativ}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2														
Etaj1														
Parter	500	400	124	168	174	713	782			966	1090	190	1000	190
Σ=			124	168	174							190		190

f_{ydf}(BST500s)=435

Armare GRAX 2 / B - C																	
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta					
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, nec}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, efst, negativ}	A _{aj, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}	
Etaj1	500	400	112	153	145		644	782		136	879	1090	190	833	1090	2020+3014	190
Parter	500	400	119	174	168		684	782		136	1000	1090	190	966	1090	2020+3014	190
Σ=			231	327	313					272			379				379

f_{ydf}(BST500s)=435

Armare GRAX2 / C - D																	
			Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta					
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv} ^{nec}	A _{aj, pozitiv} ^{ef}	A _{aj} ^{ef, pozitiv}	M _{cap, pozitiv}	A _{aj, negativ} ^{st, nec}	A _{aj} ^{efst, negativ}	A _{aj} ^{efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj} ^{dr, nec}	A _{aj} ^{efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}	
Etaj1	500	400	101	142	147	580	782	782	136	816	1090	2020+3014	190	845	1090	2020+3014	190
Parter	500	400	151	188	200	868	782	782	136	1080	1090	2020+3014	190	1149	1090	2020+3014	190
Σ=			252	330	347				272				379				379

f_{ydf}(BST500s)=435

Armare GRAX 2 / F - G																			
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta				
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, efr, negativ}
Etaj2	500	400	95	183	178	546	829	2020+1016	144	1052	1344	3020+2016	1023	1344	234	1023	1344	3020+2016	234
Etaj1	500	400	145	249	229	833	829	2020+1016	144	1431	1344	3020+2016	1316	1344	234	1316	1344	3020+2016	234
Parter	500	400	150	233	226	862	829	2020+1016	144	1339	1344	3020+2016	1299	1344	234	1299	1344	3020+2016	234
Σ=			390	665	633				433				702		702			3020+2016	702

f_{ydf}(BST500s)=435

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

Armare GRAX 2 / G - H																
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			M ^{dr} _{cap, negativ}	702
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj2	500	400	61	171	151	351	829	2020+1016	144	983	1344	868	1344	234	234	234
Etaj1	500	400	129	230	210	741	829	2020+1016	144	1322	1344	1207	1344	234	234	234
Parter	500	400	107	212	199	615	829	2020+1016	144	1218	1344	1144	1344	234	234	234
Σ=			297	613	560				433		702					702

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 2 / H - I																
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			M ^{dr} _{cap, negativ}	702
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj2	500	400	91	164	173	523	829	2020+1016	144	943	1344	994	1344	234	234	234
Etaj1	500	400	145	220	244	833	829	2020+1016	144	1264	1344	1402	1344	234	234	234
Parter	500	400	145	213	229	833	829	2020+1016	144	1224	1344	1316	1344	234	234	234
Σ=			381	597	646				433		702					702

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 3 / A - C																		
			Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{st^{ed}, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M _{dr^{ed}, negativ}	A _{hi, pozitiv} ^{nec}	A _{ef, pozitiv}	A _{efst} , pozitiv	M _{cap, pozitiv}	A _{st, nec}	A _{efst} , negativ	A _{efst} , negativ	M _{st^{cap}, negativ}	A _{dr, nec}	A _{ef^{dr}} , negativ	M _{dr^{cap}, negativ}	
Etaj2																		
Etaj1	800	700	323	523		540	1061	1570	5020	478	1718	2098	2020+3025	639	1773	2098	2020+3025	
Parter	800	700	375	670		658	1232	1570	5020	478	2200	2098	2020+3025	639	2161	2098	2020+3025	
Σ=			698	1193		1198				956				1278			1278	

f_{ydl}(BST500s)=435

Armare GRAX3 / C - D																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{hi, pozitiv}	A _{ef, pozitiv}	A _{ef, pozitiv}	A _{st, nec}	A _{hi, negativ}	A _{ef, negativ}	A _{ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{hi, negativ}	A _{ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}	
Etaj1	500	400	80	225		172	460	782	2020+1014			1293	2098	2020+3025	989	1090	2020+3014	190
Parter	500	400	139	263		218	799	782	2020+1014			1511	2098	2020+3025	365	1253	2020+3014	190
Σ=			219	488		390			272						730			379

f_{ydl}(BST500s)=435

Armare GRAX 3 / D - E																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{hi, pozitiv}	A _{hi, negativ}	A _{ef, pozitiv}	A _{ef, negativ}	A _{st, nec}	A _{hi, negativ}	A _{ef, negativ}	A _{st, nec}	M st _{cap, negativ}	A _{hi, negativ}	A _{ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	60	153		154	345	782	2020+1014	136	879	1090	2020+3014	190	885	1344	3020+2016	234
Parter	500	400	107	198		198	615	782	2020+1014	136	1138	1090	2020+3014	190	1138	1344	3020+2016	234
Σ=			167	351		352				272				379				468

f_{ydl}(BST500s)=435

Armare GRAX 3 / E - F																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{hi, pozitiv}	A _{hi, negativ}	A _{ef, pozitiv}	A _{ef, negativ}	A _{st, nec}	A _{hi, negativ}	A _{ef, negativ}	A _{st, nec}	M st _{cap, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj1	500	400	119	188		215	684	829	2020+1016	144	1080	1344	3020+2016	234	234			
Parter	500	400	157	225		247	902	829	2020+1016	144	1293	1344	3020+2016	234	234			
Σ=			276	413		462				288				468	468			

f_{ydl}(BST500s)=435

Armare GRAX 3 / F - G															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, negativ}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	110	153	149		829	829	632	2020+1016	3020+2016	234	856	1344	234
Etaj1	500	400	141	246	240		829	829	810	2020+1016	3020+2016	234	1379	1344	234
Parter	500	400	165	256	249		829	829	948	2020+1016	3020+2016	234	1431	1344	234
Σ=			416	655	638					433		702			702

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 3 / G - H															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, negativ}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	45	114	95		829	829	259	2020+1016	3020+2016	234	546	1344	234
Etaj1	500	400	78	185	156		829	829	448	2020+1016	3020+2016	234	897	1344	234
Parter	500	400	77	176	152		829	829	443	2020+1016	3020+2016	234	874	1344	234
Σ=			200	475	403					433		702			702

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 3 / H - I															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, negativ}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	103	152	208		829	829	592	2020+1016	3020+2016	234	1195	1344	234
Etaj1	500	400	166	222	261		829	829	954	2020+1016	3020+2016	234	1500	1344	234
Parter	500	400	164	213	262		829	829	943	2020+1016	3020+2016	234	1506	1344	234
Σ=			433	587	731					433		702			702

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 3 / I - J															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, negativ}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	151	199	141		1231	1231	868	2020+3016	3020+2016	234	810	1344	234
Etaj1	500	400	232	274	228		1231	1231	1333	2020+3016	3020+2016	234	1310	1344	234
Parter	500	400	231	267	215		1231	1231	1328	2020+3016	3020+2016	234	1236	1344	234
Σ=			614	740	584					643		702			702

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 3 / J - K															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, negativ}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	162	153	202		1231	1231	931	2020+3016	3020+2016	234	1161	1344	234
Etaj1	500	400	237	235	280		1231	1231	1362	2020+3016	3020+2016	234	1609	1344	234
Parter	500	400	230	217	271		1231	1231	1322	2020+3016	3020+2016	234	1557	1344	234
Σ=			629	605	753					643		702			702

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Armare GRAX 4 / A - C														
Nivel	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			ds	hr
	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj2														
Etaj1	443	580	589	1455	1570	5020	478	2098	639	1934	2098	639	2020+3025	639
Parter	356	651	646	1169	1570	5020	478	2098	639	2122	2098	639	2020+3025	639
Σ=	799	1231	1235				956		1278			1278		1278

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 4 / C - D														
Nivel	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			ds	hr
	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj1	93	188	131	534	782	2020+1014	136	2098	365	753	1090	190	2020+3014	190
Parter	130	255	220	747	782	2020+1014	136	2098	365	1264	1090	190	2020+3014	190
Σ=	223	443	351				272		730			379		379

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 4 / D - E														
Nivel	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			ds	hr
	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj1	69	122	135	397	782	2020+1014	136	1090	190	776	1090	190	2020+3014	190
Parter	103	203	202	592	782	2020+1014	136	1090	190	1161	1090	190	2020+3014	190
Σ=	172	325	337				272		379			379		379

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 4 / E - F														
Nivel	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			ds	hr
	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj1	69	159	165	397	782	2020+1014	136	1090	190	948	1231	214	2020+3016	214
Parter	106	207	200	609	782	2020+1014	136	1090	190	1149	1231	214	2020+3016	214
Σ=	175	366	365				272		379			428		428

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 4 / F - G														
Nivel	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			ds	hr
	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj1	97	178	177	557	782	2020+1014	136	1023	214	1017	1231	214	2020+3016	214
Parter	146	218	233	839	782	2020+1014	136	1253	214	1339	1231	214	2020+3016	214
Σ=	243	396	410				272		428			428		428

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Armare GR AX 4 / H - I															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}
Etaj2	500	400	79	173	134	454	829	2020+1016	2020+1016	144	144	994	1344	3020+2016	3020
Etaj1	500	400	121	247	182	695	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1420	1344	3020+2016	3020
Parter	500	400	128	229	188	736	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1316	1344	3020+2016	3020
Σ=			328	649	504					433		702			492

f_{yed}(BST500s) = 435

Armare GR AX 4 / I - J															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}
Etaj2	500	400	63	130	117	362	829	2020+1016	2020+1016	144	144	747	942	3020	3020
Etaj1	500	400	85	174	179	489	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1000	942	3020	3020
Parter	500	400	67	163	161	385	829	2020+1016	2020+1016	144	144	937	942	3020	3020
Σ=			215	467	457					433		492			492

f_{yed}(BST500s) = 435

Armare GR AX 4 / J - K															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}
Etaj2	500	400	79	113	142	454	829	2020+1016	2020+1016	144	144	649	942	3020	3020
Etaj1	500	400	126	190	242	724	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1092	942	3020	3020
Parter	500	400	134	187	228	770	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1075	942	3020	3020
Σ=			339	490	612					433		492			702

f_{yed}(BST500s) = 435



Armare GR AX 5 / A - C																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj2																		
Etaj1	500	400	97	136	137		557	782	2Φ20+1Φ14	136	782	1090	190	787	1090	2Φ20+3Φ14	190	
Parter	500	400	146	193	183		839	782	2Φ20+1Φ14	136	1109	1090	190	1052	1090	2Φ20+3Φ14	190	
Σ=			243	329	320					272			379				379	

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 5 / B - C																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	106	140	147		609	782										190
Parter	500	400	114	165	170		655	782		136	948	1090	190	977	1090			190
Σ=			220	305	317					272			379					379

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX 5 / c - D																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Parter	500	400	114	150	141		655	782		136	862	1090	190	810	1090	2Φ20+3Φ14	190	
Σ=			114	150	141					136			190				190	

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX 5 / D - E																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Parter	500	400	96	141	151		552	782		136	810	1090	190	868	1090	2Φ20+3Φ14	190	
Σ=			96	141	151					136			190				190	

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX 5 / E - F																			
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta				
			M _{ed, pozitiv}	M _{st^{ed}, negativ}	M _{dr^{ed}, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	M _{st^{cap}, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M _{dr^{cap}, negativ}				
Etaj1	500	400	111	150	145		638	782				136	862	1090	2Φ20+3Φ14	833	1090	2Φ20+3Φ14	190
Parter	500	400	116	172	166		667	782				136	989	1090	2Φ20+3Φ14	954	1090	2Φ20+3Φ14	190
Σ=			227	322	311							272		379					379

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$



Armare GRAX 5 / F - G														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	83	131	118	477	782	136	1090	2020+3014	190	678	1090	190
Parter	500	400	140	181	185	805	782	136	1040	2020+3014	190	1063	1090	190
Σ=			223	312	303			272			379			379

f_{vd}(BST500s) = 435

Armare GRAX 5 / H - I														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	83	176	137	477	829	144	1011	3020+2016	234	787	942	164
Etaj1	500	400	131	256	190	753	829	144	1471	3020+2016	234	1092	942	164
Parter	500	400	137	238	195	787	829	144	1368	3020+2016	234	1121	942	164
Σ=			351	670	522			433			702			492

f_{vd}(BST500s) = 435

Armare GRAX 5 / I - J														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	62	134	121	356	603	105	770	3020	164	695	942	164
Etaj1	500	400	91	181	186	523	603	105	1040	3020	164	1069	942	164
Parter	500	400	72	168	166	414	603	105	966	3020	164	954	942	164
Σ=			225	483	473			315			492			492

f_{vd}(BST500s) = 435

Armare GRAX 5 / J - K														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	84	117	143	483	829	144	672	3020	164	822	1344	234
Etaj1	500	400	135	198	248	776	829	144	1138	3020	164	1425	1344	234
Parter	500	400	143	194	233	822	829	144	1115	3020	164	1339	1344	234
Σ=			362	509	624			433			492			702

f_{vd}(BST500s) = 435

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Armare GR AX 6 / H - I															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}
Etaj2	500	400	84	156	119	483	829	2020+1016	2020+1016	144	144	897	1344	3020+2016	3020
Etaj1	500	400	138	263	201	793	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1511	1344	3020+2016	3020
Parter	500	400	147	242	198	845	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1391	1344	3020+2016	3020
Σ=			369	661	518					433		702			492

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX 6 / I - J															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}
Etaj2	500	400	62	131	134	356	829	2020+1016	2020+1016	144	144	753	942	3020	3020
Etaj1	500	400	101	196	184	580	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1126	942	3020	3020
Parter	500	400	76	173	170	437	829	2020+1016	2020+1016	144	144	994	942	3020	3020
Σ=			239	500	488					433		492			492

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX 6 / J - K															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}
Etaj2	500	400	88	142	178	506	829	2020+1016	2020+1016	144	144	816	942	3020	3020
Etaj1	500	400	143	198	259	822	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1138	942	3020	3020
Parter	500	400	148	197	241	851	829	2020+1016	2020+1016	144	144	1132	942	3020	3020
Σ=			379	537	678					433		492			702

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$



Armare GR AX 7 / H - I																	
			Eforturi			Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai}	A _{ai}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai}	A _{ai}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}	
Etaj1	500	400	187	225	246	1075	1344	3020+2016	3020+2016	1293	1344	1344	234	1414	1344	234	
Parter	500	400	209	256	260	1201	1344	3020+2016	3020+2016	1471	1344	1344	234	1494	1344	234	
Σ=			396	481	506			468					468			468	

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX 7 / I - J															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, negativ}	A _{ai, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	165	211	149	948	1344	3020+2016	1344	1213	1344	234	856	1344	234
Etaj1	500	400	239	292	239	1374	1344	3020+2016	1344	1678	1344	234	1374	1344	234
Parter	500	400	240	283	223	1379	1344	3020+2016	1344	1626	1344	234	1282	1344	234
Σ=			644	786	611			702				702			702

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX 7 / J - K																
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta				
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, negativ}	A _{ai, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}	
Etaj2	500	400	196	181	235	1126	1344	3020+2016	234	1040	1344	3020+2016	234	1351	1570	273
Etaj1	500	400	285	280	328	1638	1344	3020+2016	234	1609	1344	3020+2016	234	1885	1570	273
Parter	500	400	271	254	309	1557	1344	3020+2016	234	1460	1344	3020+2016	234	1776	1570	273
Σ=			752	715	872			702				702				820

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J; J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Armare GR AX A / 2 - 3														
Nivel	hr	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			M ^{dr} cap, negativ
		M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{efst, negativ}	M st cap, negativ	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	
Parter	500	153	199	215	879	942	164	1144	1344	3Φ20+2Φ16	234	1344	3Φ20+2Φ16	234
Σ=		153	199	215			164				234			234

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX A / 3 - 4														
Nivel	hr	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			M ^{dr} cap, negativ
		M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{efst, negativ}	M st cap, negativ	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	
Etaj1	500	143	182	183	822	942	164	1046	1344	3Φ20+2Φ16	234	1344	3Φ20+2Φ16	234
Parter	500	170	224	223	977	942	164	1287	1344	3Φ20+2Φ16	234	1344	3Φ20+2Φ16	234
Σ=		313	406	406			328				468			468

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX A / 4 - 5														
Nivel	hr	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			M ^{dr} cap, negativ
		M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{efst, negativ}	M st cap, negativ	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	
Etaj1	500	107	160	162	615	942	164	920	1344	3Φ20+2Φ16	234	1344	3Φ20+2Φ16	234
Parter	500	177	226	232	1017	942	164	1299	1344	3Φ20+2Φ16	234	1333	3Φ20+2Φ16	234
Σ=		284	386	394			328				468			468

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$



Armare GR AX C / 2 - 3														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv} ^{nec}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, negativ} ^{st, nec}	A _{aj, negativ} ^{efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ} ^{dr, nec}	A _{aj, negativ} ^{efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	102	176	199	586	829	2020+1016	144	1344	234	1144	3020+2016	234
Parter	500	400	168	253	255	966	829	2020+1016	144	1344	234	1466	3020+2016	234
Σ=			270	429	454				288		468			468

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX C / 3 - 4														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv} ^{nec}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, negativ} ^{st, nec}	A _{aj, negativ} ^{efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ} ^{dr, nec}	A _{aj, negativ} ^{efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	91	198	195	523	829	2020+1016	144	1344	234	1121	3020+2016	234
Parter	500	400	157	250	255	902	829	2020+1016	144	1344	234	1466	3020+2016	234
Σ=			248	448	450				288		468			468

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX C / 4 - 5														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv} ^{nec}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, negativ} ^{st, nec}	A _{aj, negativ} ^{efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ} ^{dr, nec}	A _{aj, negativ} ^{efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	101	159	157	580	829	2020+1016	144	1344	234	902	3020+2016	234
Parter	500	400	163	255	253	937	829	2020+1016	144	1344	234	1454	3020+2016	234
Σ=			264	414	410				288		468			468

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$



Armare GRAX D / 2 - 2'															
			Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	132	138	85	759	1090	2020+3014	190	1250	793	218	489	1250	218
Parter	500	400	226	235	171	1299	1090	2020+3014	190	1250	1351	218	983	1250	218
Σ=			358	373	256				379			435			435

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX D / 2' - 3																	
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, nec}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	M _{cap, pozitiv}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, efst, negativ}	A _{aj, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	120	149	159	690	2020+3014	190	856	1250	1250	3020+2014	218	914	1250	3020+2014	218
Parter	500	400	190	203	221	1092	2020+3014	190	1167	1250	1250	3020+2014	218	1270	1250	3020+2014	218
Σ=			310	352	380			379					435				435

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX D / 3 - 4																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, nec}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, efst, negativ}	A _{aj, efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj1	500	400	106	161	177	609	2020+1014			136	925	1250					218	
Parter	500	400	106	183	208	609	2020+1014	782	782	136	1052	1250	218	1195	1250		218	
Σ=			212	344	385					272			435				435	

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GRAX D / 4 - 5																
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos			Reazem stanga				Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, nec}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Parter	500	400	122	212	197	701	2020+1014	136	1218	1250	3020+2014	218	1132	1250	218	
Σ=			122	212	197			136				218			218	

$$f_{ydf}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX E / 2' - 3																			
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos						Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	M ^{dr} _{cap, negativ}	
Etaj1	500	400	147	168	159	845	1090	2020+3014	190	966	1250	3020+2014	218	914	218	1250	3020+2014	218	
Parter	500	400	216	243	220	1241	1090	2020+3014	190	1397	1250	3020+2014	218	1264	218	1250	3020+2014	218	
Σ=			363	411	379				379				435					435	

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX E / 3 - 4																	
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos					Reazem stanga				Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}
Etaj1	500	400	68	149	158	391	782	2020+1014	136	856	1250	3020+2014	218	908	1250	3020+2014	218
Parter	500	400	98	181	201	563	782	2020+1014	136	1040	1250	3020+2014	218	1155	1250	3020+2014	218
Σ=			166	330	359				272				435				435

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX E / 4 - 5																	
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ}	A _{aj, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	100	146	147	575	782	2020+1014	136	839	1250	3020+2014	218	845	1250	3020+2014	218
Parter	500	400	141	219	227	810	782	2020+1014	136	1259	1250	3020+2014	218	1305	1250	3020+2014	218
Σ=			241	365	374				272				435				435

$$f_{yd}(BST500s) = 435$$



Armare GR AX F / 1 - 2															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{st, ed, negativ}	M _{dr, ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, nec}	A _{ai, poz, nec}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, ef, negativ}	M _{st, cap, negativ}	M _{dr, cap, negativ}
Etaj2	500	400	121	173	153	782	2020+1014	782	695	136	136	994	1250	218	218
Etaj1	500	400	153	214	181	879	2020+1014	782	879	136	136	1230	1250	218	218
Parter	500	400	131	183	154	753	2020+1014	782	753	136	136	1052	1250	218	218
Σ=			405	570	488					408				653	653

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX F / 2 - 2'															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{st, ed, negativ}	M _{dr, ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, nec}	A _{ai, poz, nec}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, ef, negativ}	M _{st, cap, negativ}	M _{dr, cap, negativ}
Etaj2	500	400	85	103	52	1090	2020+3014	1090	489	190	190	592	1250	218	218
Etaj1	500	400	181	181	154	1052	2020+3014	1090	1052	190	190	1040	1250	218	218
Parter	500	400	160	174	161	920	2020+3014	1090	920	190	190	1000	1250	218	218
Σ=			428	458	367					569				653	653

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX F / 2' - 3															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{st, ed, negativ}	M _{dr, ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, nec}	A _{ai, poz, nec}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, ef, negativ}	M _{st, cap, negativ}	M _{dr, cap, negativ}
Etaj2	500	400	176	142	175	1011	2020+3014	1090	1011	190	190	816	1250	218	218
Etaj1	500	400	201	213	248	1155	2020+3014	1090	1155	190	190	1224	1250	218	218
Parter	500	400	191	197	229	1098	2020+3014	1090	1098	190	190	1132	1250	218	218
Σ=			568	552	652					569				653	653

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX F / 3 - 4															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{st, ed, negativ}	M _{dr, ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, nec}	A _{ai, poz, nec}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, ef, negativ}	M _{st, cap, negativ}	M _{dr, cap, negativ}
Etaj1	500	400	95	198	180	546	2020+1014	782	546	136	136	1138	1250	218	218
Parter	500	400	106	201	199	609	2020+1014	782	609	136	136	1155	1250	218	218
Σ=			201	399	379					272				435	435

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX F / 4 - 5															
Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{st, ed, negativ}	M _{dr, ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, nec}	A _{ai, poz, nec}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, ef, negativ}	M _{st, cap, negativ}	M _{dr, cap, negativ}
Etaj1	500	400	99	173	176	569	2020+1014	782	569	136	136	994	1250	218	218
Parter	500	400	136	210	220	782	2020+1014	782	782	136	136	1207	1250	218	218
Σ=			235	383	396					272				435	435

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

Armare GRAX G / 1 - 2														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	88	149	177	506	782	2020+1014	856	1250	218	1017	1250	218
Etaj1	500	400	138	225	222	793	782	2020+1014	1293	1250	218	1276	1250	218
Parter	500	400	120	192	196	690	782	2020+1014	1103	1250	218	1126	1250	218
Σ=			346	566	595						653			653

f_{ydf}(BST500s) = 435

Armare GRAX G / 2 - 3														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	110	196	192	632	942	3020	1126	1250	218	1103	1570	273
Etaj1	500	400	176	247	283	1011	942	3020	1420	1250	218	1626	1570	273
Parter	500	400	162	226	264	931	942	3020	1299	1250	218	1517	1570	273
Σ=			448	669	739						653			820

f_{ydf}(BST500s) = 435

Armare GRAX G / 3 - 4														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	148	217	151	851	942	3020	1247	1570	273	868	1570	273
Parter	500	400	183	246	193	1052	942	3020	1414	1570	273	1109	1570	273
Σ=			331	463	344						546			546

f_{ydf}(BST500s) = 435

Armare GRAX G / 4 - 5														
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga			Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv}	A _{aj, ef, pozitiv}	A _{aj, ef, negativ}	A _{aj, st, nec}	A _{aj, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, dr, nec}	A _{aj, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	246	201	270	1414	1570	5020	1155	1570	273	1552	1570	273
Parter	500	400	270	243	294	1552	1570	5020	1397	1570	273	1690	1570	273
Σ=			516	444	564						546			546

f_{ydf}(BST500s) = 435

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J; J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Armare GR AX H / 1 - 2																		
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si}	M _{cap, pozitiv}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si}	M st _{cap, negativ}	A _{si, negativ}	A _{si}	M ^{dr} _{cap, negativ}	A _{si}
Etaj2	500	400	92	177	161	529	782	2020+1014	136	1017	1250	3020+2014	218	925	1250	3020+2014	218	
Etaj1	500	400	135	241	209	776	782	2020+1014	136	1385	1250	3020+2014	218	1201	1250	3020+2014	218	
Parter	500	400	117	202	187	672	782	2020+1014	136	1161	1250	3020+2014	218	1075	1250	3020+2014	218	
Σ=			344	620	557				408				653				653	

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX H / 2 - 3																	
Nivel	hr	ds	Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si}	M _{cap, pozitiv}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si}	M st _{cap, negativ}	A _{si, negativ}	A _{si}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	100	182	221	221	575	782	2020+1014	136	1046	1250	3020+2014	218	1270	1570	273
Etaj1	500	400	154	230	272	272	885	782	2020+1014	136	1322	1250	3020+2014	218	1563	1570	273
Parter	500	400	132	205	238	238	759	782	2020+1014	136	1178	1250	3020+2014	218	1368	1570	273
Σ=			386	617	731	731			408					653			820

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$

Armare GR AX H / 3 - 4																				
			Eforturi				Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta					
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si}	A _{si, pozitiv}	A _{si, negativ}	A _{si}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{si, negativ}	A _{si}	A _{si, negativ}	A _{si}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	149	192	164	164	856	1090	1090	2020+3014	190	1103	1570	5020	273	943	1570	5020	273	
Etaj1	500	400	202	263	234	234	1161	1090	1090	2020+3014	190	1511	1570	5020	273	1345	1570	5020	273	
Parter	500	400	174	237	205	205	1000	1090	1090	2020+3014	190	1362	1570	5020	273	1178	1570	5020	273	
Σ=			525	692	603	603				569			820						820	

$$f_{ydl}(BST500s) = 435$$



Armare GRAX H / 4 - 5														
Eforturi					Armare jos					Reazem stanga				
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M st _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	62	118	128	356	782	2020+1014	782	136	136	942	942	164
Etaj1	500	400	128	177	180	736	782	2020+1014	782	136	136	942	942	164
Parter	500	400	95	150	156	546	782	2020+1014	782	136	136	942	942	164
Σ=			285	445	464					408				492

f_{yd}(BST500s) = 435

Armare GRAX H / 5 - 6														
Eforturi					Armare jos					Reazem stanga				
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M st _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	108	144	150	621	782	2020+1014	782	136	136	942	942	164
Etaj1	500	400	126	175	180	724	782	2020+1014	782	136	136	942	942	164
Parter	500	400	100	156	154	575	782	2020+1014	782	136	136	942	942	164
Σ=			334	475	484					408				492

f_{yd}(BST500s) = 435

Armare GRAX H / 6 - 7														
Eforturi					Armare jos					Reazem stanga				
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M st _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	121	175	172	695	782	2020+1014	782	136	136	942	942	218
Parter	500	400	134	170	184	770	782	2020+1014	782	136	136	942	942	218
Σ=			255	345	356					272				435

f_{yd}(BST500s) = 435

Armare GRAX I / 1 - 2														
Eforturi					Armare jos					Reazem stanga				
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M st _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	228	268	201	1310	1570	5020	1570	273	273	1155	1570	273
Etaj1	500	400	304	351	287	1747	1570	5020	1570	273	273	1649	1570	273
Parter	500	400	261	297	243	1500	1570	5020	1570	273	273	1397	1570	273
Σ=			793	916	731					820				820

f_{yd}(BST500s) = 435

Armare GRAX I / 2 - 3														
Eforturi					Armare jos					Reazem stanga				
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M _{cap, pozitiv}	M _{cap, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, negativ}	M st _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	78	108	123	448	942	3020	942	164	164	942	942	164
Etaj1	500	400	135	168	185	776	942	3020	942	164	164	1063	942	164
Parter	500	400	111	137	155	638	942	3020	942	164	164	891	942	164
Σ=			324	413	463					492				492

f_{yd}(BST500s) = 435

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro



URBAN
SCOPE

Armare GRAX K / 3 - 4																	
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, nec}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, ef, negativ}	A _{ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, ef, negativ}	A _{ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	231	271	194	1328	1570	5020	273	1557	1570	5020	273	1115	1570	5020	273
Etaj1	500	400	312	349	296	1793	1570	5020	273	2006	1570	5020	273	1701	1570	5020	273
Parter	500	400	259	289	240	1489	1570	5020	273	1661	1570	5020	273	1379	1570	5020	273
Σ=			802	909	730				820				820				820

f_{yed}(BST500s) = 435

Armare GRAX K / 4 - 5																	
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M st _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, negativ}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj2	500	400	81	82	110	466	942	942	164	471	942	164	632	942	164		
Etaj1	500	400	120	165	181	690	942	942	164	948	942	164	1040	942	164		
Parter	500	400	86	124	144	494	942	942	164	713	942	164	828	942	164		
Σ=			287	371	435				492			492			492		

f_{yed}(BST500s) = 435

Armare GRAX K / 5 - 6																	
			Eforturi			Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, pozitiv} ^{nec}	A _{ai, pozitiv} ^{ef}	A _{ai} ^{ef, pozitiv}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, negativ} ^{st, nec}	A _{ai} ^{efst, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{ai, negativ} ^{dr, nec}	A _{ai} ^{efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}		
Etaj2	500	400	69	124	105	397	942	3φ20	164	713	942	164	603	942	164		
Etaj1	500	400	118	182	158	678	942	3φ20	164	1046	942	164	908	942	164		
Parter	500	400	86	144	123	494	942	3φ20	164	828	942	164	707	942	164		
Σ=			273	450	386				492			492			492		

f_{yed}(BST500s) = 435

Armare GRAX K / 6 - 7																	
			Eforturi			Armare jos				Reazem stanga				Reazem dreapta			
Nivel	hr	ds	M _{ed, pozitiv}	M _{st, ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{ai, nec}	A _{ai, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	A _{ai, ef, pozitiv}	M _{cap, pozitiv}	A _{ai, st, nec}	A _{ai, efst, negativ}	A _{ai, efst, negativ}	M _{st, cap, negativ}	A _{ai, dr, nec}	A _{ai, efdr, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj2	500	400	233	205	273	1339	1570	5020	273	1178	1570	5020	1570	273	1569	1570	273
Etaj1	500	400	308	289	353	1770	1570	5020	273	1661	1570	5020	1570	273	2029	1570	273
Parter	500	400	257	239	289	1477	1570	5020	273	1374	1570	5020	1570	273	1661	1570	273
Σ=			798	733	915				820					820			820

f_{yed}(BST500s) = 435

Armare GRAX K / 3 - 4															
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga				Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv} ^{nec}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, negativ} ^{st, nec}	A _{aj, negativ} ^{ef, negativ}	A _{aj, negativ} ^{ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ} ^{dr, nec}	A _{aj, negativ} ^{ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	103	145	138	592	942	942	833	942	942	164	793	942	164
Parter	500	400	151	194	182	868	942	942	1115	942	942	164	1046	942	164
Σ=			254	339	320							328			328

$$f_{ydf}(BST500s)=435$$

Armare GRAX K / 4 - 5															
Nivel	hr	ds	Eforturi			Armare jos			Reazem stanga				Reazem dreapta		
			M _{ed, pozitiv}	M _{ed, negativ}	M ^{dr} _{ed, negativ}	A _{aj, pozitiv} ^{nec}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, pozitiv} ^{ef, pozitiv}	A _{aj, negativ} ^{st, nec}	A _{aj, negativ} ^{ef, negativ}	A _{aj, negativ} ^{ef, negativ}	M st _{cap, negativ}	A _{aj, negativ} ^{dr, nec}	A _{aj, negativ} ^{ef, negativ}	M ^{dr} _{cap, negativ}
Etaj1	500	400	122	150	155	701	942	942	862	942	942	164	891	942	164
Parter	500	400	154	185	192	885	942	942	1063	942	942	164	1103	942	164
Σ=			276	335	347							328			328

$$f_{ydf}(BST500s)=435$$



B. Dimensionarea grinzilor la forța tăietoare:

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din combinația seismică de proiectare și momentele de la extremitățile grinzii corespunzând formării articulațiilor plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod, după caz, pentru fiecare sens de acțiune seismică.

Prin modul de detaliere a grinzilor, cu înădădire în câmp după zona plastică și dispunerea de bare flotante în câmpul grinzilor solicitate la eforturi importante din acțiuni gravitaționale s-a încercat dirijarea zonelor plastice spre capetele grinzilor. La fiecare secțiune de capăt ale grinzilor, s-au calculat două valori ale forțelor tăietoare, maximă $V_{Ed,max}$ și minimă $V_{Ed,min}$, corespunzătoare valorilor maxime absolute ale momentelor pozitive și negative $M_{db,i}$ care se dezvoltă la capetele grinzilor. Pentru calculul etrierilor se va considera valoarea maximă.

Determinarea cantității armaturii transversale s-a realizat utilizând modelul de grindă cu zabrele și relațiile propuse de SR EN 1992-1-1. Calculul la forța tăietoare presupune verificarea diagonalei comprimate de beton și determinarea necesarului de armatură transversală.

Verificările grinzilor la forța tăietoare sunt redată în tabelele de mai jos. Distanțele dintre etrieri specificate în tabele sunt cu valorile maxime. Din condiții constructive și pentru a respecta cerințele minime de ductilitate din zonele critice distanțele dintre etrieri pot avea în planuri valori mai mici. Dimensionarea grinzilor la forța tăietoare este indicată în tabelele de mai jos.



Grinda reala	b [mm]	d [mm]	V _{max,d} [kN]	V _{max,l} [kN]	V _{max,r} [kN]	ξ _i	τ _i	2ξ _i	Verificare _i	ξ _i	τ _i	2ξ _i	Verificare _i	α	AS _{l,rec} [mm ²]	Amare _i	(A _{sv} ξ _i) _{min}	s [mm]	A _{sv,rec} [mm ²]	Armare	A _{svet} [mm ²]	V _{red,s} [kN]	V _{max,s} [kN]	R _L V
A/2-3	300	450	-142	70	146	-0.493	0.79	1.51	SREN	-0.45	0.81	1.55	SREN	0	NU	φ	0.83	100	83	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.21
A/3-4	300	450	-140	72	138	-0.515	0.78	1.49	SREN	-0.54	0.77	1.46	SREN	0	NU	φ	0.80	100	80	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.26
A/4-5	300	450	-138	74	140	-0.537	0.77	1.46	SREN	-0.51	0.78	1.49	SREN	0	NU	φ	0.80	100	80	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.26
C/2-3	300	450	-157	45	160	-0.286	0.87	1.71	SREN	-0.26	0.89	1.74	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.11
C/3-4	300	450	-157	45	160	-0.286	0.87	1.71	SREN	-0.26	0.89	1.74	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.11
C/4-5	300	450	-165	37	162	-0.224	0.92	1.78	SREN	-0.25	0.90	1.75	SREN	0	NU	φ	0.94	100	94	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.07
D/2-3	300	450	-414	400	413	-0.966	2.30	1.03	INCLINAT	-0.97	2.30	1.03	INCLINAT	45	336.7	1 φ 22	2.35	100	235	2 ram φ 12 + 1 ram φ 10	305	537	642	1.30
D/3-3	300	450	-213	137	204	-0.642	1.18	1.36	SREN	-0.72	1.13	1.28	SREN	0	NU	φ	1.21	100	121	2 ram φ 10 + ram φ	157	277	642	1.30
D/3-4	300	450	-147	41	157	-0.28	0.82	1.72	SREN	-0.20	0.87	1.80	SREN	0	NU	φ	0.89	100	89	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.13
D/4-5	300	450	-166	22	156	-0.134	0.92	1.87	SREN	-0.21	0.87	1.79	SREN	0	NU	φ	0.94	100	94	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.06
E/3-3	300	450	-202	148	203	-0.732	1.12	1.27	SREN	-0.72	1.13	1.28	SREN	0	NU	φ	1.15	100	115	2 ram φ 10 + ram φ	157	277	642	1.37
E/3-4	300	450	-149	39	155	-0.263	0.83	1.74	SREN	-0.21	0.86	1.79	SREN	0	NU	φ	0.88	100	88	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.14
E/4-5	300	450	-159	29	154	-0.184	0.89	1.82	SREN	-0.22	0.86	1.78	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.11
F/1-2	300	450	-128	60	126	-0.47	0.71	1.53	SREN	-0.49	0.70	1.51	SREN	0	NU	φ	0.73	100	73	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.38
F/2-3	300	450	-410	404	417	-0.985	2.28	1.01	INCLINAT	-0.95	2.32	1.05	INCLINAT	45	339.1	1 φ 22	2.37	100	237	2 ram φ 12 + 1 ram φ 10	305	537	642	1.29
F/3-3	300	450	-210	140	206	-0.666	1.16	1.33	SREN	-0.70	1.14	1.30	SREN	0	NU	φ	1.19	100	119	2 ram φ 10 + ram φ	157	277	642	1.32
F/3-4	300	450	-152	36	152	-0.238	0.85	1.76	SREN	-0.24	0.85	1.76	SREN	0	NU	φ	0.86	100	86	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.16
F/4-5	300	450	-154	34	150	-0.222	0.86	1.78	SREN	-0.25	0.84	1.75	SREN	0	NU	φ	0.88	100	88	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.15
G/1-2	300	450	-151	41	155	-0.274	0.84	1.73	SREN	-0.24	0.86	1.76	SREN	0	NU	φ	0.88	100	88	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.14
G/2-3	300	450	-159	60	176	-0.376	0.88	1.62	SREN	-0.24	0.88	1.76	SREN	0	NU	φ	1.00	100	100	2 ram φ 10 + ram φ	157	277	642	1.58
G/3-4	300	450	-196	88	176	-0.449	1.09	1.55	SREN	-0.61	0.98	1.39	SREN	0	NU	φ	1.11	100	111	2 ram φ 10 + ram φ	157	277	642	1.41
G/4-5	300	450	-252	216	261	-0.857	1.40	1.14	INCLINAT	-0.79	1.45	1.21	INCLINAT	45	212.4	1 φ 20	1.48	100	148	2 ram φ 10 + 1 ram φ 10	236	415	642	1.59
H/1-2	300	450	-151	37	153	-0.247	0.84	1.75	SREN	-0.23	0.85	1.77	SREN	0	NU	φ	0.87	100	87	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.16
H/2-3	300	450	-149	43	160	-0.291	0.83	1.71	SREN	-0.20	0.89	1.80	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 10 + ram φ	157	277	642	1.72
H/3-4	300	450	-203	97	185	-0.478	1.13	1.52	SREN	-0.62	1.03	1.38	SREN	0	NU	φ	1.15	100	115	2 ram φ 10 + ram φ	157	277	642	1.36
H/4-5	300	450	-118	42	118	-0.356	0.66	1.64	SREN	-0.36	0.66	1.64	SREN	0	NU	φ	0.67	100	67	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.50
H/5-6	300	450	-113	47	113	-0.416	0.63	1.58	SREN	-0.42	0.63	1.58	SREN	0	NU	φ	0.64	100	64	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.57
H/6-7	300	450	-128	60	126	-0.47	0.71	1.53	SREN	-0.49	0.70	1.51	SREN	0	NU	φ	0.73	100	73	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.38
I/1-2	300	450	-257	195	242	-0.759	1.43	1.24	INCLINAT	-0.87	1.35	1.13	INCLINAT	45	209.0	1 φ 20	1.46	100	146	2 ram φ 10 + 1 ram φ 10	236	415	642	1.61
I/2-3	300	450	-122	56	122	-0.461	0.68	1.54	SREN	-0.46	0.68	1.54	SREN	0	NU	φ	0.70	100	70	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.45
K/3-4	300	450	-263	205	250	-0.78	1.46	1.22	INCLINAT	-0.87	1.39	1.13	INCLINAT	45	214.0	1 φ 20	1.49	100	149	2 ram φ 10 + 1 ram φ 10	236	415	642	1.58
K/4-5	300	450	-119	55	121	-0.464	0.66	1.54	SREN	-0.44	0.67	1.56	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.46
K/5-6	300	450	-121	53	119	-0.44	0.67	1.56	SREN	-0.46	0.66	1.54	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ	101	177	642	1.46
K/6-7	300	450	-249	219	263	-0.88	1.38	1.12	INCLINAT	-0.78	1.46	1.22	INCLINAT	45	214.0	1 φ 20	1.49	100	149	2 ram φ 10 + 1 ram φ 10	236	415	642	1.58

Grinda reala	Grinda ETABS	b [mm]	d [mm]	V _{max} [kN]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	V _{min} [kN]	ξ	τ _i	2ξ _i	Verificare _i	ξ	τ _i	2ξ _i	Verificare _i	α	A _{s,rec} [mm ²]	Armure _i	(A _{sv} /s) _{min}	s [mm]	A _{sv,rec} [mm ²]	Armure	A _{sv,ef} [mm ²]	V _{red,s} [kN]	V _{red,max} [kN]	R _v
1/F-G	821	300	450	-147	79	147	-79	-0.538	0.82	1.46	SREN	-0.54	0.82	1.46	SREN	0	NU	φ	0.84	100	84	2 ram φ 8 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	101	177	642	1.20
1/G-H	888	300	450	-182	116	173	-125	-0.638	1.01	1.36	SREN	-0.72	0.96	1.28	SREN	0	NU	φ	1.04	100	104	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	277	642	1.52
1/H-I	895	300	450	-173	125	183	-115	-0.723	0.96	1.28	SREN	-0.63	1.02	1.37	SREN	0	NU	φ	1.04	100	104	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	277	642	1.51
2/A-B	829	300	450	-123	51	127	-47	-0.414	0.68	1.59	SREN	-0.37	0.70	1.63	SREN	0	NU	φ	0.72	100	72	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.40
2/B-C	828	300	450	-122	52	118	-56	-0.426	0.68	1.57	SREN	-0.47	0.65	1.53	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.45
2/C-D	827	300	450	-121	53	119	-55	-0.437	0.67	1.56	SREN	-0.46	0.66	1.54	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.47
2/F-G	850	300	450	-157	45	161	-41	-0.286	0.87	1.71	SREN	-0.25	0.89	1.75	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.10
2/G-H	851	300	450	-160	42	157	-45	-0.262	0.89	1.74	SREN	-0.29	0.87	1.71	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
2/H-I	849	300	450	-160	42	157	-45	-0.262	0.89	1.74	SREN	-0.29	0.87	1.71	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
3/D-E	825	300	450	-116	58	119	-55	-0.502	0.65	1.50	SREN	-0.46	0.66	1.54	SREN	0	NU	φ	0.68	100	68	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.48
3/E-F	824	300	450	-120	54	115	-59	-0.452	0.67	1.55	SREN	-0.51	0.64	1.49	SREN	0	NU	φ	0.68	100	68	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.47
3/A-C	881	300	750	-320	-32	316	28	0.095	1.07	2.10	SREN	0.09	1.05	2.09	SREN	0	NU	φ	1.09	100	109	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	461	1069	1.44
3/C-D	874	300	450	-201	25	140	-86	-0.124	1.12	1.88	SREN	-0.61	0.78	1.39	SREN	0	NU	φ	1.14	100	114	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	277	642	1.38
3/D-E	873	300	450	-142	44	154	-32	-0.308	0.79	1.69	SREN	-0.21	0.85	1.79	SREN	0	NU	φ	0.87	100	87	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.15
3/E-F	872	300	450	-157	49	159	-47	-0.313	0.87	1.69	SREN	-0.30	0.88	1.70	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
3/F-G	871	300	450	-160	46	160	-46	-0.288	0.89	1.71	SREN	-0.29	0.89	1.71	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
3/G-H	812	300	450	-153	39	147	-45	-0.253	0.85	1.75	SREN	-0.30	0.81	1.70	SREN	0	NU	φ	0.87	100	87	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.16
3/H-I	8104	300	450	-159	37	153	-43	-0.231	0.88	1.77	SREN	-0.28	0.85	1.72	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.12
3/I-J	852	300	450	-162	98	154	-106	-0.604	0.90	1.40	SREN	-0.69	0.88	1.41	SREN	0	NU	φ	0.92	100	92	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.10
3/J-K	892	300	450	-150	102	159	-93	-0.68	0.83	1.32	SREN	-0.59	0.88	1.31	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
4/A-C	882	300	750	-310	-22	312	24	0.07	1.03	2.07	SREN	0.08	1.04	2.08	SREN	0	NU	φ	1.06	100	106	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	461	1069	1.48
4/C-D	878	300	450	-203	23	147	-79	-0.113	1.13	1.89	SREN	-0.54	0.82	1.46	SREN	0	NU	φ	1.15	100	115	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	277	642	1.36
4/D-E	877	300	450	-150	24	148	-26	-0.159	0.83	1.84	SREN	-0.18	0.82	1.82	SREN	0	NU	φ	0.85	100	85	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.18
4/E-F	876	300	450	-146	34	150	-30	-0.236	0.81	1.76	SREN	-0.20	0.84	1.80	SREN	0	NU	φ	0.85	100	85	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.18
4/F-G	875	300	450	-152	34	149	-37	-0.226	0.85	1.77	SREN	-0.25	0.83	1.75	SREN	0	NU	φ	0.87	100	87	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.16
4/H-I	839	300	450	-164	38	163	-39	-0.231	0.91	1.77	SREN	-0.24	0.90	1.76	SREN	0	NU	φ	0.93	100	93	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.08
4/J-K	840	300	450	-159	43	158	-44	-0.27	0.88	1.73	SREN	-0.28	0.88	1.72	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
4/J-K	841	300	450	-158	44	159	-43	-0.278	0.88	1.72	SREN	-0.27	0.88	1.73	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
5/A-B	833	300	450	-119	55	121	-53	-0.462	0.66	1.54	SREN	-0.44	0.67	1.56	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.47
5/B-C	834	300	450	-119	55	121	-53	-0.462	0.66	1.54	SREN	-0.44	0.67	1.56	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.47
5/C-D	835	300	450	-123	51	127	-47	-0.414	0.68	1.59	SREN	-0.37	0.70	1.63	SREN	0	NU	φ	0.72	100	72	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.40
5/D-E	836	300	450	-126	48	123	-51	-0.38	0.70	1.62	SREN	-0.41	0.68	1.59	SREN	0	NU	φ	0.71	100	71	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.41
5/E-F	837	300	450	-121	53	119	-55	-0.437	0.67	1.56	SREN	-0.46	0.66	1.54	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.47
5/F-G	84	300	450	-122	56	121	-57	-0.458	0.68	1.54	SREN	-0.47	0.67	1.53	SREN	0	NU	φ	0.69	100	69	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.45
5/H-I	844	300	450	-164	19	144	-39	-0.117	0.91	1.88	SREN	-0.27	0.80	1.73	SREN	0	NU	φ	0.93	100	93	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.08
5/I-J	843	300	450	-140	24	139	-25	-0.173	0.78	1.83	SREN	-0.18	0.77	1.82	SREN	0	NU	φ	0.80	100	80	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.26
5/J-K	842	300	450	-140	43	159	-24	-0.306	0.78	1.69	SREN	-0.15	0.88	1.85	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
6/H-I	845	300	450	-160	23	139	-44	-0.145	0.89	1.85	SREN	-0.32	0.77	1.68	SREN	0	NU	φ	0.91	100	91	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
6/I-J	846	300	450	-140	24	139	-25	-0.173	0.78	1.83	SREN	-0.18	0.77	1.82	SREN	0	NU	φ	0.80	100	80	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.26
6/J-K	847	300	450	-139	44	159	-24	-0.315	0.77	1.68	SREN	-0.15	0.88	1.85	SREN	0	NU	φ	0.90	100	90	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.11
7/H-I	87	300	450	-154	82	150	-86	-0.533	0.86	1.47	SREN	-0.57	0.83	1.43	SREN	0	NU	φ	0.88	100	88	2 ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8 + ram φ 8	101	177	642	1.15
7/I-J	887	300	450	-189	123	180	-132	-0.651	1.05	1.35	SREN	-0.73	1.00	1.27	SREN	0	NU	φ	1.07	100	107	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	277	642	1.46
7/J-K	893	300	450	-181	131	189	-123	-0.724	1.01	1.28	SREN	-0.65	1.05	1.35	SREN	0	NU	φ	1.07	100	107	2 ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10 + ram φ 10	157	277	642	1.46

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

9.6. Dimensionarea elementelor verticale

Dimensionarea armaturii verticale din stalpi. Verificarea mecanismului structural de disipare a energiei seismice:

La fiecare nod grinda-stalp s-a urmarit dirijarea articulatiilor plastice la capetele grinzilor. S-a realizat un calcul static neliniar de tip PUSHOVER pe intreaga structura atribuind articulatii plastice de tip moment grinzilor si de tip moment - forta axiala stalpilor. S-a urmarit verificarea structurii prin propunerea unei armari ce respecta mecanismul de plastificare al structurii si indeplinirea cerintei de deplasare. Armariile propuse respecta procentul minim de 1%, impus de P100-1/2013, pentru clasa H de ductilitate.

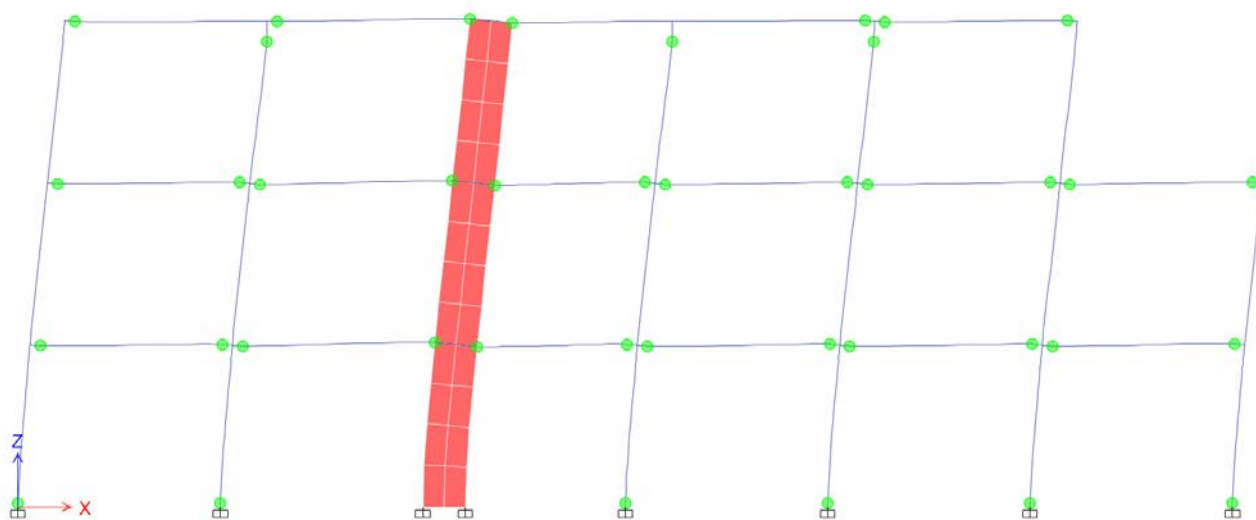


Fig. 9.5. : Mecanismul de plastificare al structurii ce presupune dirijarea articulatiilor plastice la capetele grinzilor si la baza stalpilor de la parter, elevatia H

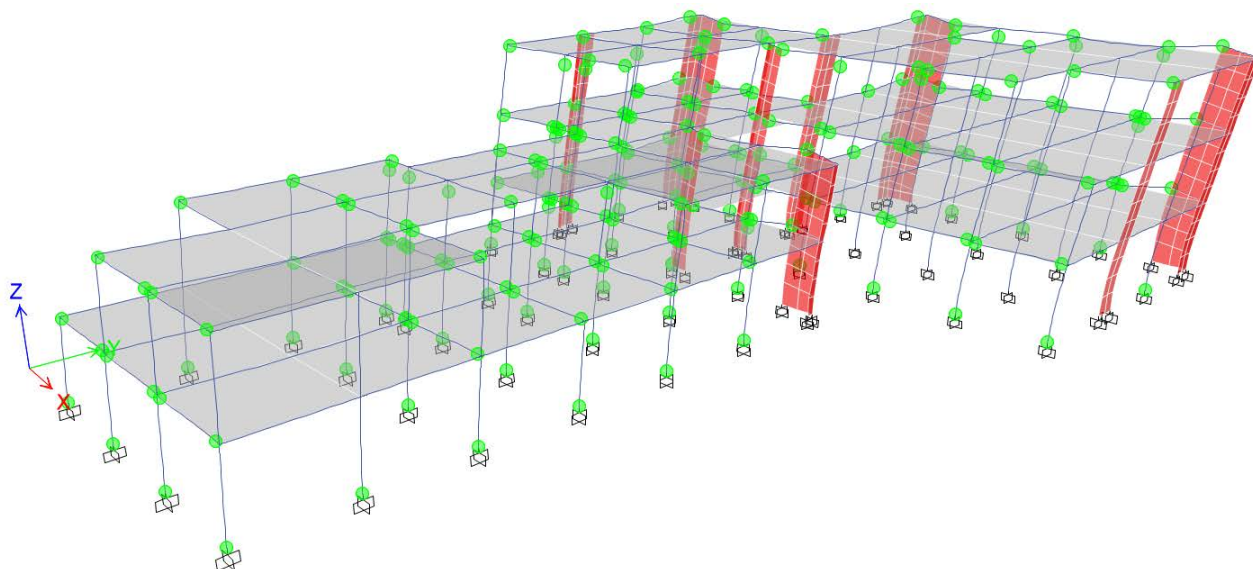


Fig. 9.6. : Mecanismul de plastificare al structurii directia X - vedere 3D

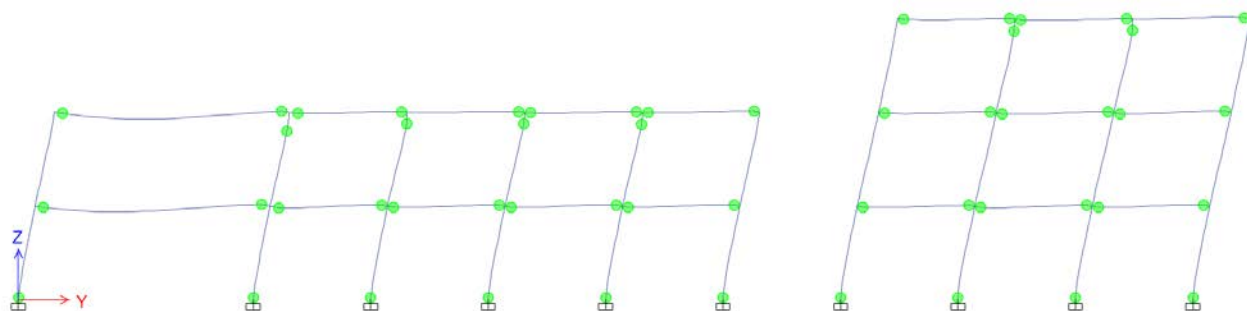


Fig. 9.7. : Mecanismul de plastificare al structurii ce presupune dirijarea articulatiilor plastice la capetele grinzilor si la baza stalpilor de la parter, elevatia 4

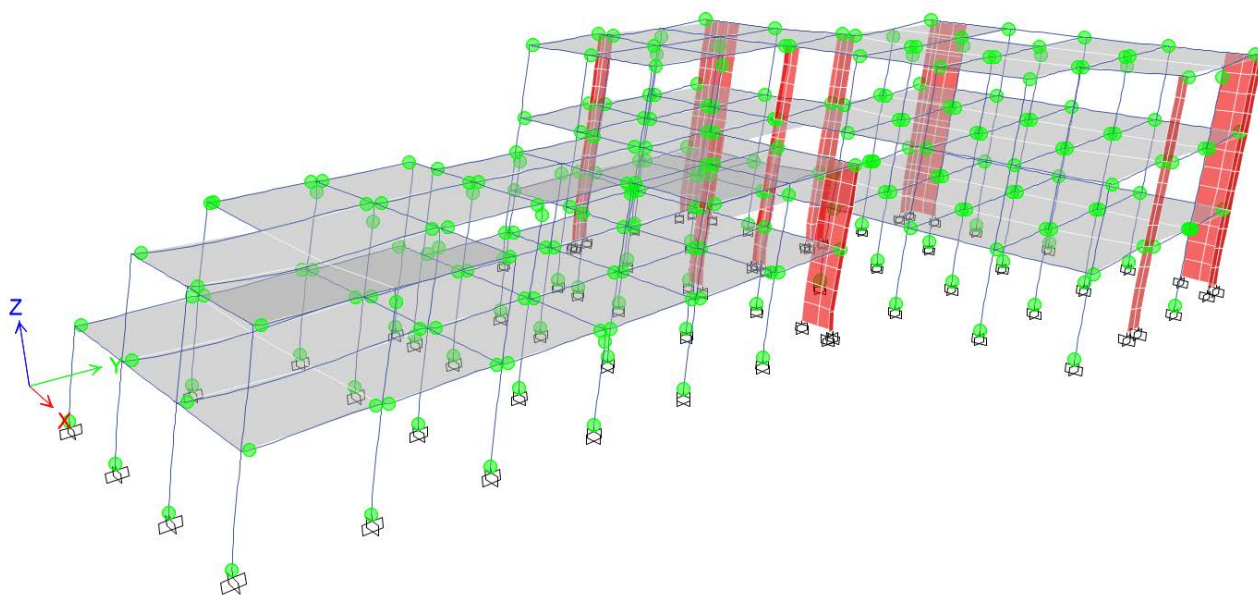


Fig. 9.8. : Mecanismul de plastificare al structurii directia Y – vedere 3D

Dimensionarea stalpilor la forta taietoare:

Pentru ca s-a realizat un calcul nelinier de tip PUSHOVER se vor arma stalpii din forta taietoare rezultata din calculul structural.

9.7. Dimensionarea plăcilor la acțiuni gravitaționale

Calculul și verificarea planșelor s-a realizat conform SR EN 1992-1-1/2004. Planșele propuse în cadrul proiectului au suficientă rigiditate și rezistență pentru preluarea forțelor orizontale masice și transmiterea lor către elementele verticale.

Zonele de dispunere ale încărcărilor sunt coordonate cu funcționalitatea diferitelor spații conform planurilor de arhitectură.

Armatura dispusă în placă pentru fiecare față în parte respectă procentul minim din condiția de non fragilitate conform SR EN 1992 și Anexa Națională. Combinațiile de acțiuni utilizate la dimensionare sunt conform codului de proiectare CR0-2012 – subcapitolul 2.3.

Ținând cont de ponderea încărcării variabile în încărcarea totală gravitațională aplicată plăcilor, aplicarea încărcării utile în diferite ipoteze de dispunere nu influențează semnificativ starea de eforturi maxime la nivelul plăcilor.

Acoperirile cu beton ale plăcilor sunt corelate cu clasele de expunere ale elementelor structurale și cu gradul de protecție ce trebuie asigurat la foc.

Conform SR EN 1992 -1-1 pentru asigurarea funcționalității generale a structurii, deformațiile calculate ale grinzilor, plăcilor și consolelor sub încărcări cvasi-permanente nu depășesc valori $l/250$, în care l reprezintă deschiderea. Au fost limitate și deformațiile susceptibile să deterioreze elementele nestructurale aflate în contact cu elementele structurale. Pentru aceasta, deformația după execuția finisajelor, sub acțiunea valorii cvasipermanente a încărcărilor utile nu depășește valoarea $l/500$.

În mod acoperitor în calculele efectuate nu s-a luat în considerare rigiditatea la torsiune a grinzilor din beton armat. Mai jos sunt prezentate notele de calcul pentru placă de peste parter. În restul cazurilor s-a procedat similar..

Placă are grosimea de 15cm și reazemă pe grinzile principale ale planșeului având în general o comportare de placă cu rezemare pe o direcție sau pe două direcții. Ținând cont de acest mod de rezemare nu este necesară verificarea plăcii la forță tăietoare.

Diagramele de moment încovoietură ale plăcii de peste etajul curent, prezentate sub forma unui cod de culori sunt indicate în figurile de mai jos.

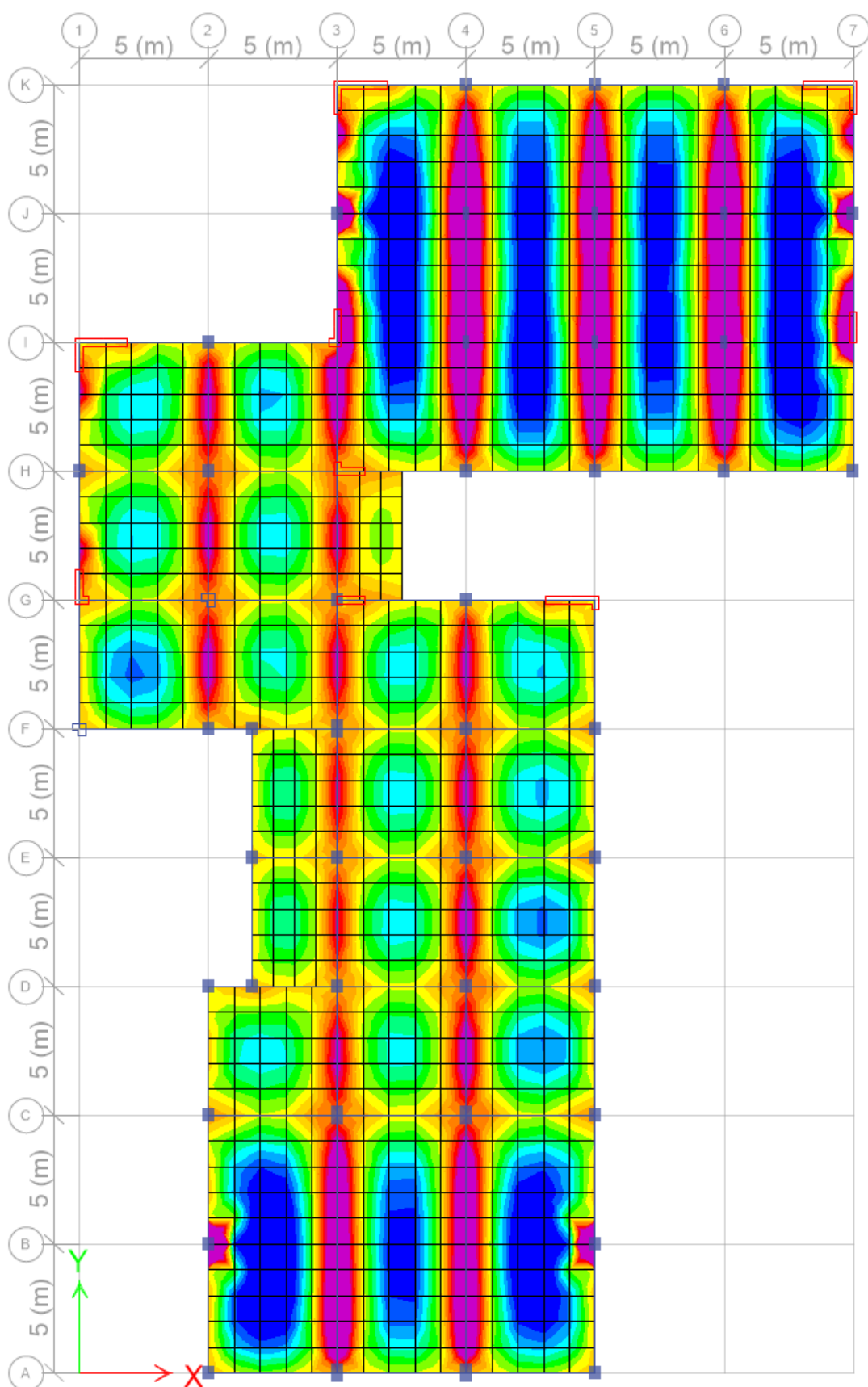


Fig. 9.9. : Diagrama de moment M_{11} in placa de peste etajul curent - gruparea fundamentală de încărcări

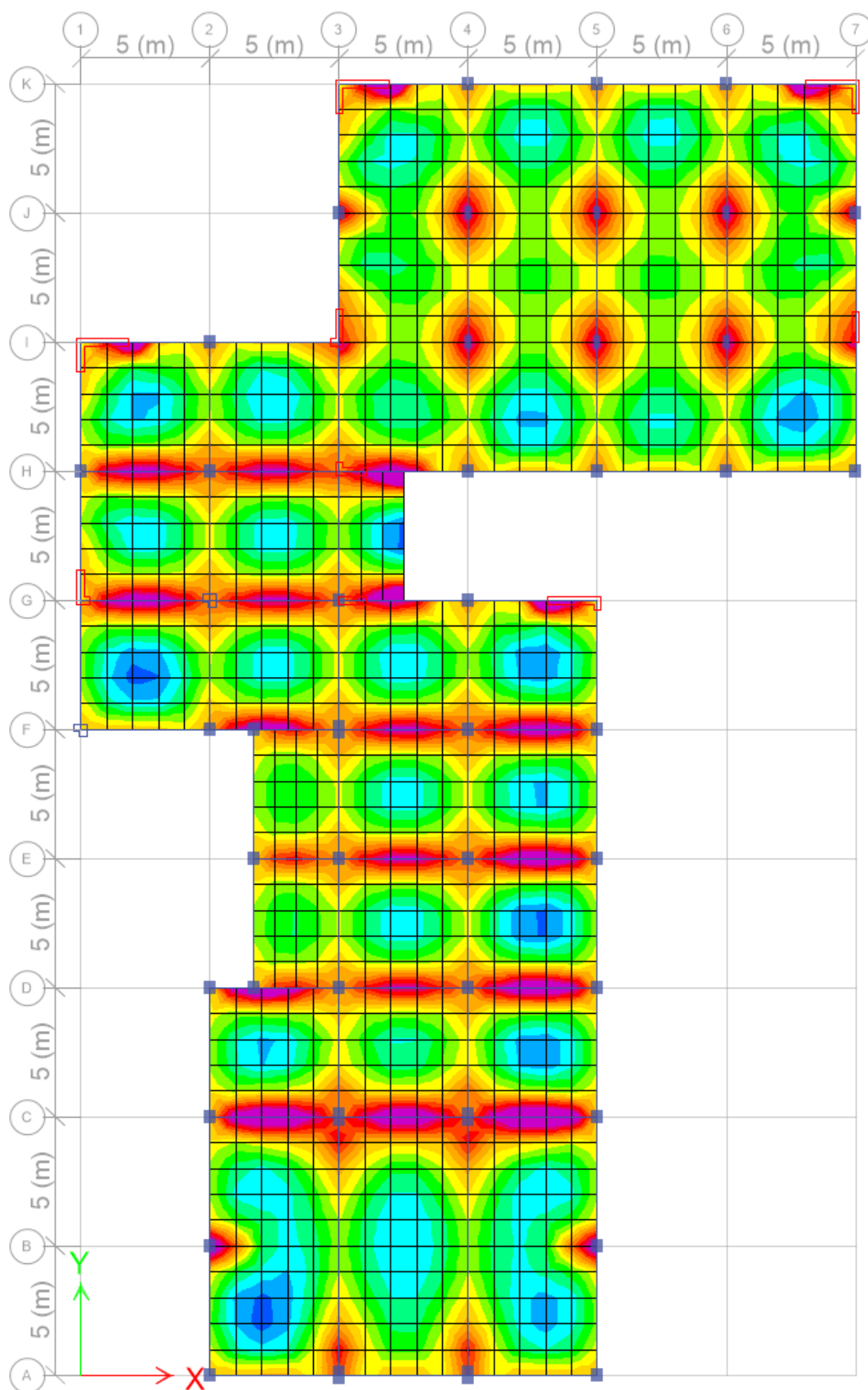


Fig. 9.10. : Diagrama de moment M_{22} in placa de peste etajul curent - gruparea fundamentala de încărcări

COD CULOARE	Moment încovoietor [kNm/m]
	<-12
	-10.2
	-8.3
	-6.5
	-4.6
	-2.8
	-0.9
	0
	0.8
	2.8
	4.6
	6.5
	8.3
	10.2
	>12

Placa cu grosimea predominanta de 20cm este armata la partea inferioara cu o plasa de armare generala de Ø8/20/20, iar la partea superioara cu o plasa de armare generala Ø8/20/20.

Momentele capabile asociate diferitelor armări utilizate ale plăcii sunt indicate in tabelul de mai jos. Pe zonele de placa unde armatura generala indicata mai sus nu este suficienta s-au dispus bare suplimentare de armatura ce se regăsesc in planurile de armare ale plăcilor, parte a documentației la specialitatea rezistenta.

Procentul minim de armare pentru plăcii este (relația 9.1N din SR EN 1992-1-1):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

Armare inferioara si superioara		
Grosime placa	Armare	Moment capabil [kNm/m]
Placa 15cm	Ø8/20	12
	Ø8/20+Ø8/40	18
	Ø8/20+Ø8/20	24
	Ø8/20+Ø10/20	30
	Ø8/20+Ø12/20	38

9.8. Dimensionarea fundațiilor

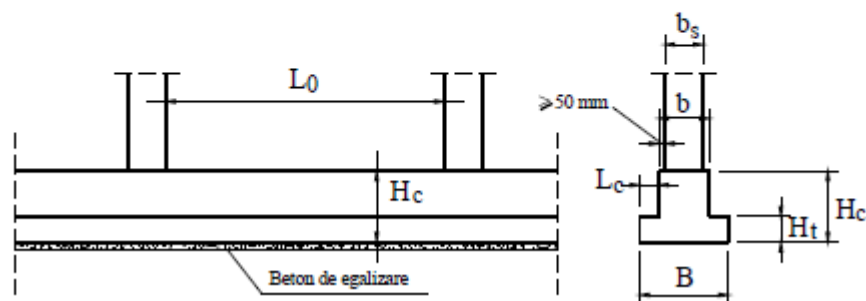
Ținând cont de regimul de înălțime al clădirii, caracteristicile terenului din amplasament, încărcările considerate și valorile presiunilor la nivelul terenului s-a adoptat soluția de fundare alcătuită din grinzi de fundare continue sub șirurile de stâlpi.

Fundațiile au fost dimensionate în acord cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013, normativului de proiectare al fundațiilor de suprafață, NP 112/2014 și SR EN 1992-1-1/2004.

II.7.5. Fundații continue sub stâlpi

II.7.5.1 Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub stâlpi se realizează, de regulă, ca grinzi sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat (Figura II.20).



Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continue sub stâlpi

(2) Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub pereți (în multe cazuri conlucrând cu stâlpi) se realizează, de regulă, ca tălpi de beton armat (Figura II.21) sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat. Dacă pe fundații reazemă exclusiv pereți de beton armat, secțiunea grinzii va respecta cerințele pentru fundații izolate de la II.6.

Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continue sub pereți

Pentru armarea fundațiilor s-au avut în vedere prevederile de mai jos:

Coeficientul minim de armare în toate secțiunile (sus și jos) este $\rho_{\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru

grinzi calculate în gruparea fundamentală de încărcări și $\rho_{\min} = 0,50 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi

calculate la acțiunea seismică, dar nu mai puțin 0,002 în toate cazurile.

Diametrul minim al armăturilor longitudinale este 14 mm.

Pe fețele laterale ale grinzii se dispun armături minim $\Phi=10$ mm la 300 mm.

(3) Etrierii rezultă din verificarea la forță tăietoare și moment de torsiune.

Coeficientul minim de armarea transversală este 0,001, dar nu mai puțin de

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Diametrul minim al etrierilor este 8 mm. Dacă lățimea grinzii este 400 mm sau mai mult se dispun etrieri dubli (cu 4 ramuri).

În zonele cu solicitări mai mari pe lângă armarea din procent minim a fost dispusa armare suplimentara.

Moment capabil la partea superioara armare procent minim GF 90x130cm

Section Details:

X Centroid:	-5127E-12 cm
Y Centroid:	10.70 cm
Section Area:	6750 cm ²

Loading Details:

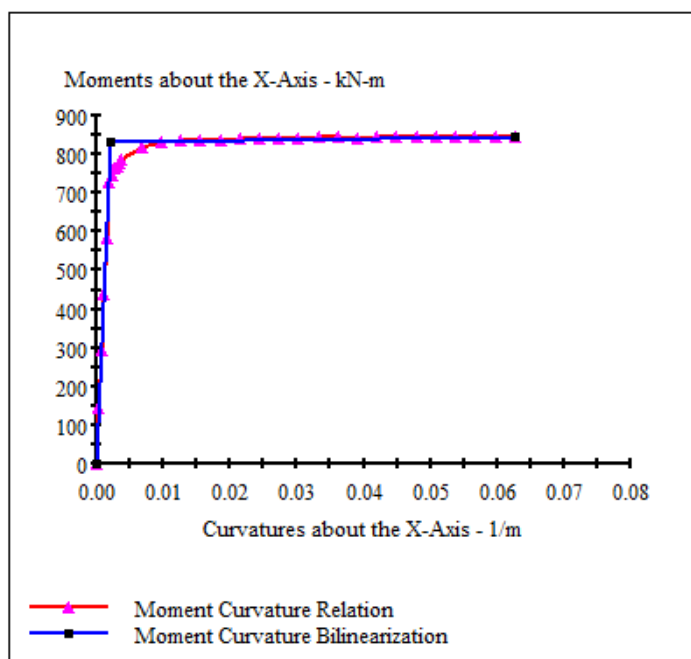
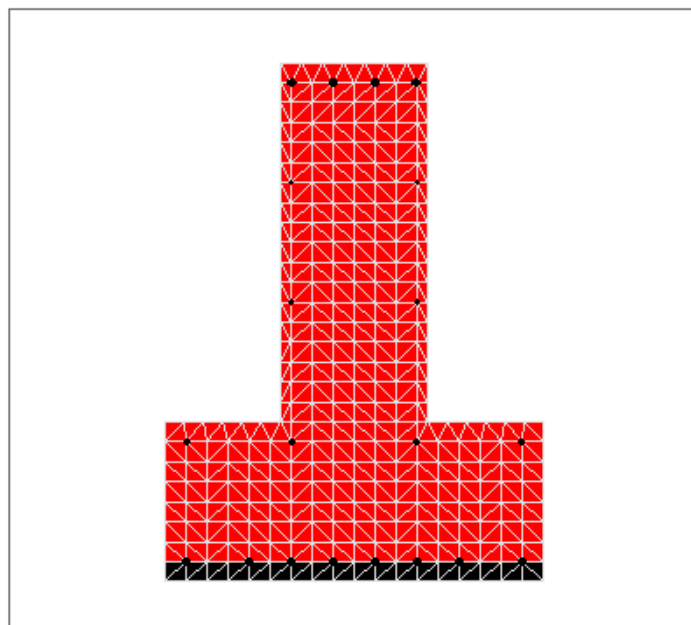
Incrementing Loads:	Mxx Only
Number of Points:	30
Analysis Strategy:	Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material:	BST500d
Failure Strain:	75.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	1.889E-3 1/m
Ultimate Curvature:	62.63E-3 1/m
Moment at First Yield:	728.1 kN-m
Ultimate Moment:	845.7 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.5961E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate:	28.46E-3 Ten
N.A. at First Yield:	31.55 cm
N.A. at Ultimate:	45.44 cm
Energy per Length:	51.58 kN
Effective Yield Curvature:	2.155E-3 1/m
Effective Yield Moment:	830.3 kN-m
Over Strength Factor:	1.019
EI Effective:	3.85E+8 N-m ²
Yield EI Effective:	254.3E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	65.99E-3 %
Curvature Ductility:	29.07

Comments:

User Comments



Moment capabil la partea inferioara armare procent minim GF 90x130cm

Section Details:

X Centroid: -5127E-12 cm
Y Centroid: 10.70 cm
Section Area: 6750 cm²

Loading Details:

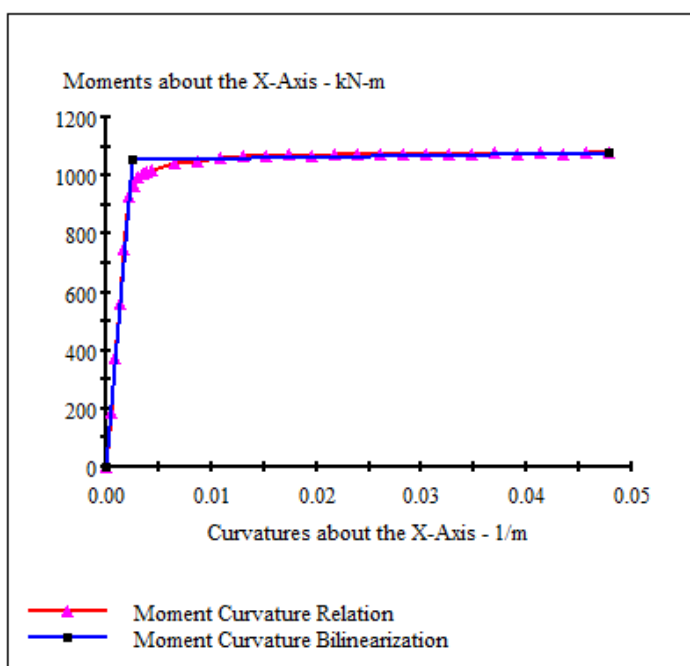
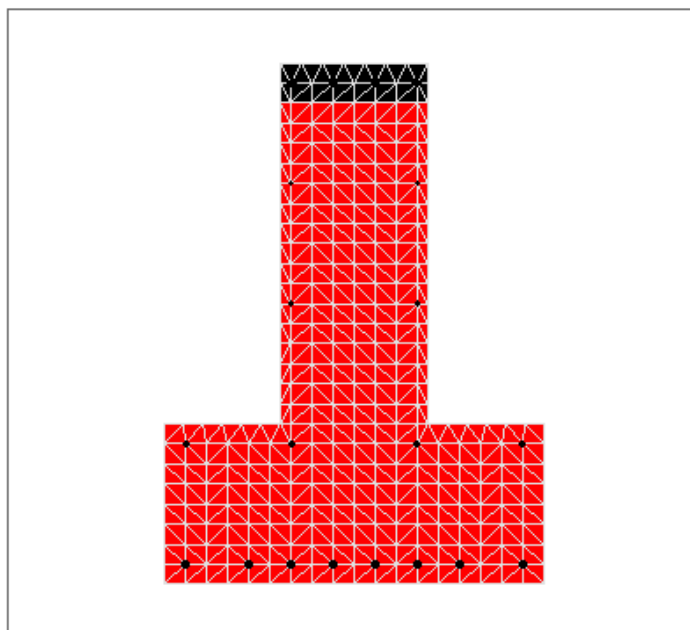
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 31
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: C3037
Failure Strain: 3.500E-3 Compression
Curvature at Initial Load: 0 1/m
Curvature at First Yield: -2.164E-3 1/m
Ultimate Curvature: -47.83E-3 1/m
Moment at First Yield: -928.3 kN-m
Ultimate Moment: -1078 kN-m
Centroid Strain at Yield: 1.011E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 33.63E-3 Ten
N.A. at First Yield: -46.73 cm
N.A. at Ultimate: -70.32 cm
Energy per Length: 49.68 kN
Effective Yield Curvature: 2.458E-3 1/m
Effective Yield Moment: 1055 kN-m
Over Strength Factor: -1.022
EI Effective: 4.29E+8 N-m²
Yield EI Effective: 512.9E+3 N-m²
Bilinear Harding Slope: .1196 %
Curvature Ductility: 19.46

Comments:

User Comments



Moment capabil la partea superioara armare procent minim GF 60x130cm

Section Details:

X Centroid: -1.072E-11 cm
Y Centroid: 17.28 cm
Section Area: 5550 cm²

Loading Details:

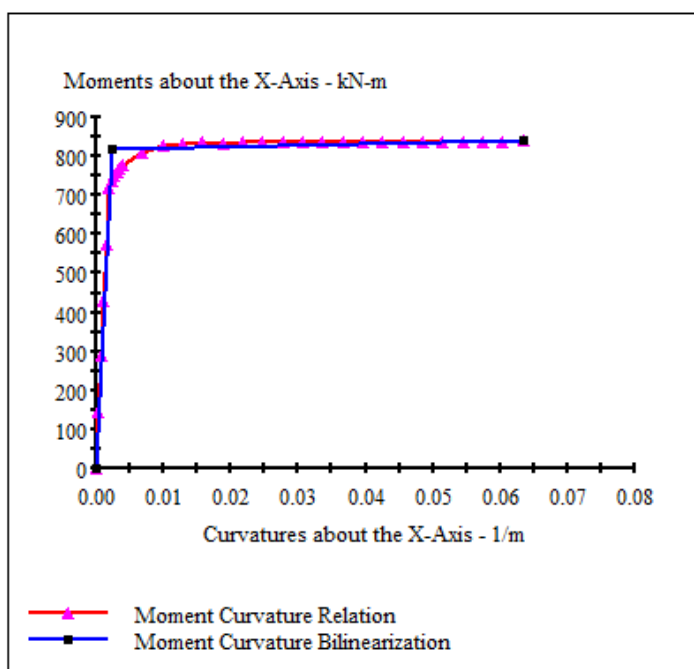
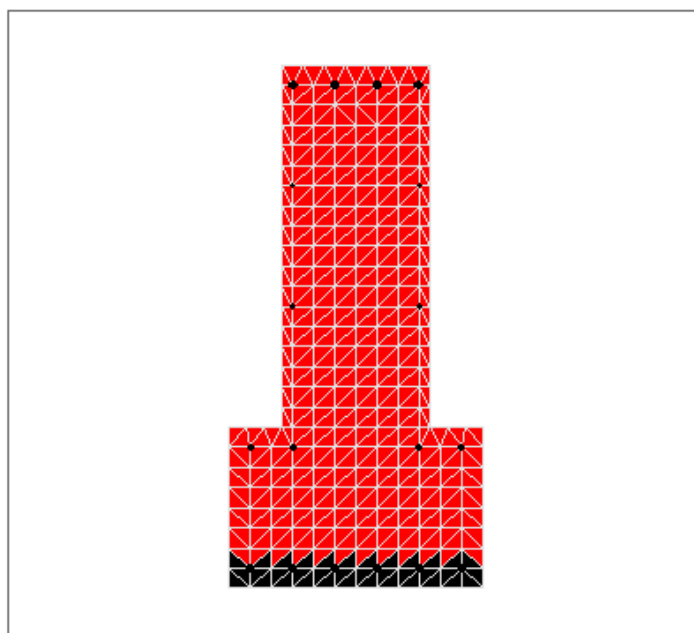
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 31
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: BST500d
Failure Strain: 75.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load: 0 1/m
Curvature at First Yield: 1.961E-3 1/m
Ultimate Curvature: 63.42E-3 1/m
Moment at First Yield: 716.8 kN-m
Ultimate Moment: 840.9 kN-m
Centroid Strain at Yield: .6722E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 32.05E-3 Ten
N.A. at First Yield: 34.28 cm
N.A. at Ultimate: 50.54 cm
Energy per Length: 51.75 kN
Effective Yield Curvature: 2.245E-3 1/m
Effective Yield Moment: 820.8 kN-m
Over Strength Factor: 1.024
EI Effective: 3.66E+8 N-m²
Yield EI Effective: 328.1E+3 N-m²
Bilinear Harding Slope: 89.75E-3 %
Curvature Ductility: 28.24

Comments:

User Comments



Moment capabil la partea inferioara armare procent minim GF 60x130cm

Section Details:

X Centroid: -1.072E-11 cm
Y Centroid: 17.28 cm
Section Area: 5550 cm²

Loading Details:

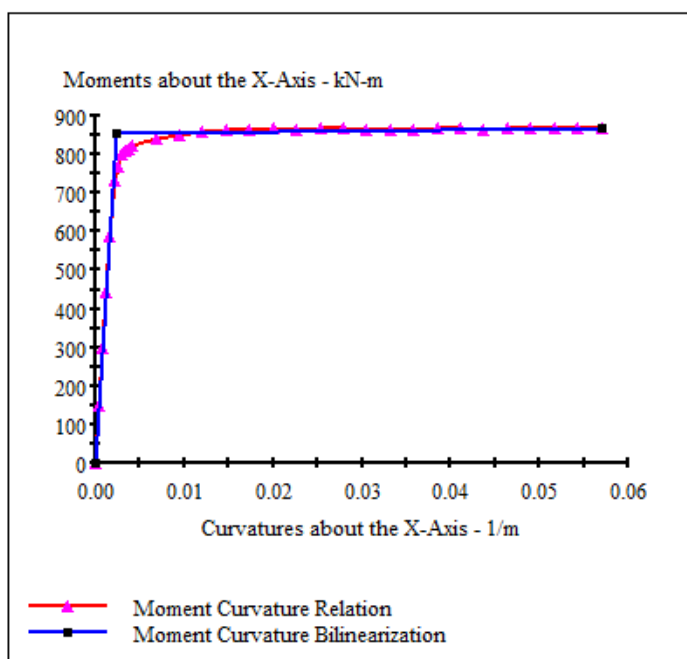
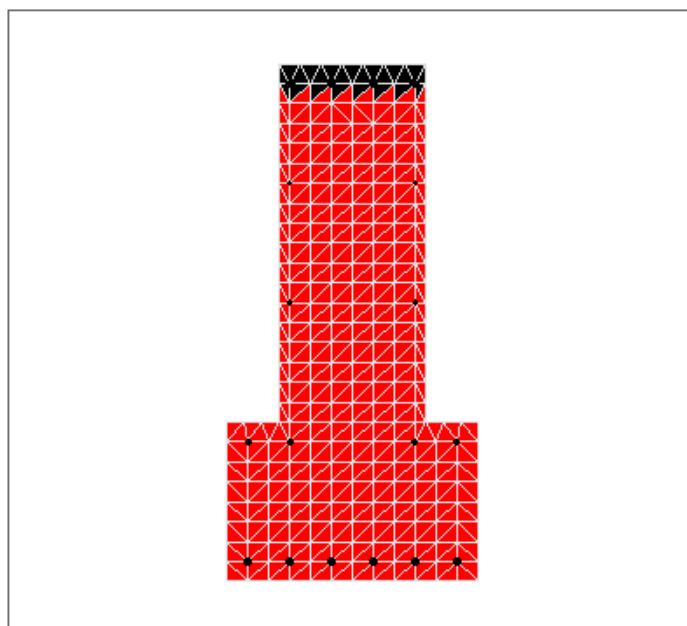
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 31
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: C3037
Failure Strain: 3.500E-3 Compression
Curvature at Initial Load: 0 1/m
Curvature at First Yield: -2.086E-3 1/m
Ultimate Curvature: -57.14E-3 1/m
Moment at First Yield: -734.0 kN-m
Ultimate Moment: -867.3 kN-m
Centroid Strain at Yield: .9092E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 37.10E-3 Ten
N.A. at First Yield: -43.58 cm
N.A. at Ultimate: -64.93 cm
Energy per Length: 48.13 kN
Effective Yield Curvature: 2.429E-3 1/m
Effective Yield Moment: 854.4 kN-m
Over Strength Factor: -1.015
EI Effective: 3.52E+8 N-m²
Yield EI Effective: 237.1E+3 N-m²
Bilinear Harding Slope: 67.40E-3 %
Curvature Ductility: 23.53

Comments:

User Comments



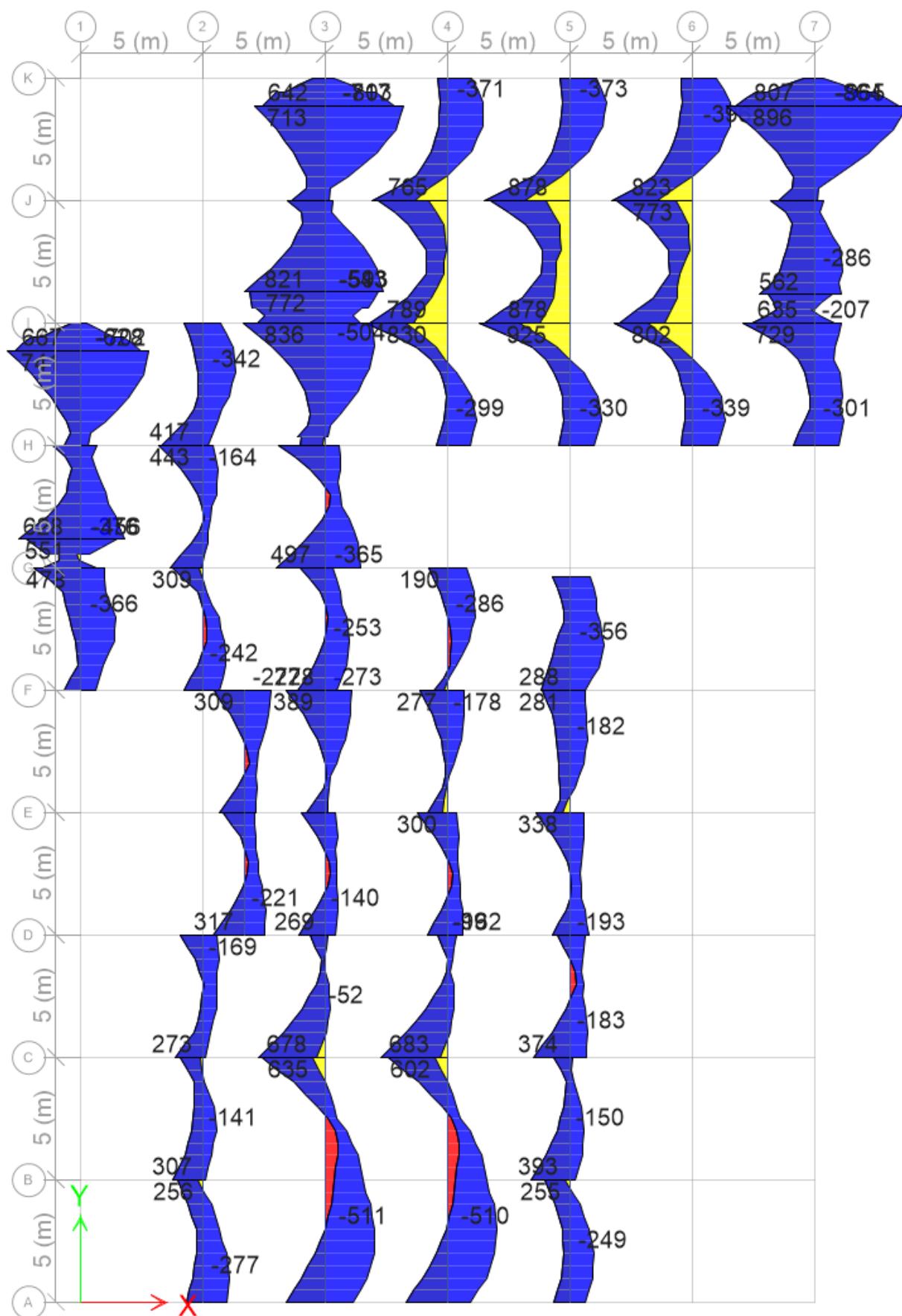


Diagrama de moment in grinzile de fundare pe directia Y



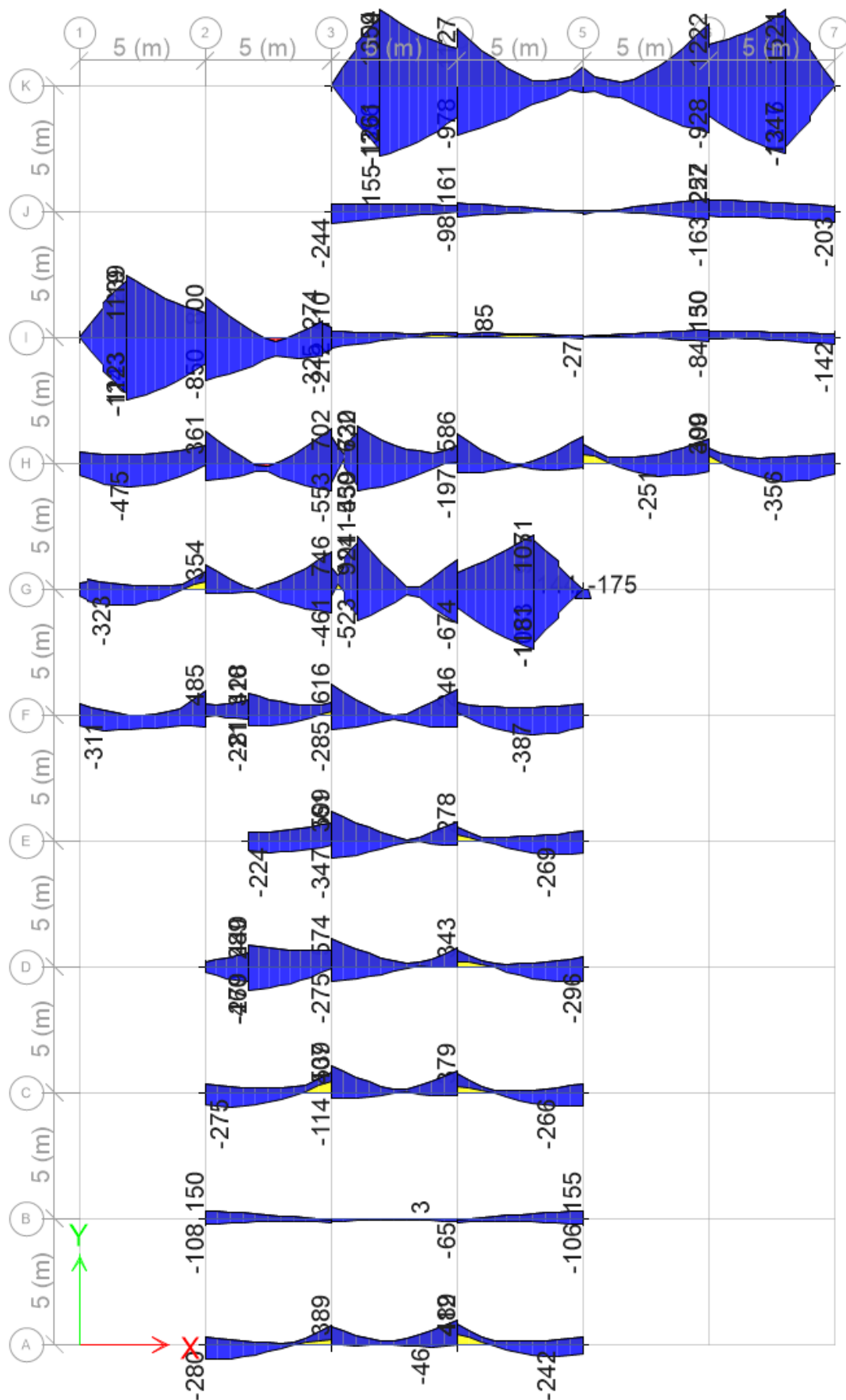


Diagrama de moment in grinzile de fundare pe directia X



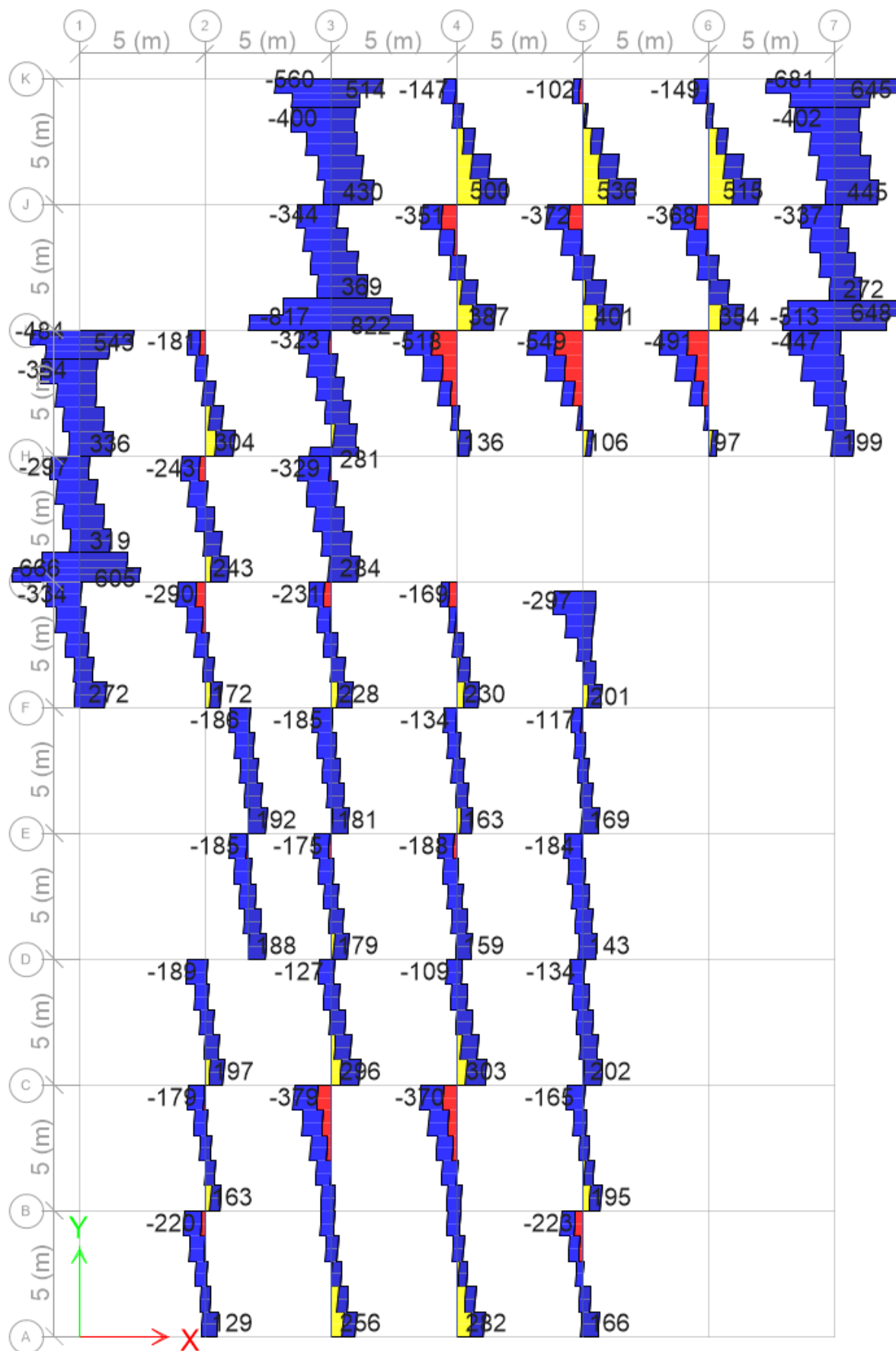


Diagrama de forta taietoare in grinzile de fundare pe directia Y



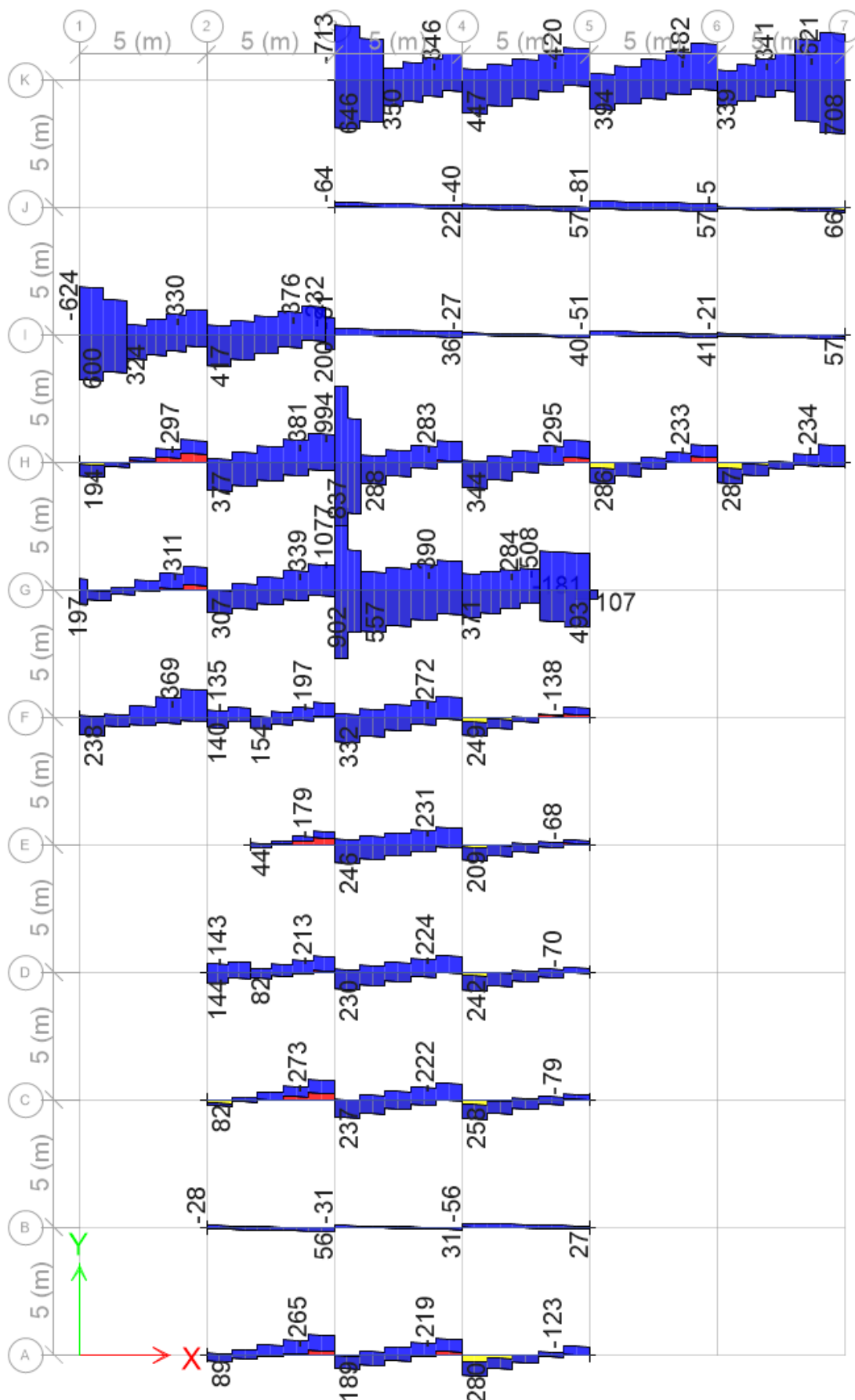


Diagrama de forta taietoare in grinzile de fundare pe directia X



10. CLADIREA C6: Stație carburanți

10.1. Date generale structura de rezistență

Confecția metalică aferentă clădirii corpului C6 este reprezentată de structura metalică aferentă copertinei pentru stația de carburanți.

Structura metalică va fi alcătuită din oțel laminat S355J2 conf. SREN 10025:2004 (limita de curgere minimă $f_y=355\text{N/mm}^2$, modulul de elasticitate $E = 210000\text{ N/mm}^2$).

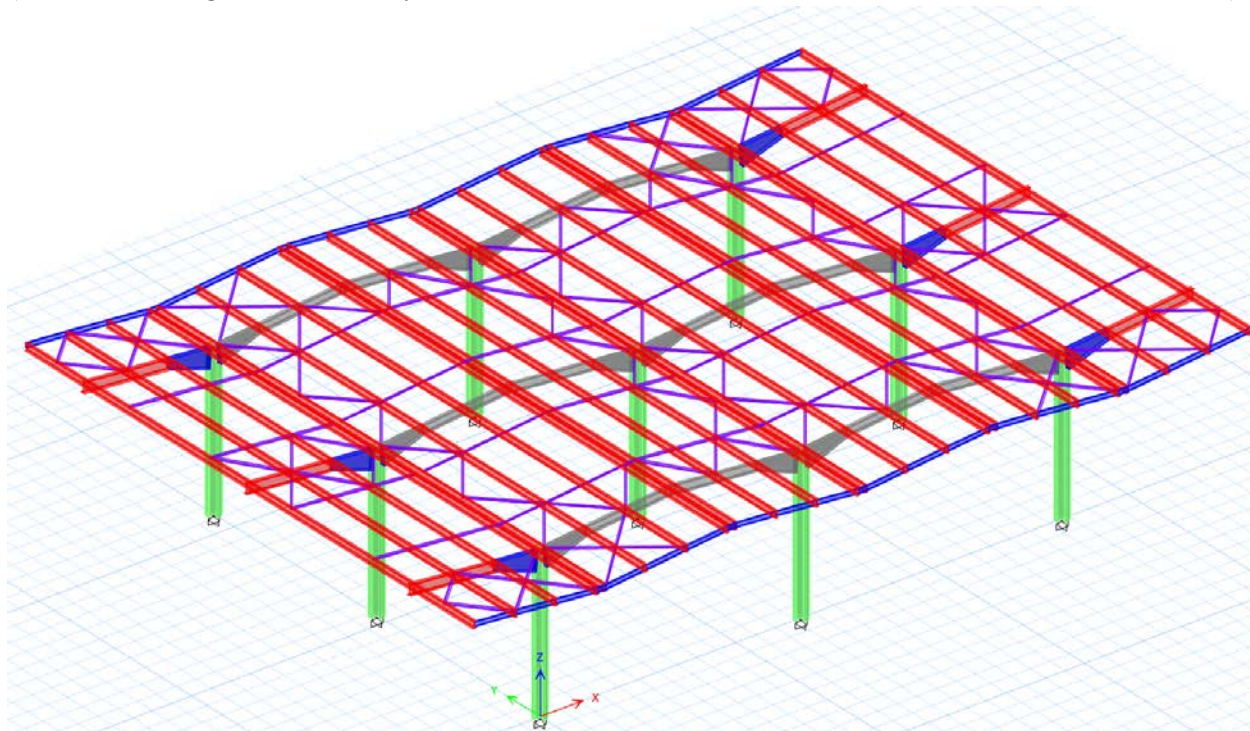


Figura 13.1: Sistemul structural propus - vedere 3D din modelul de calcul efectuat

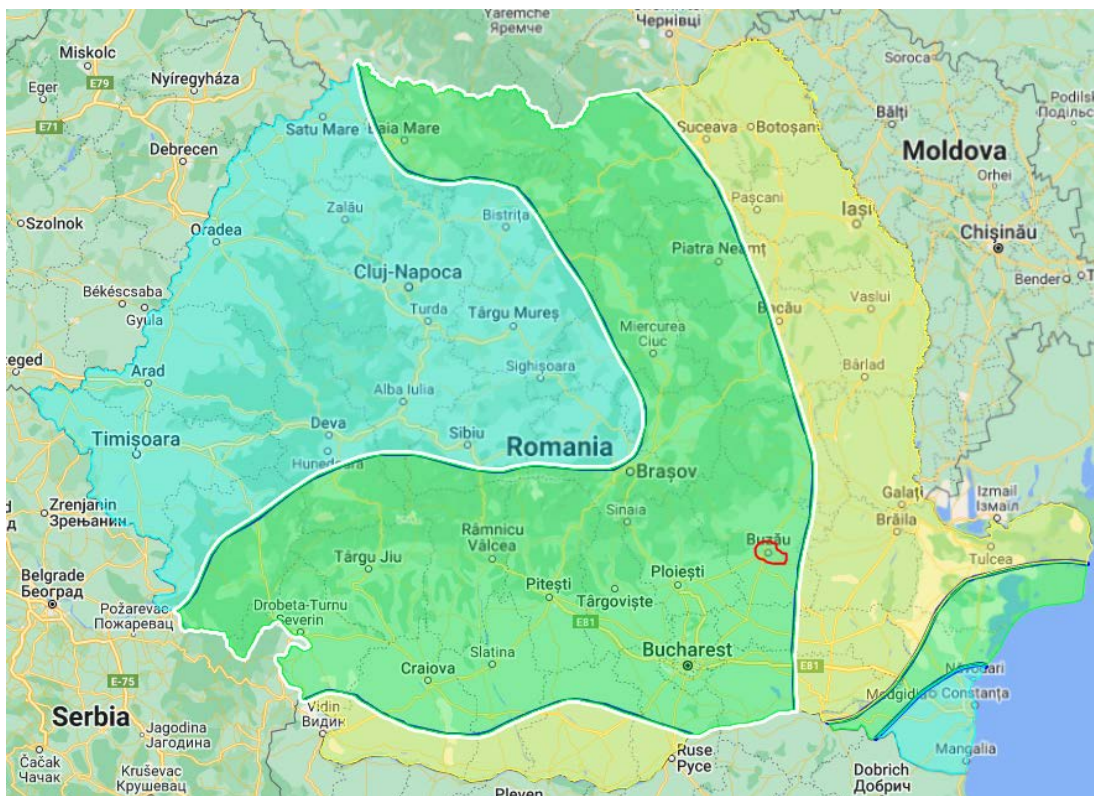
Mai jos se vor enumera principalele elemente structurale și secțiunea profilelor folosite pentru execuția acestora:

- Stâlpi cruce Malta 2xIPE500 S355J2
- Grinzi principale în consolă IPE360 cu vută de 450mm S355J2
- Grinzi principale de cadru IPE300 cu vută de 510mm S355J2
- Pane acoperiș IPE240 S355J2
- Contravântuiri acoperiș cornier L70x7 S355J2
- Structură jgheab cornier L50x5 S355J2
- Structură de susținere închideri acoperiș fronton UPN140 S355J2

10.2. Încărcări considerate în calcul structurii de rezistență pentru Clădirea C6:

Valoarea încărcărilor din zăpadă conform CR 1-1-3-2012 pentru Buzău $S_k=2.00\text{kN/mp}$, clasa de importanță expunere III, $\gamma_{Is}=1.00$

Harta $s_k=2.0\text{kN/mp}$:

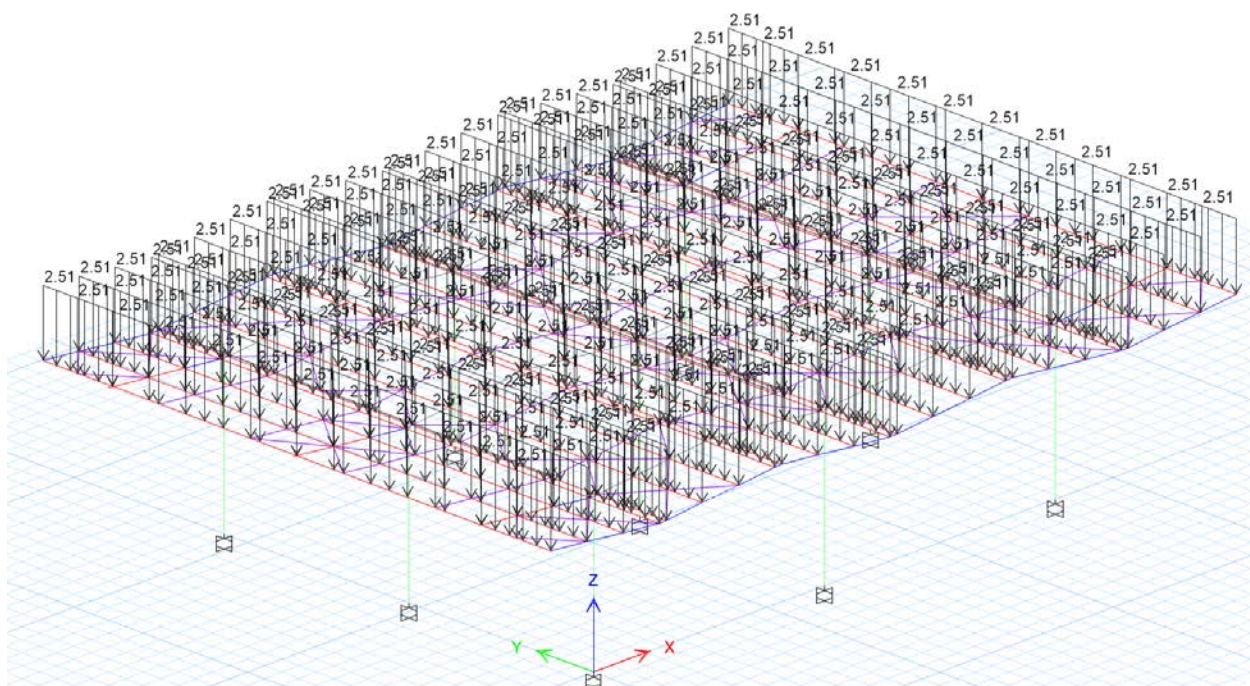


Dispunerea încărcării din zăpadă pe acoperiș:

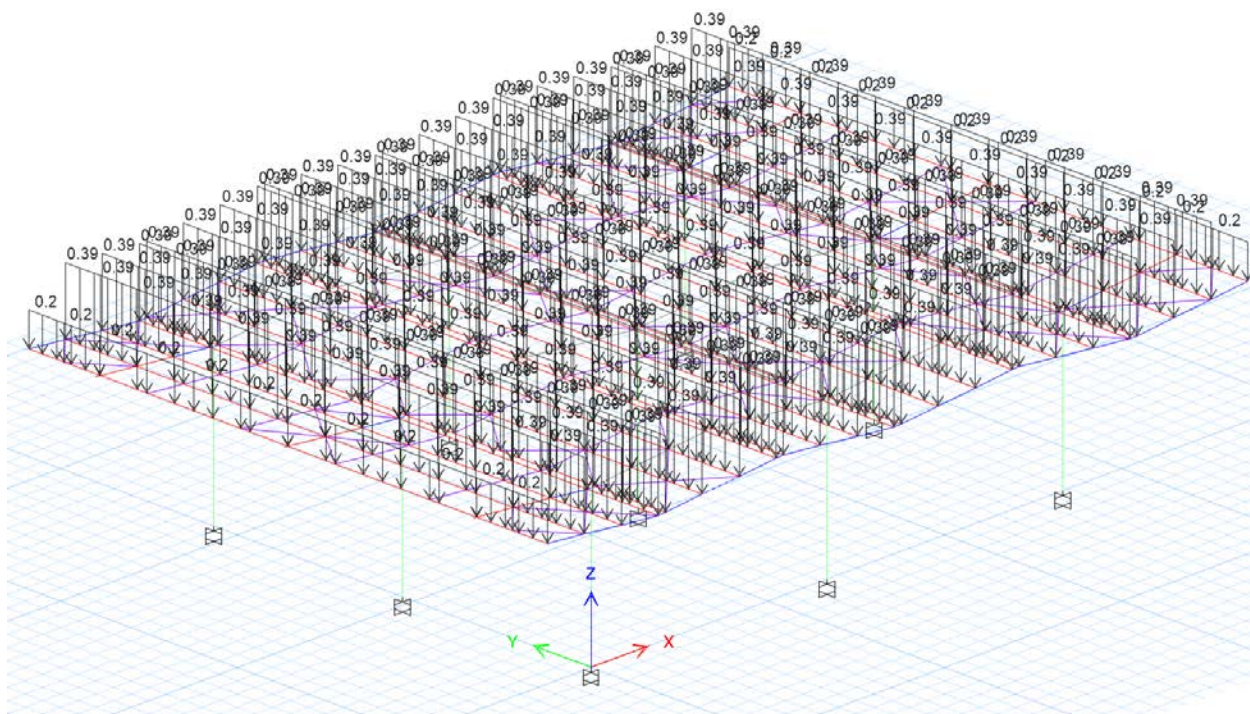
$$S_k := 2.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_{Is} := 1.0 \quad C_e := 1 \quad C_t := 1 \quad \mu_f := 0.8$$

$$G_{\text{zăpadă}} := \gamma_{Is} \cdot \mu_f \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Încărcarea liniară din zăpadă pe pane care sunt rezemate pe grinda principală la o distanță de 1.57m: $1.6\text{kN/mp} \times 1.57\text{m} = 2.51\text{kN/ml}$.



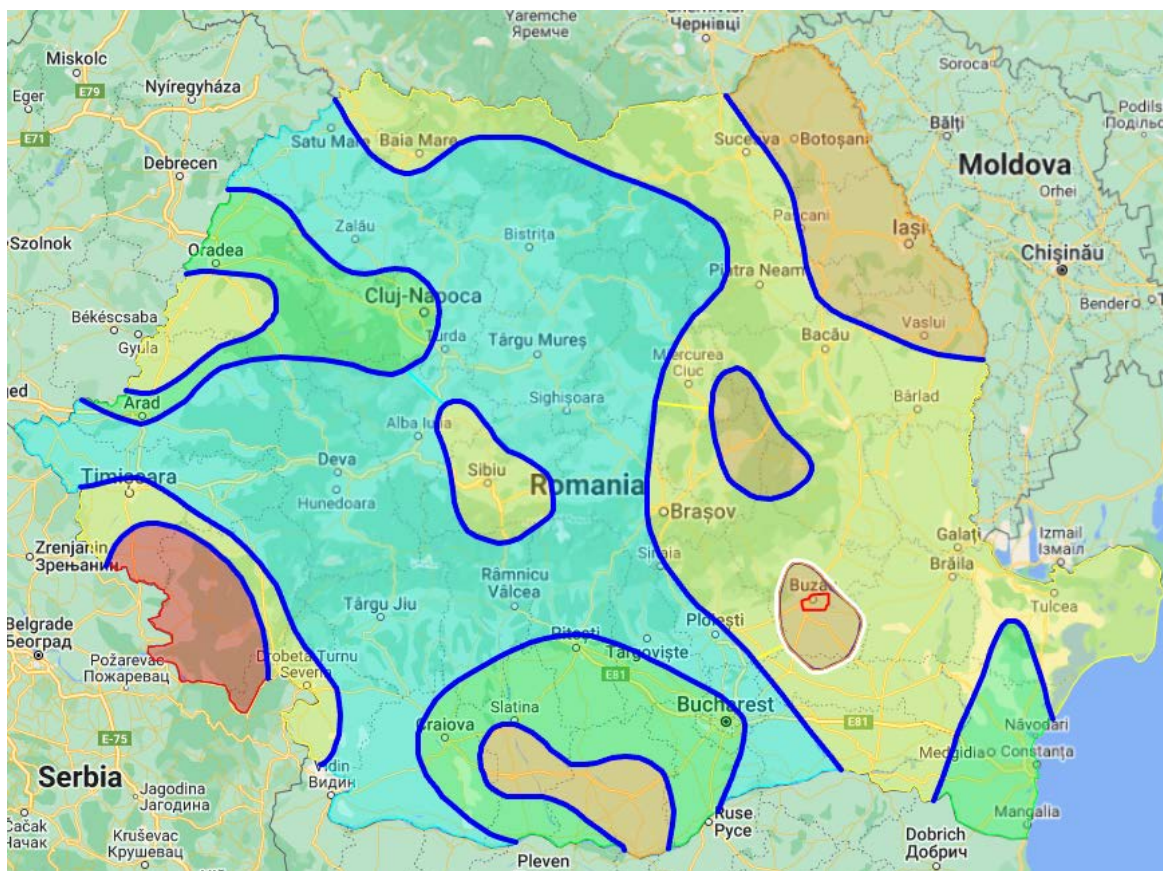
Încărcarea tehnică pe acoperiș a fost considerată cu valoarea de 0.25 kN/m^2 cu scopul de a simula greutatea sistemului de închidere al acoperișului.



Dispunerea încărcărilor din vânt conform CR 1-1-4-2012 pentru Buzău $q_b = 0.70 \text{ kN/m}^2$, clasa de importanță expunere III, $\gamma_{lw} = 1.00$, categoria de teren, II - câmp

deschis, cu iarbă și/sau obstacole izolate (copaci, clădiri) aflate la o distanță de cel puțin 20 de ori înălțimea obstacolului.

Harta $q_b=0.70\text{kN/mp}$:



$$z := 6500 \cdot \text{mm} \leftarrow \text{înălțimea structurii} \quad q_s := 0.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leftarrow z_0 := 0.05 \cdot \text{m} \leftarrow z_{\text{min}} := 2 \cdot \text{m} \leftarrow k_r := 0.189$$

Categoria de teren	Descrierea terenului	z_0 , m	z_{min} , m
0	Mare sau zone costiere expuse vânturilor venind dinspre mare	0,003	1
I	Lacuri sau terenuri plate și orizontale cu vegetație neglijabilă și fără obstacole	0,01	1
II	Câmp deschis-terenuri cu iarbă și/sau cu obstacole izolate (copaci, clădiri) aflate la distanțe de cel puțin de 20 de ori înălțimea obstacolului	0,05	2
III	Zone acoperite uniform cu vegetație, sau cu clădiri, sau cu obstacole izolate aflate la distanțe de cel mult de 20 de ori înălțimea obstacolului (de ex., sate, terenuri suburbane, păduri)	0,3	5
IV	Zone în care cel puțin 15% din suprafață este acoperită cu construcții având mai mult de 15 m înălțime (de ex., zone urbane)	1,0	10

Tabelul 2.2. Factorii $k_r(z_0)$ și $k_r^2(z_0)$ pentru diferite categorii de teren

Categoria de teren	0	I	II	III	IV
$k_r(z_0)$	0,155	0,169	0,189	0,214	0,233
$k_r^2(z_0)$	0,024	0,028	0,036	0,046	0,054

(9) Factorul de rugozitate pentru presiunea dinamică a vântului, $c_r^2(z)$ modelează variația presiunii medii a vântului cu înălțimea z deasupra terenului pentru diferite categorii de teren (caracterizate prin lungimea de rugozitate z_0) în funcție de valoarea de referință a presiunii dinamice a vântului:

$$c_r^2(z) = \begin{cases} k_r^2(z_0) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]^2 & \text{pentru } z_{\text{min}} < z \leq z_{\text{max}} = 200 \text{ m} \\ c_r^2(z = z_{\text{min}}) & \text{pentru } z \leq z_{\text{min}} \end{cases} \quad (2.9)$$

Valorile $k_r^2(z_0)$ pentru cele cinci categorii de teren sunt indicate în Tabelul 2.2.

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.92$$

$$c_r^2 = 0.846$$



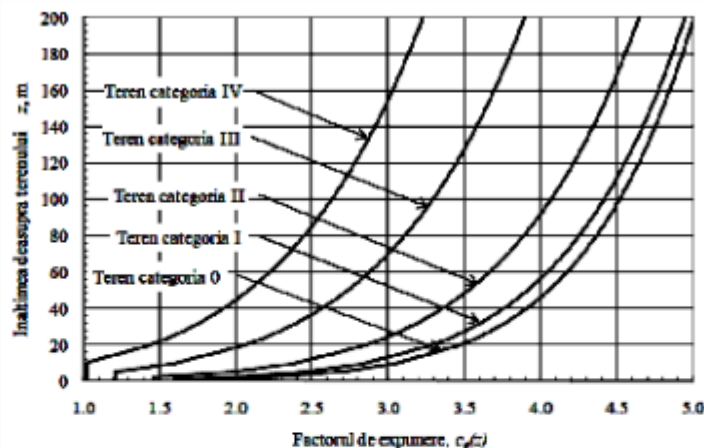


Fig. 2.2 Factorul de expunere, $c_e(z)$

(11) Din relațiile (2.17) și (2.18), valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului la o înălțime z deasupra terenului, $q_p(z)$ se poate exprima sintetic în funcție de factorul de expunere, $c_e(z)$ și de valoarea de referință a presiunii dinamice a vântului, q_b :

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.20)$$

$$q_p := c_e \cdot q_b = 1.498 \frac{kN}{m^2}$$

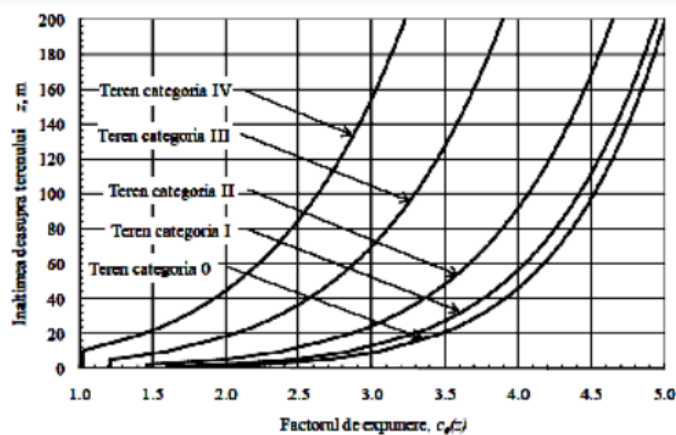


Fig. 2.2 Factorul de expunere, $c_e(z)$

(11) Din relațiile (2.17) și (2.18), valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului la o înălțime z deasupra terenului, $q_p(z)$ se poate exprima sintetic în funcție de factorul de expunere, $c_e(z)$ și de valoarea de referință a presiunii dinamice a vântului, q_b :

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.20)$$

$$q_p := c_e \cdot q_b = 1.078 \frac{kN}{m^2}$$

3.2 Presiunea vântului pe suprafețe

(1) Presiunea / suclțiunea vântului ce acționează pe suprafețele rigide exterioare ale clădirii / structurii se determină cu relația:

$$w_e = \gamma_{Iw} \cdot c_{pe} \cdot q_p(z_e) \quad (3.1)$$

unde:

$q_p(z_e)$ este valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului evaluată la cota z_e ;

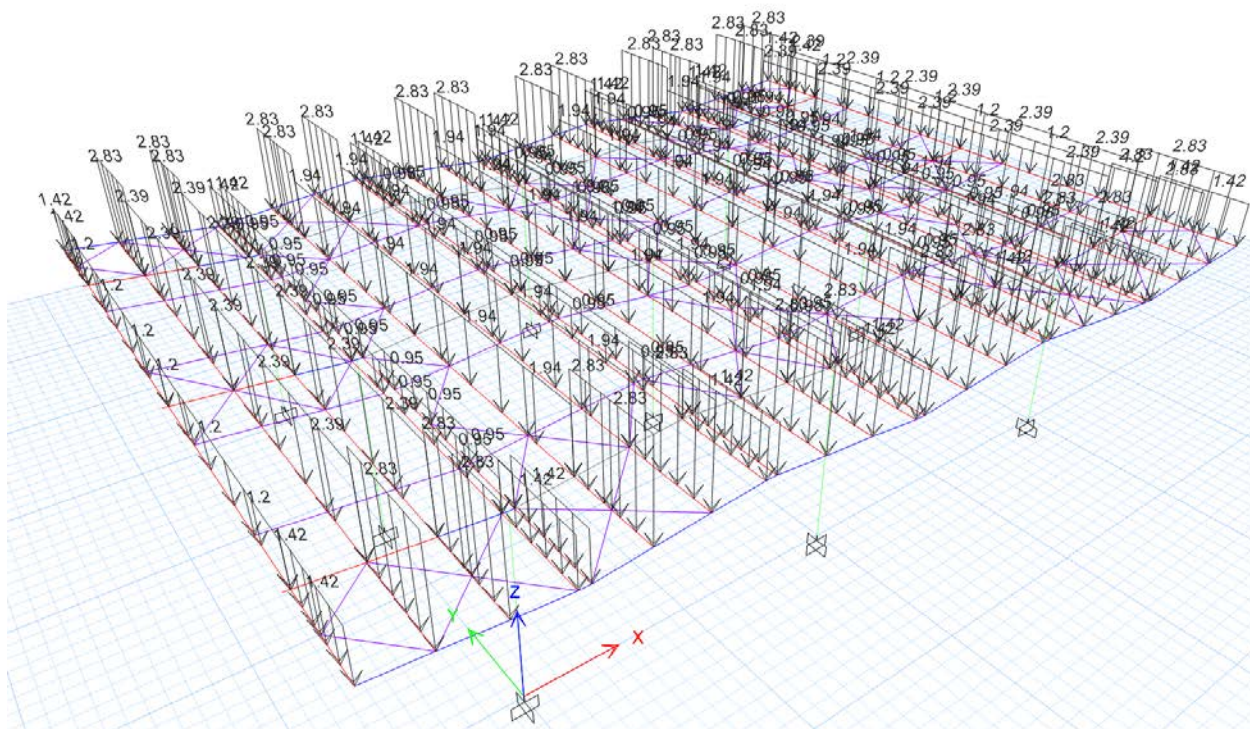
z_e este înălțimea de referință pentru presiunea exterioară (vezi Capitolul 4);

c_{pe} este coeficientul aerodinamic de presiune / suclțiune pentru suprafețe exterioare (vezi Capitolul 4);

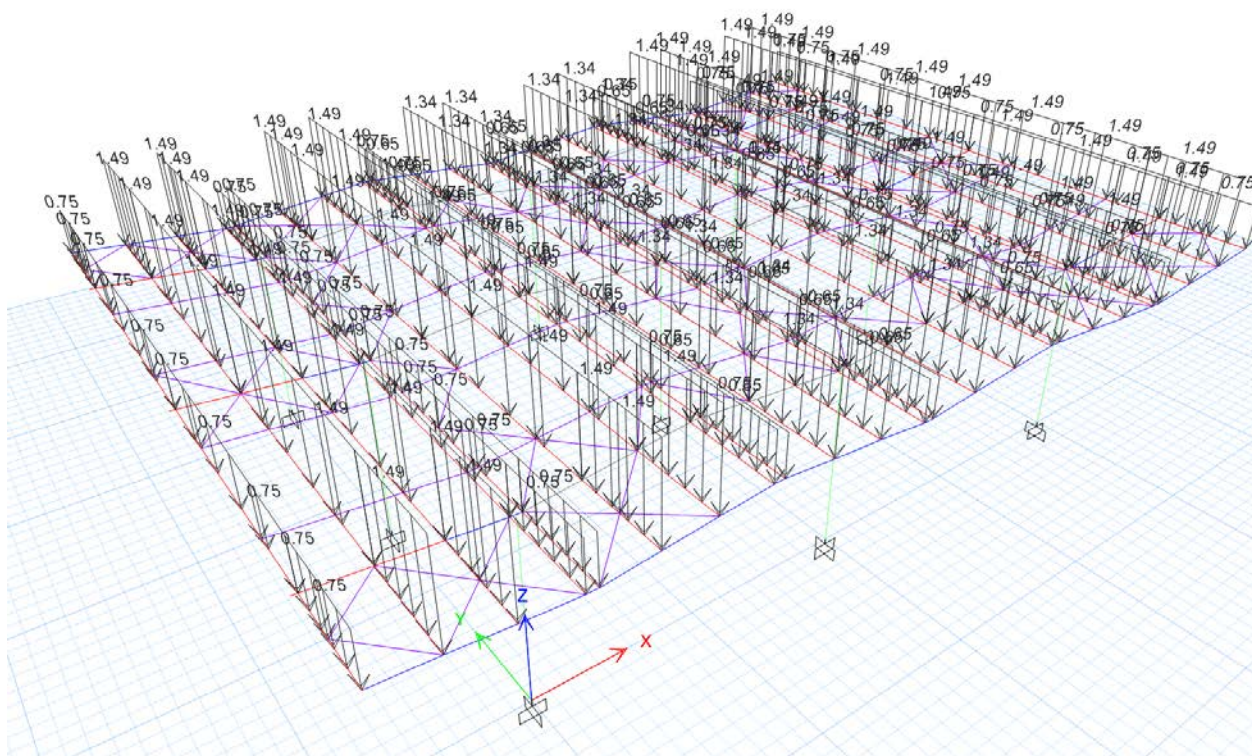
γ_{Iw} este factorul de importanță – expunere.

- $\gamma_{Iw}=1,15$ pentru construcțiile din clasele de importanță-expunere I și II;
- $\gamma_{Iw}=1,00$ pentru construcțiile din clasele de importanță-expunere III și IV.

-Vânt pe acoperiș în direcția X



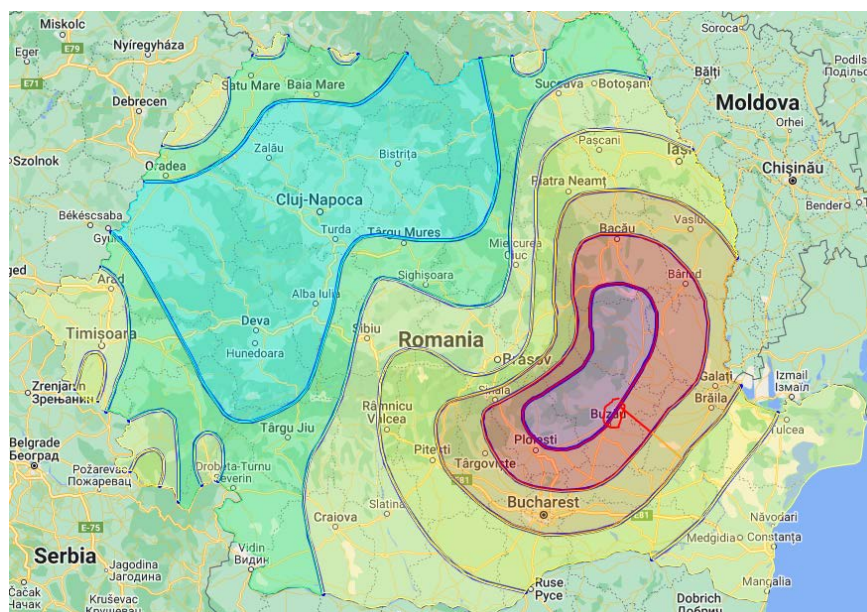
-Vânt pe acoperiș în direcția Y



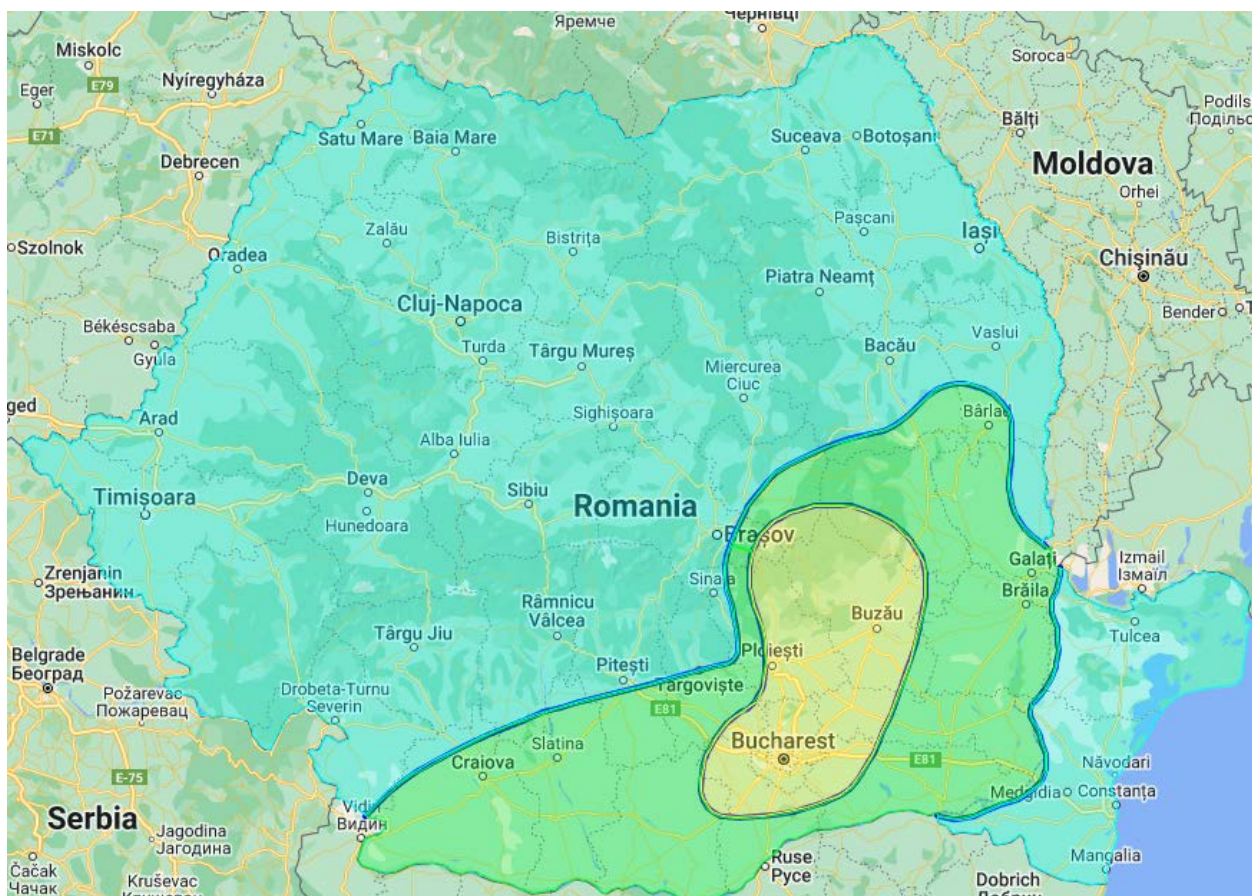
Pentru calculul elementelor metalice, valoarea factorului de comportare seismică a fost considerată egală cu 1.50, DCM.

Caracteristicile seismice din Buzău sunt următoarele: $a_g=0.35g$, $B(0) = 2.5$, $T_c = 1.6s$ conform P100-1-2013.

Harta $a_g=0.35g$:



Harta TC=1.6s:



COMBINATII DE INCARCARI		
Name	Type	Load Name
GS	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		Zapada
		pcf umpluturi
GS_SXN+0.3SYN	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GS_SXN+0.3SYP	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GS_SXP+0.3SYN	Linear Add	GS
		sxp
		syp

GS_SXP+0.3SYP	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GS_SYN+0.3SXN	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GS_SYN+0.3SXP	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GS_SYP+0.3SXN	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GS_SYP+0.3SXP	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GSX-NN	Linear Add	GS
		sxn
GSX-NP	Linear Add	GS
		sxp
GSX-PN	Linear Add	GS
		sxn
GSX-PP	Linear Add	GS
		sxp
GSXY45	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GSXY-45	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GSXY135	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GSXY-135	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GSY-NN	Linear Add	GS
		syn
GSY-NP	Linear Add	GS
		syp
GSY-PN	Linear Add	GS
		syn
GSY-PP	Linear Add	GS
		syp
SLS		Dead

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

	Linear Add	Live
		tehnice
		Zapada
		pcf
		umpluturi
SLSWXP	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
		wxp
SLSWXP+Z	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
		wxp
SLSWYP	Linear Add	Zapada
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
SLSWYP+Z	Linear Add	wyp
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
SLUF	Linear Add	Zapada
		wyp
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
SLUWXP	Linear Add	umpluturi
		Zapada
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

SLUWXP+Z	Linear Add	Dead
		Live
		tehnic
		pcf
		umpluturi
		wxp
		Zapada
SLUWYP	Linear Add	Dead
		Live
		tehnic
		pcf
		umpluturi
		wyp
SLUWYP+Z	Linear Add	Dead
		Live
		tehnic
		pcf
		umpluturi
		wyp
		Zapada
SLUZ+WXP	Linear Add	Dead
		Live
		tehnic
		pcf
		umpluturi
		wxp
		Zapada
SLUZ+WYP	Linear Add	Dead
		Live
		tehnic
		pcf
		umpluturi
		wyp
		Zapada

10.3. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

Clasa de importanță a construcției este clasa III, pentru care coeficientul de importanță $\gamma=1$. Structura de rezistență este proiectată pentru clasa M de ductilitate. Factorul de comportare utilizat în calculul liniar elastic este $q=1.5$. Torsiunea accidentală a fost considerată în calcul prin declararea unor excentricități de aplicare a forțelor orizontale egale cu $0.05 \times L$, unde L este dimensiunea clădirii perpendiculară pe direcția de acțiune seismică.

Greutatea suprastructurii (de la cota de incastrare în sus) în gruparea seismică de încărcări este de aproximativ 1845 kN. Direcțiile principale ale structurii, X și Y sunt indicate în figurile 13.2, 13.3 și 13.4 (prin axele globale ale modelului de calcul efectuat). Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație, exprimate prin valorile perioadelor proprii de vibrație și factorilor de participare masici sunt prezentate în tabelul 13.1. Formele proprii de vibrație asociate primelor trei moduri fundamentale sunt reprezentate în figurile 13.2, 13.3 și 13.4.

Tabel 13.1 Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație din punct de vedere a participării maselor

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec							
Modal	1	0.54	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Modal	2	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.98	0.98
Modal	3	0.40	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.98

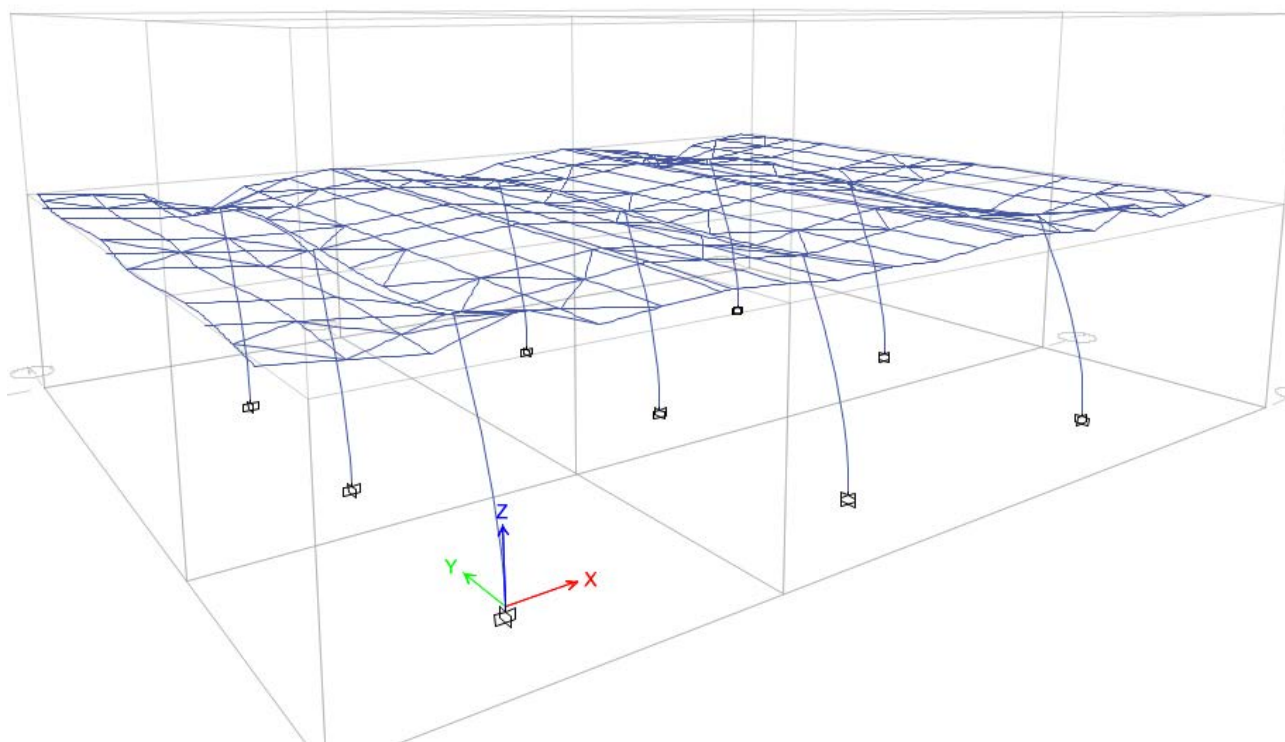


Figura 13.2: Modul 1 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție Y ($T=0.54\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul încadrat la nivelul fundațiilor

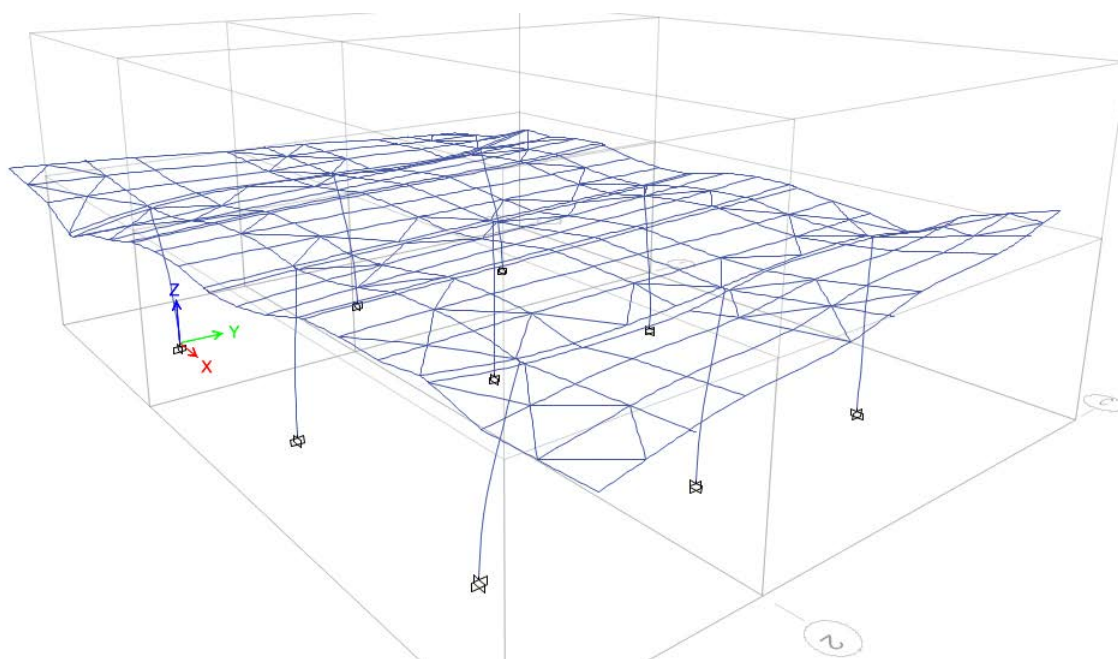


Figura 13.3: Modul 2 fundamental de vibrație - torsiune predominantă ($T=0.52\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul încadrat la nivelul fundației

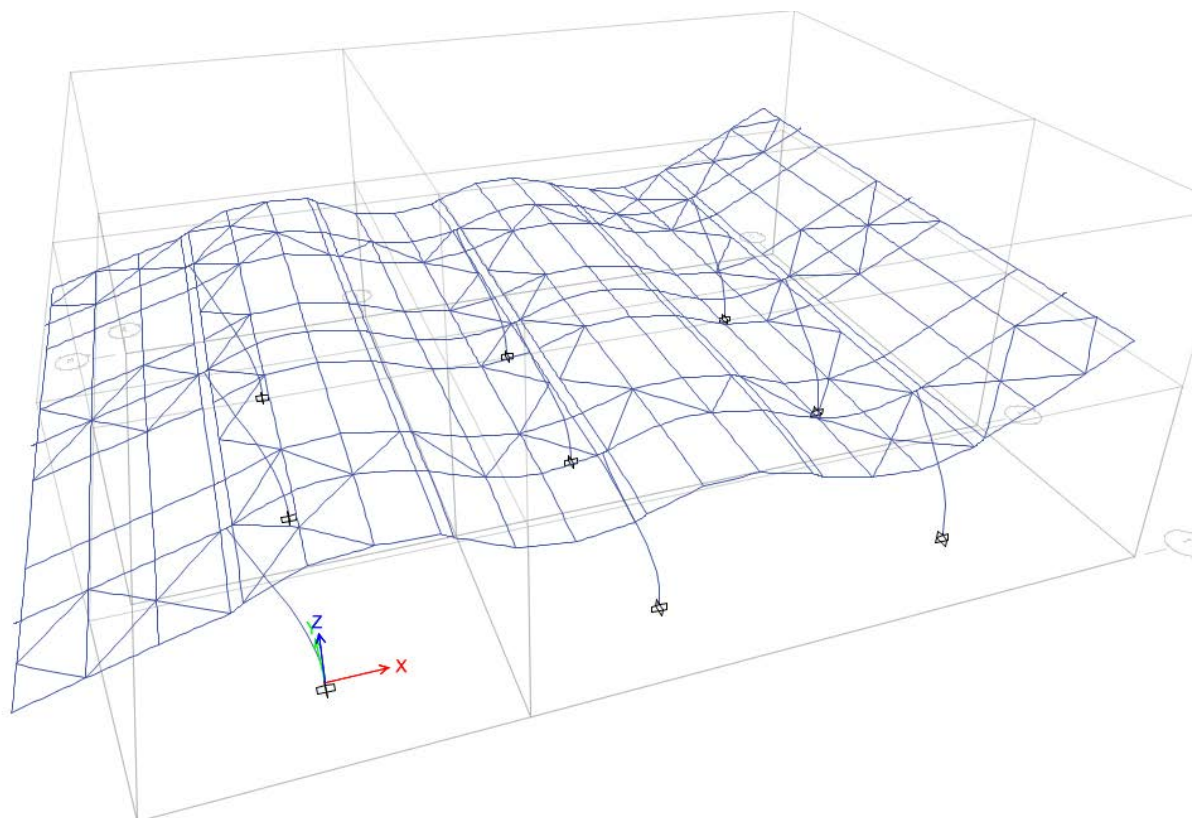
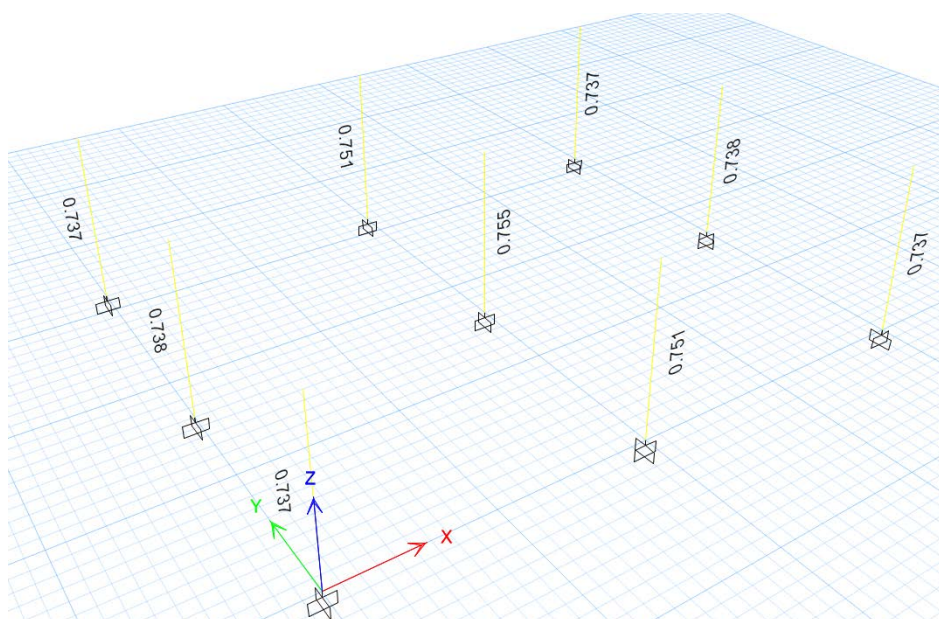


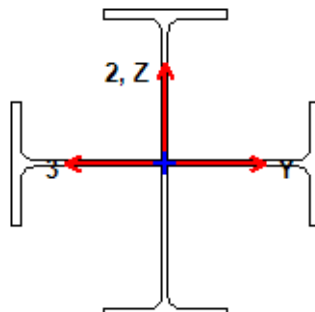
Figura 13.4: Modul 3 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție X (T=0.40sec)- vedere 3D model de calcul incastat la nivelul fundației

10.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Grad de solicitare ale stâlpilor



Verificarea celui mai încărcat stâlp



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	C12	31E0B2	5800	0	GSXY-45	Column	DCL MRF	2IPE500

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 3	Step-by-Step - All	No	No	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{ov}
1	1	1.1

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,2} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
230.3	50421.9	148	2012.9	88.6	2533.5	180.5	1249365.3	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
50421.9	148	2012.9	88.6	2533.5	500

A_{eff} (cm ²)	e_{Ny} (mm)	e_{Nz} (mm)	$W_{ef,y}$ (cm ³)	$W_{ef,z}$ (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
230.3	0	0	2012.9	2012.9	0

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,Ed}$ (kN-m)	$V_{2,Ed}$ (kN)	$V_{3,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-125.38	213.03	-266.61	57.09	46.44	2.069E-06

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1)

D/C Ratio =	$(N_{Ed} / N_{Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{z,Rd})$
0.755 =	0.017 + 0.328 + 0.41

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Y-Y	2	0.878	5092	68.819
Y-Y Braced	0.699	0.878	5092	24.073
Z-Z	2	0.878	5092	68.819
Z-Z Braced	0.699	0.878	5092	24.073
LTB	2	0.878	5092	68.819

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	-125.38	7433	7433

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
7433	8457.28	3900.34	10079.19	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	c	0.49	10079.19	0.901	1.077	1	7433
Y-Y Braced	c	0.49	82374.55	0.315	0.578	1	7433
Z-Z	c	0.49	10079.19	0.901	1.077	1	7433
Z-Z Braced	c	0.49	82374.55	0.315	0.578	1	7433
Torsional TF	c	0.49	3900.34	1.448	1.854	1	7433

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{v,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	213.03	213.03	649.61	649.61	649.61	649.61
Z-Z	-266.61	-266.61	649.61	649.61	649.61	

Compactness

Section	Flange	Web	ε	α	ψ
Class 3	Class 3	Class 3	0.814	0.535	-0.969

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$I_w \text{ (cm}^6\text{)}$	$M_{cr} \text{ (kN-m)}$
d	0.76	0.455	0.7	0.811	1249365.3	3457.01

k_w	C_1	C_2	C_3	$z_a \text{ (mm)}$	$z_s \text{ (mm)}$	$z_g \text{ (mm)}$	$z_z \text{ (mm)}$	$z_j \text{ (mm)}$
1	2.461	0	0.774	249.5	0	249.5	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.454	0.645	0.454	0.456	0.647	0.999	0.647

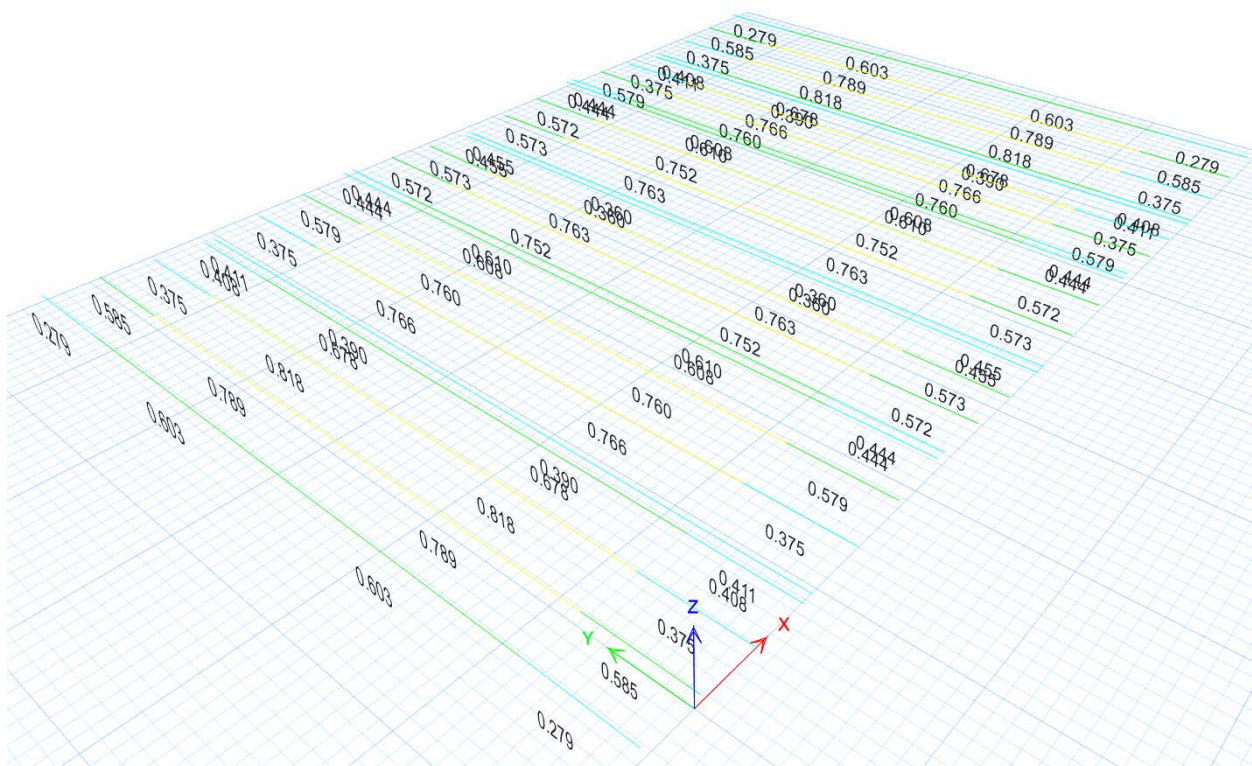
	$V_{Ed} \text{ (kN)}$	$V_{pl,Rd} \text{ (kN)}$	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	57.09	1650.6	0.035	1
3-Axis	46.44	1650.6	0.028	1

Shear Design

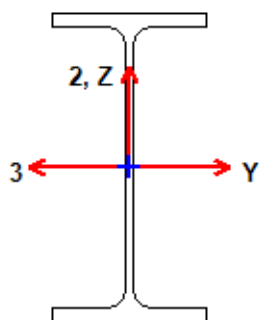
	$V_{Ed} \text{ (kN)}$	$T_{Ed} \text{ (kN-m)}$	$V_{c,Rd} \text{ (kN)}$	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	57.09	2.069E-06	1650.6	0.035	OK
3-Axis	46.44	2.069E-06	1650.6	0.028	OK

	$V_{pl,Rd} \text{ (kN)}$	η	λ_{bar}	X
2-Axis	1650.6	1.2	0	1
3-Axis	1650.6	1.2	0	1

Grad de solicitare ale panelor de acoperiș



Verificarea celei mai încărcate pane



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	B306	253	8000	8000	SLUZ+WXP	Beam	DCL MRF	IPE240

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 1	Step-by-Step - All	No	Yes	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
39.1	3892	99.8	324.3	19.1	367	13	37391.2	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
284	27	47.3	25.4	73.9	240

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,y} (cm ³)	W _{ef,z} (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
39.1	0	0	324.3	47.3	0

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN-m)	M _{z,Ed} (kN-m)	V _{2,Ed} (kN)	V _{3,Ed} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
8000	0.5	-39.53	-0.38	29.55	0.35	-1.706E-03

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio =	$N_{Ed} / (X_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,span,Ed} / (X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,span,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$
0.818 =	0 + 0.812 + 0.006

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L _{cr} / i
Y-Y	1	1	8000	80.185

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Y-Y Braced	1	1	8000	80.185
Z-Z	1	0.5	4000	148.419
Z-Z Braced	1	0.5	4000	148.419
LTB	1	0.5	4000	148.419

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	0.5	1261.86	1261.86

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
1261.86	1435.75	1436.63	1436.63	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	a	0.21	1260.41	1.049	1.14	0.631	796.27
Y-Y Braced	a	0.21	1260.41	1.049	1.14	0.631	796.27
Z-Z	b	0.34	367.89	1.942	2.683	0.221	278.37
Z-Z Braced	b	0.34	367.89	1.942	2.683	0.221	278.37
Torsional TF	b	0.34	1436.63	0.983	1.116	0.608	767.06

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{lv,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	-39.53	-39.53	118.44	118.44	118.44	48.69
Z-Z	-0.38	-0.38	23.85	23.85	23.85	

Compactness

Section	Flange	Web	ϵ	α	ψ
Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.499	-1.001

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	φ_{LT}	χ_{LT}	I_w (cm ⁶)	M_{cr} (kN-m)
a	0.21	1.414	1.627	0.411	37391.2	65.15

k_w	C_1	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	1.132	0.459	0.525	120	0	120	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.51	0.4	0.966	0.51	0.24	1	0.4

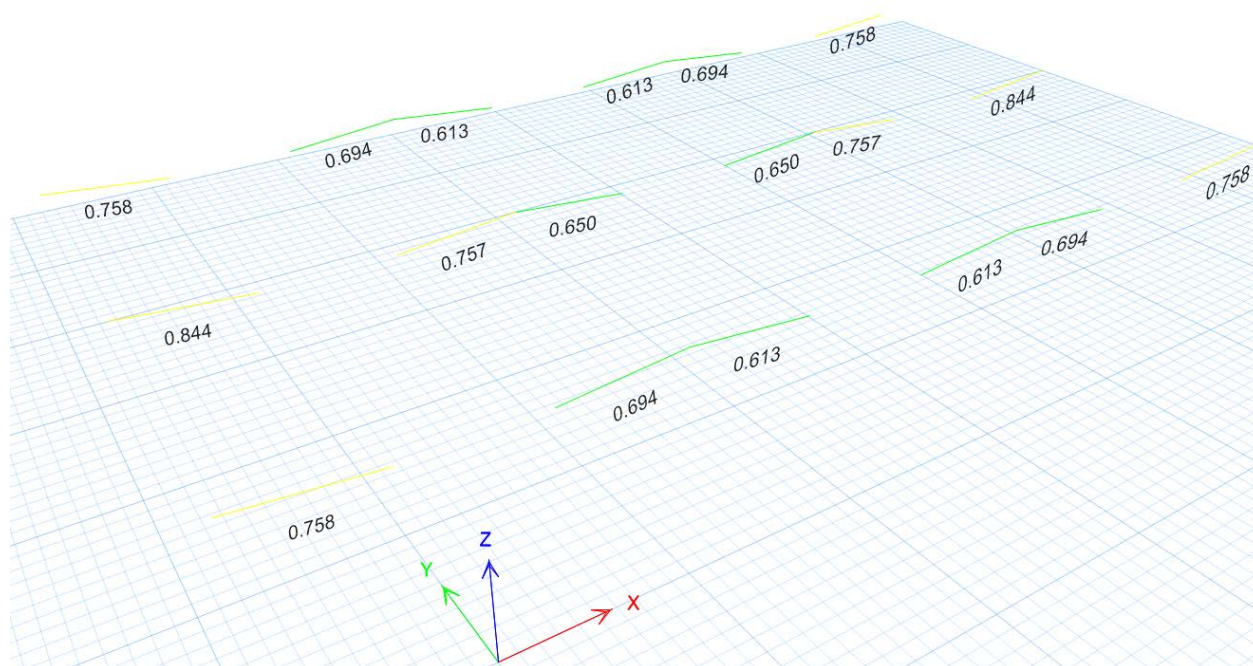
	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	29.55	356.4	0.083	1
3-Axis	0.35	473.93	0.001	1

Shear Design

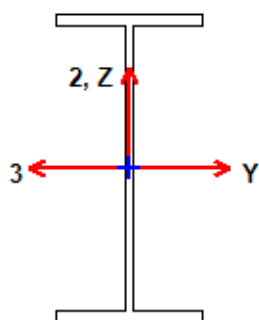
	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{c,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	29.55	-1.706E-03	356.4	0.083	OK
3-Axis	0.35	-1.706E-03	473.93	0.001	OK

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	X
2-Axis	356.4	1.2	0.506	1.2
3-Axis	473.93	1.2	0	1

Grad de solicitare al grinzilor principale



Verificarea celei mai încărcate grinzi principale



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	B120	306	3295.5	0	SLUZ+WXP	Beam	DCL MRF	IPE360

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 1	Step-by-Step - All	No	Yes	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,2} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
72.7	16270	149.6	903.9	32.1	1019	37.3	313580.3	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
1043	37.9	122.7	45.9	191.1	360

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,y} (cm ³)	W _{ef,z} (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
72.7	0	0	903.9	122.7	0

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN-m)	M _{z,Ed} (kN-m)	V _{2,Ed} (kN)	V _{3,Ed} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
0	-10.01	-241.13	0	107.32	0	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio =	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \left(\frac{X_z}{Y_{M1}} \right) + k_{zy} \left[\frac{M_{y,span,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}} \left(\frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \right) \right] + k_{zz} \left[\frac{M_{z,span,Ed}}{M_{z,Rk}} \left(\frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \right) \right]$
0.844 =	0.004 + 0.84 + 0

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Y-Y	1	1	3295.5	22.029
Y-Y Braced	1	1	3295.5	22.029
Z-Z	1	0.476	1570	41.45
Z-Z Braced	1	0.476	1570	41.45
LTB	1	0.476	1570	41.45

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	-10.01	2346.23	2346.23

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
2346.23	2669.54	12337.87	12337.87	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	a	0.21	31050.1	0.288	0.551	1	2346.23
Y-Y Braced	a	0.21	31050.1	0.288	0.551	1	2346.23
Z-Z	b	0.34	8770.09	0.542	0.705	1	2346.23
Z-Z Braced	b	0.34	8770.09	0.542	0.705	1	2346.23
Torsional TF	b	0.34	12337.87	0.457	0.648	1	2346.23

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{v,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	-241.13	-241.13	328.86	328.86	328.86	286.79
Z-Z	0	0	61.67	61.67	61.67	

Compactness

Section	Flange	Web	ϵ	α	ψ
Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.505	-0.992

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	φ_{LT}	χ_{LT}	I_w (cm ⁶)	M_{cr} (kN-m)
b	0.34	0.527	0.694	0.872	313580.3	1302.6

k_w	C_1	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	1.365	0.553	1.73	180	0	180	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.432	0.949	0.575	0.432	0.571	0.999	0.951

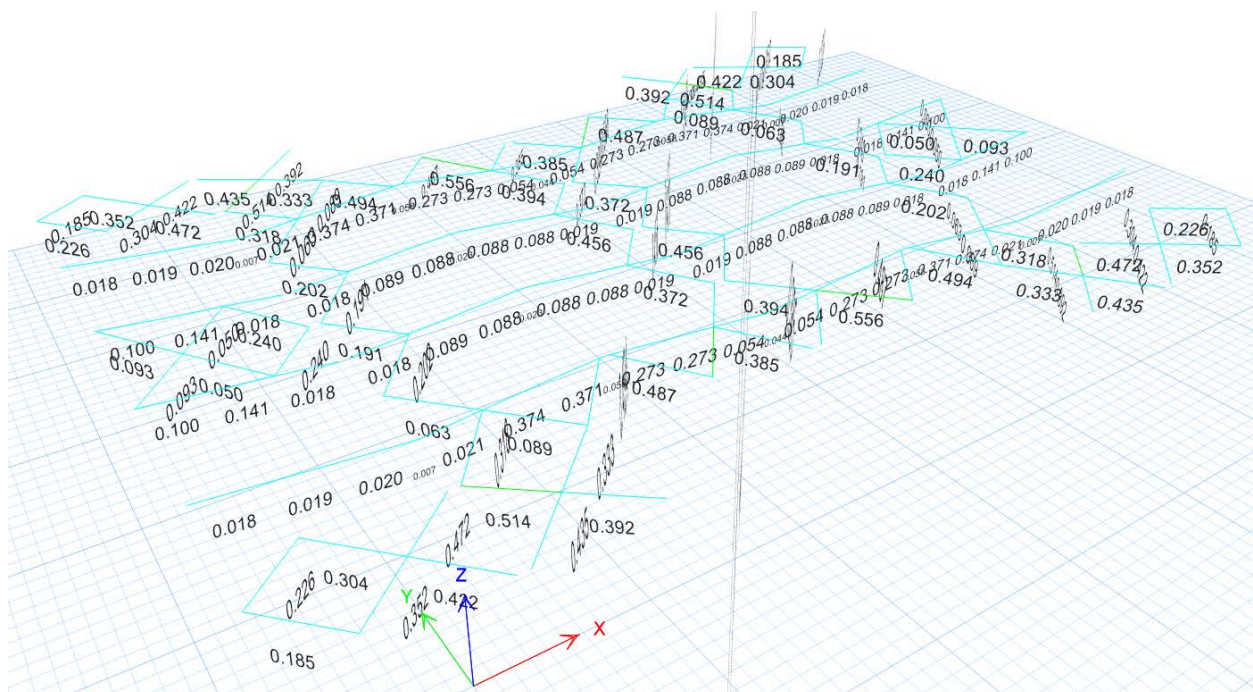
	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	107.32	598.51	0.179	1
3-Axis	0	855.84	0	1

Shear Design

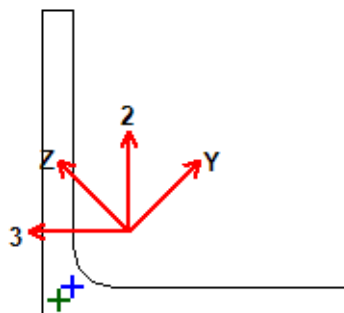
	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{e,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	107.32	0	598.51	0.179	OK
3-Axis	0	0	855.84	0	OK

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	X
2-Axis	598.51	1.2	0.595	1.2
3-Axis	855.84	1.2	0	1

Grad de solicitare al contravanturilor



Verificarea celei mai încărcate contravântuiri



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	B554	671	2542.6	0	GS _{SYN} +0.3SXN	Beam	DCL MRF	L70X7

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 4	Step-by-Step - All	No	Yes	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{ov}
1	1	1.1

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
9.4	67.9	26.9	14.4	4.9	Not required	1.5	5.6	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)	I ₃ (cm ⁴)	I ₂ (cm ⁴)	I ₂₃ (cm ⁴)
16.7	13.3	5.9	4.9	Not required	70	42.3	42.3	-25.6

A_{eff} (cm ²)	e_{Ny} (mm)	e_{Nz} (mm)	$W_{ef,y}$ (cm ³)	$W_{ef,z}$ (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
9.4	0	0	14.4	5.9	45

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,Ed}$ (kN-m)	$V_{2,Ed}$ (kN)	$V_{3,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-21.78	0.04	-0.04	0.09	0	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio =	$\frac{N_{Ed}}{X_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \left[\frac{(M_{y,span,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}) / (X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})}{\gamma_{M1}} \right] + k_{zz} \left[\frac{(M_{z,span,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})}{\gamma_{M1}} \right]$
0.556 =	0.512 + 0.015 + 0.028

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Y-Y	1	1	2542.6	94.605
Y-Y Braced	1	1	2542.6	94.605
Z-Z	1	1	2542.6	190.709
Z-Z Braced	1	1	2542.6	190.709
LTB	1	1	2542.6	119.855

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	-21.78	303.27	303.27

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
303.27	345.06	855.84	195.87	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	x	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	b	0.34	217.61	1.238	1.443	0.458	138.85
Y-Y Braced	b	0.34	217.61	1.238	1.443	0.458	138.85
Z-Z	b	0.34	53.55	2.496	4.005	0.14	42.49
Z-Z Braced	b	0.34	53.55	2.496	4.005	0.14	42.49
Torsional TF	b	0.34	195.87	1.305	1.539	0.424	128.73

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{v,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	0	0.04	4.66	4.66	4.66	2.63
Z-Z	0	-0.04	1.92	1.92	1.92	

Compactness

Section	Flange	Web	ε	α	ψ
Class 4	Class 3	Class 4	0.814	0.563	-0.869

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	I_w (cm ⁶)	M_{cr} (kN-m)
d	0.76	0.825	1.078	0.565	5.6	7.53

k_w	C_1	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	1.132	0.459	0.525	50.3	-15.8	66.1	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.95	1	0.95	1.039	1.307	0.963	1.307

	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	0.09	91.3	0.001	1
3-Axis	0	91.3	0	1

Shear Design

	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{c,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	0.09	0	91.3	0.001	OK
3-Axis	0	0	91.3	0	OK

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	X
2-Axis	91.3	1.2	0	1
3-Axis	91.3	1.2	0	1

10.5. Dimensionarea fundatiilor

Sistemul de fundare este alcătuit din grinzi de fundare dispuse pe ambele direcții principale ale structurii. Ținând cont de regimul de înălțime redus al clădirii și tipologia structurală, cu impact asupra stării de eforturi de la nivelul fundațiilor, sub șirurile de stâlpi s-au propus fundații continue, realizate cu secțiune T, în conformitate cu prevederile normativului de proiectare NP112/2014 – Normativ pentru proiectarea fundațiilor de suprafață – capitolele II.7.5 și II.7.6. Fundațiile astfel concepute asigură transmiterea tuturor eforturilor către terenul de fundare. Fundațiile continue sunt alcătuite dintr-o talpa din beton simplu 1.00x0.80m și grinda din beton armat având dimensiunile 0.40x1.00m.

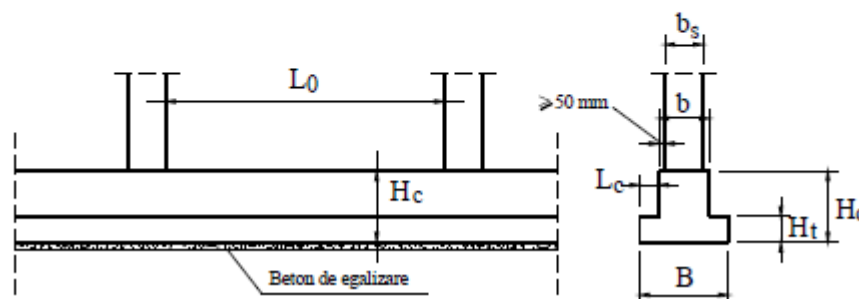
Fundațiile au fost dimensionate în acord cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013, normativului de proiectare al fundațiilor de suprafață, NP 112/2014 și SR EN 1992-1-1/2004.

Eforturile de dimensionare pentru fundații au fost determinate pe baza eforturilor maxime de la baza stâlpilor în situația formării mecanismului de plastificare (conform prevederilor NP 112/2014 capitolul II.4.2).

II.7.5. Fundații continue sub stâlpi

II.7.5.1 Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub stâlpi se realizează, de regulă, ca grinzi sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat (Figura II.20).



Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continue sub stâlpi

(2) Secțiunea de beton

Fundațiile continue sub pereți (în multe cazuri conflucând cu stâlpi) se realizează, de regulă, ca tălpi de beton armat (Figura II.21) sau ca bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat. Dacă pe fundații reazemă exclusiv pereți de beton armat, secțiunea grinzii va respecta cerințele pentru fundații izolate de la II.6.

Extras din NP112/2014 privind soluțiile constructive pentru fundațiile continue

Pentru armarea fundațiilor s-au avut în vedere prevederile de mai jos:

Coeficientul minim de armare în toate secțiunile (sus și jos) este $\rho_{\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru

grinzi calculate în gruparea fundamentală de încărcări și $\rho_{\min} = 0,50 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi

calculate la acțiunea seismică, dar nu mai puțin 0,002 în toate cazurile.

Diametrul minim al armăturilor longitudinale este 14 mm.

Pe fețele laterale ale grinzii se dispun armături minim $\Phi=10$ mm la 300 mm.

(3) Etrierii rezultă din verificarea la forță tăietoare și moment de torsiune.

Coeficientul minim de armarea transversală este 0,001, dar nu mai puțin de

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Diametrul minim al etrierilor este 8 mm. Dacă lățimea grinzii este 400 mm sau mai mult se dispun etrieri dubli (cu 4 ramuri).

GF 40x100					
M_{ed}	A_{ai}^{nec}	A_{ai}^{ef}	Armare efectiva	M_{cap}	Ω
396	1011	1016	4Φ18	398	1.00

	V_{Ed}^{max}	Verificare diagonala beton	Armare cu etrieri					
			A_{sw}	$s^{nec, A_{sw1}}$ [mm]	s^{ef} [mm]	$V_{Rd,s}^{etr.}$	Armare in zonele 10/3 de la fata grinzii	Armare in zona centrala a grinzii
	170	DA	201	440	200	374	2xetr. 8/200	2xetr. 8/200
$d_{r1} =$	950	$b_{r1} =$	400	$ctg \theta =$	1	$V_{Rd,max(\theta=45)} 40x100 =$	1539	
				$f_{ck} =$	25			
				$f_{yd} =$	435			

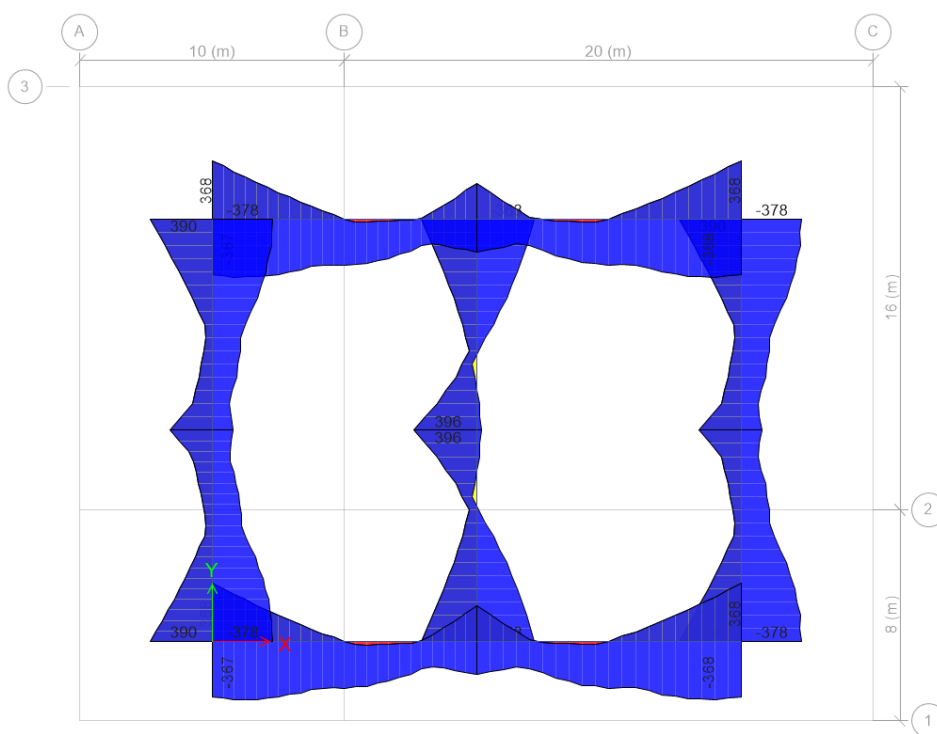


Diagrama de moment încovoiator in grinzile de fundare- înfășurătoare combinații încărcări

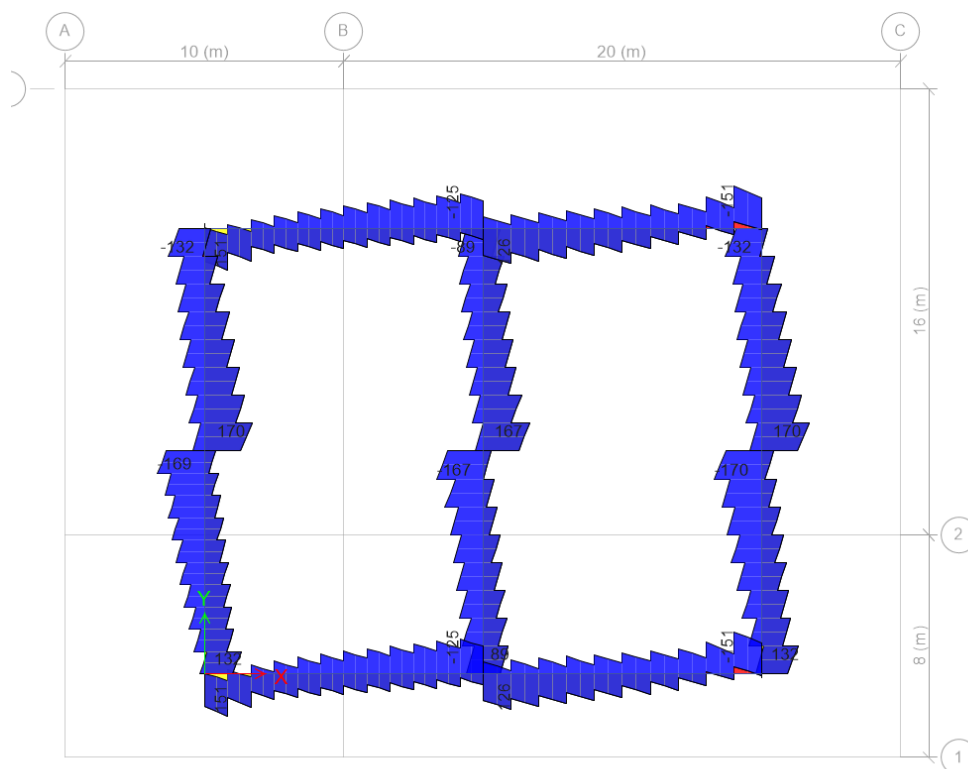


Diagrama de forța tăietoare in grinzile de fundare- înfășurătoare combinații încărcări

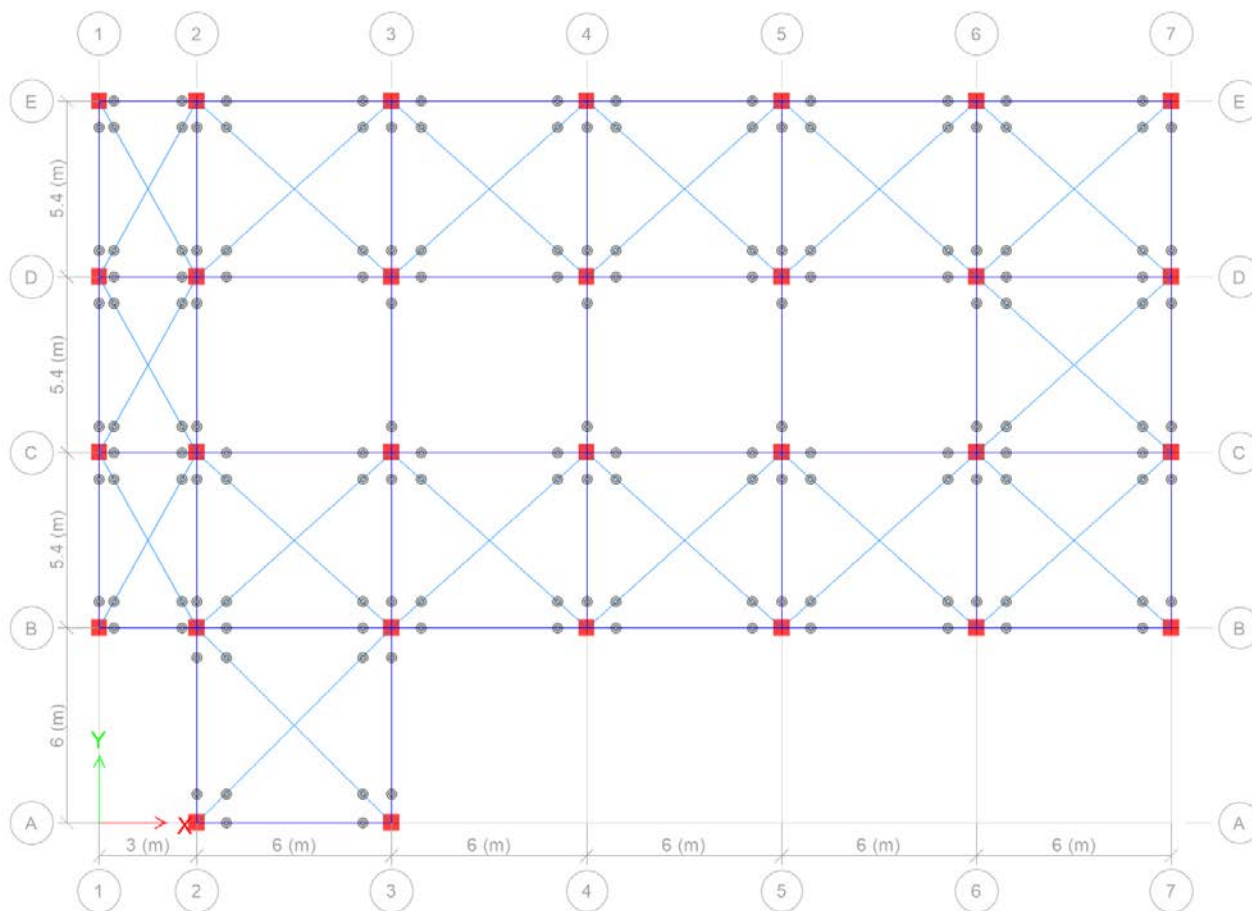
11. CLADIREA C7: Spălătorie interioară

11.1. Date generale structura de rezistenta

Obiectul va fi alcătuit dintr-un corp de clădire.

Structura principală de rezistență pentru corpul de clădire, va fi realizată în soluție prefabricată cu stâlpi în consolă și grinzi conectate articulat de stâlpi. La nivelul acoperișului s-a prevăzut un sistem de contravânturi metalice orizontale care asigură efectul de șaibă al acestuia prin uniformizarea deplasărilor laterale ale stâlpilor sub acțiunea forțelor seismice orizontale.

Suprastructura are o formă rectangulară în plan cu 5 travei de 6.0 metri, o travée de 3.0 metri, 3 deschideri de 5.4 metri, o deschidere de 6.0 metri și înălțimea de aproximativ 6.30 metri – figura 11. 1.



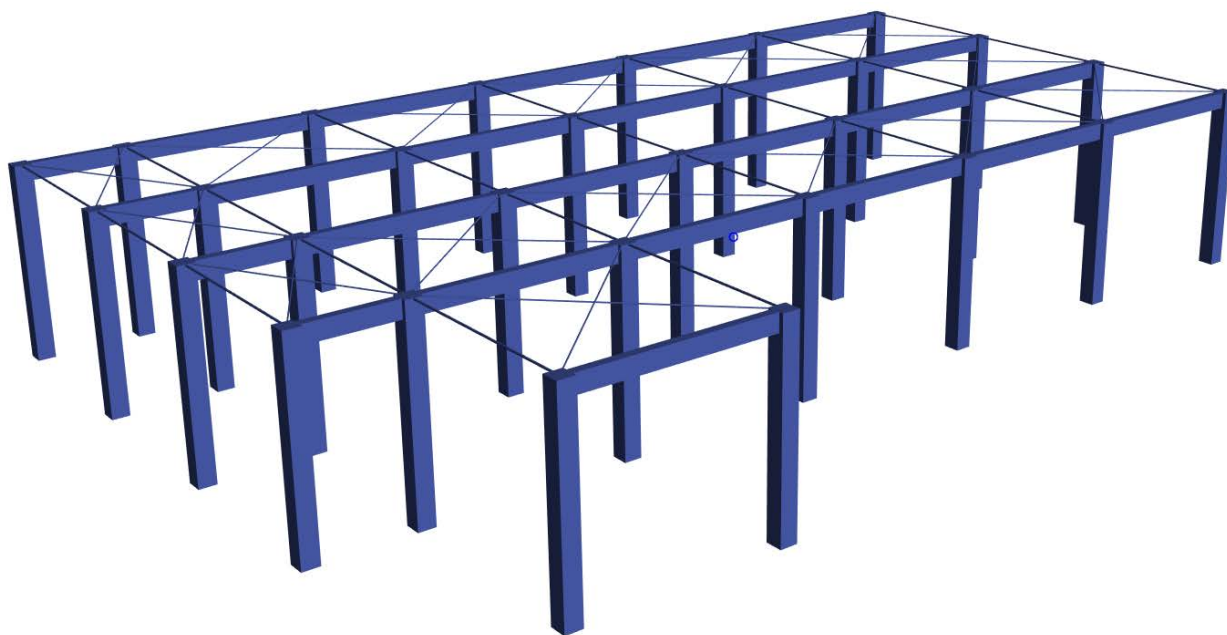


Figura 11.1: Sistemul structural propus - vedere in plan acoperiș si vedere 3D din modelul de calcul efectuat

Ținând cont de forma structurii în plan, caracteristicile de material utilizate, caracteristicile seismice ale amplasamentului, soluția structurală aleasă (suprastructura tip parter cu stâlpi în consola) și regimul de înălțime propus, structura de rezistență s-a proiectat în clasa medie de ductilitate (DCM) prin utilizarea unui factor de comportare egal cu 3,0. Factorul de comportare ales este în conformitate cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013 cu modificările ulterioare, aduse prin Erata din 2019.

Suprafața aproximativă a unui etaj curent (suprafața construită a acoperișului) este de aproximativ 2050mp. Sistemul structural a fost ales în concordanță cu cerințele de arhitectură și este conceput astfel încât să asigure un răspuns favorabil al structurii la acțiuni gravitaționale și seismice, conform P100-1/2013. Structura prezintă o comportare dinamică favorabilă, evidențiată prin modurile fundamentale de vibrație ale structurii – figurile 11. 2, 11. 3 și 11. 4.

Sistemul structural este reprezentat de stâlpi din beton armat prefabricat în consola cu dimensiunea 50x50cm și grinzi din beton armat cu dimensiunea 25x50cm, ce reazemă pe stâlpi. La nivelul acoperișului este prevăzut un sistem de contravântuiri metalice cu rol de uniformizare a deplasărilor laterale ale stâlpilor sub efectul acțiunilor orizontale.

Elementele structurale principale cu rol în preluarea forțelor laterale cauzate de acțiunea seismică sunt stâlpii de beton armat. Stâlpii asigură transmiterea forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare generate de încărcările orizontale la infrastructura (la nivelul fundațiilor) și teren de fundare prin încovoierea stâlpilor la baza acestora, la nivelul teoretic de încastrare situat deasupra fundațiilor.

Sistemul de fundare este format din doua tipuri de fundații izolate, F1 alcătuita dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 2.80mx2.80mx1.00m si un cuzinet armat cu dimensiunea 1.10mx1.10mx0.80m si F2 alcătuita dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 5.80mx2.80mx1.00m si doi cuzineți armați cu dimensiunea 1.10mx1.10mx0.80m.

Pardoseala va fi alcătuita dintr-o placa de beton armata cu fibre disperse de 20cm grosime peste care se va realiza un finisaj conform detaliilor de arhitectura. Pardoseala de beton armat va fi prevăzută cu rosturi de contractie-dilatatie realizate prin taiere la partea superioara pe aproximativ o treime din grosimea plăcii de pardoseala.

Umpluturile sub pardoseala se vor realiza din pietriș/balast compactat.

Sistemul de fundare este calculat sa rămână in domeniul de comportare elastic, acesta fiind dimensionat pe baza eforturilor maxime din suprastructură asociate mecanismului de plastificare al structurii.

Structura de rezistenta a clădirii a fost proiectata astfel încât sa răspundă neliniar (postelastice) sub acțiunea seismică de proiectare, având clasa de ductilitate M (DCM) si un factor de comportare cu valoare de 3,00. In vederea sporirii nivelului de siguranța al clădirii, elementele structurale verticale de tip stâlpi, au fost detaliate cu respectarea procentelor minime de armare transversala asociate clasei H (DCH) de ductilitate.

S-a urmărit impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice. Acest obiectiv a fost îndeplinit prin dirijarea zonelor solicitate în domeniul postelastic cu prioritate în elementele structurale ale suprastructurii care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare neliniara semnificativa (din încovoiere), cum ar fi: stâlpi din beton armat (la baza acestora deasupra nivelului teoretic de incastrare). Prin deformarea neliniară din încovoiere a elementelor structurale se obține disiparea energiei induse de acțiunea seismică si se limitează eforturile care ar putea conduce la cedări fragile ale elementelor structurale.

In urma incidentei cutremurului de proiectare (având interval mediu de recurenta de 225 de ani), deformațiile neliniare care pot apărea in unele elemente structurale pot conduce la necesitatea realizării unor reparații locale ale elementelor de beton armat. Acest lucru nu constituie un defect structural, el fiind in concordantă cu cerințele fundamentale ale proiectării seismice enunțate in capitolul 2 al codului P100-1 « Cod de proiectare seismică - Prevederi de proiectare pentru clădiri ».

11.2. Încărcări considerate în calcul structurii de rezistență pentru Clădirea C7:

Zona	Tip încărcare	Unitate de măsură	Valoare
Placa de pardoseala (Încărcări din exploatare pentru garaje și spații destinate traficului de vehicule Categoria G)	Utila, cf. SR EN 1991-1-1 + Anexa Națională	KN/m ²	5,0
Acoperiș	Variabila - Zăpadă	KN/m ²	2,0
	Permanentă (Invelitoare+instalații)	KN/m ²	1,0

11.3. Dimensionarea și verificarea structurii de rezistență

Verificarea deplasărilor laterale și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente și metodei de calcul modal cu spectre de răspuns, cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

Deformații plastice în cadrul structurii, în timpul acțiunii seismice de proiectare, sunt așteptate prin curgerea din încovoiere a armaturilor longitudinale dinspre capetele grinzilor și stâlpilor. În cazul stâlpilor sunt așteptate deformații plastice la baza nivelului. În realizarea modelului numeric, stâlpii și grinzile au fost modelate cu elemente de tip bară. O vedere 3D a modelului de calcul este redată în figura 4.1. Caracteristicile de material definite în programul de calcul corespund betoanelor ce vor fi utilizate în cadrul structurii de rezistență.

Clasa de importanță a construcției este clasa III, pentru care coeficientul de importanță $\gamma=1$. Structura de rezistență este proiectată pentru clasa M de ductilitate. Factorul de comportare utilizat în calculul liniar elastic este $q=3$. Torsiunea accidentală a fost considerată în calcul prin declararea unor excentricități de aplicare a forțelor orizontale egale cu $0.05 \times L$, unde L este dimensiunea clădirii perpendiculară pe direcția de acțiune seismică.

Greutatea suprastructurii (de la cota de încastrare în sus) în gruparea seismică de încărcări este de aproximativ 3786 kN. Forțele tăietoare însumate de la baza stâlpilor de la parter, deasupra nivelului teoretic de încastrare, au valoarea de aproximativ 941 kN, pentru ambele direcții principale ale structurii. Direcțiile principale ale structurii, X și Y sunt indicate în figurile 11.2, 11.3 și 11.4 (prin axe globale ale modelului de calcul efectuat). Rezultatele analizei modale pentru primele 3 de moduri de vibrație, exprimate

prin valorile perioadelor proprii de vibrație și factorilor de participare masici sunt prezentate în tabelul 11.1. Primele două moduri de vibrații sunt predominant de translație, iar cel de-al treilea predominant de torsiune. Formele proprii de vibrație asociate primelor trei moduri fundamentale sunt reprezentate în figurile 11.2, 11.3 și 11.4.

Tabel 11.1 Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație din punct de vedere a participării maselor

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.59	0.02	0.89	0.02	0.89	0.09	0.09
Modal	2	0.58	0.97	0.02	1.00	0.92	0.00	0.09
Modal	3	0.51	0.00	0.08	1.00	1.00	0.91	1.00

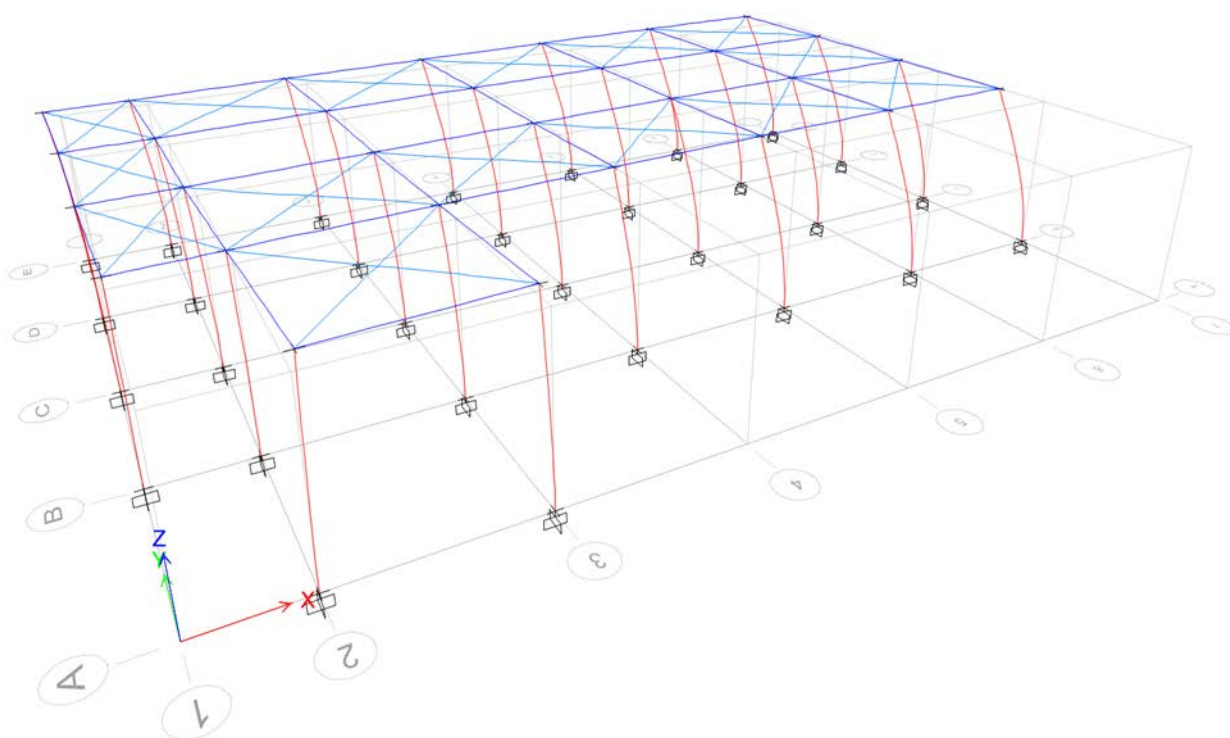


Figura 11.2: Modul 1 fundamental de vibrație – translație predominantă direcție Y ($T=0.59\text{sec}$) – vedere 3D model de calcul incastat la nivelul fundațiilor

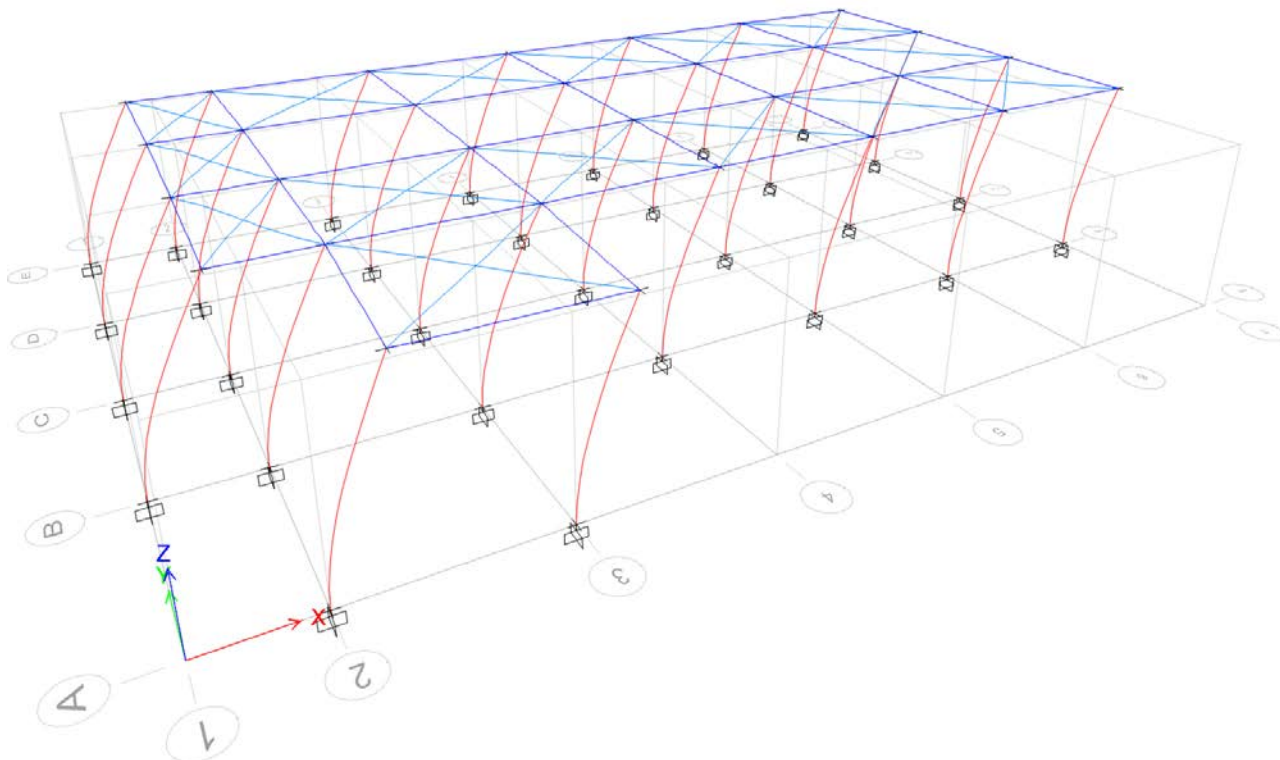


Figura 11.3: Modul 2 fundamental de vibrație - translație predominantă direcție X ($T=0.58\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

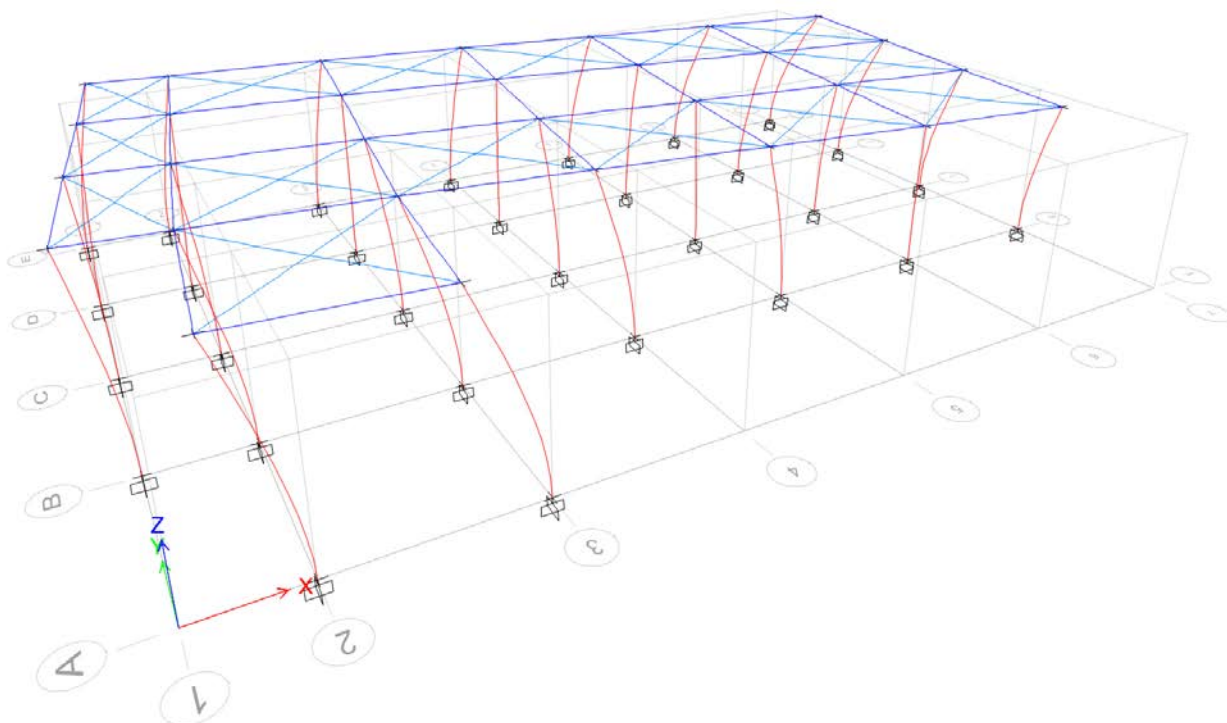


Figura 11.4: Modul 3 fundamental de vibrație - torsiune predominantă ($T=0.51\text{sec}$)- vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

11.4. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea deplasărilor laterale sub incidenta acțiunilor seismice s-a realizat conform Anexei E din codul P100-1/2013. Rigiditățile definite pentru elementele structurale au fost alese conform tabelului E.1, aceasta având valorile de $0.5 E_c I_g$, unde I_g reprezintă momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton.

Panourile sandviș ce constituie elemente de închidere în cadrul clădirii intra în categoria componentelor nestructurale ce nu contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii și sunt alcătuite din materiale cu capacitate mare de deformare atașate structurii, cf. P100-1/2013, Anexa E.

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	$E_c I_g$	$0,5 E_c I_g$
Structuri cu pereți	$0,5 E_c I_g$	
E_c - Modulul de elasticitate al betonului		
I_g - Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Componente nestructurale din materiale fragile, atașate structurii	Componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, atașate structurii	Componente nestructurale care, prin natura prinderilor, nu interacționează cu structura sau fără componente nestructurale
Valoarea admisă a deplasării de nivel	$0,005 h$	$0,0075 h$	$0,01 h$
h – înălțimea de nivel			

(Extras din P100-1/2013, Anexa E)



A. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA DE SERVICIU (SLS):

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} < dr^{SLS}_{adm}$$

dr^{SLS} – deplasarea relativa de nivel sub acțiunea seismică asociată SLS;

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

v – factor de reducere ce ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS ($v=0.5$);

q – factor de comportare ($q=3$);

dr^{SLS}_{adm} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLS pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 6,30‰, respectiv 6,78‰. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 7.5‰.

B. VERIFICAREA DEFORMATIILOR LATERALE LA STAREA LIMITA ULTIMA:

Relația de verificare este următoarea:

$$dr^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} < dr^{ULS}_{adm}$$

dr^{ULS} – deplasarea relative de nivel sub acțiunea seismică asociată SLU

d_{re} – deplasarea relativa de nivel determinată prin calcul elastic sub încărcări seismice de proiectare;

c – factorul de amplificare a deplasărilor evaluat cu relația E.3 din P100-1/2013 ;

q – factor de comportare ($q=3,0$);

dr^{ULS}_{adm} – valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel;

Valorile maxime ale driftului corespunzătoare SLU pentru cele două direcții principale ale structurii X și Y sunt 1,26%, respectiv 1,36%. Aceste valori sunt inferioare valorii admisibile de 2,5% . Pentru situația dată valoarea factorului de amplificare a deplasărilor se limitează superior la valoarea de $c=1,00$.

Rotirile în toate elementele structurale sunt sub valorile limită specificate în tabelul E.3 din P100-1/2013.

11.5. Dimensionarea stălpilor la încovoiere și forța tăietoare

La baza stălpilor s-a urmărit asigurarea unei capacități de rezistență mai mare decât cea rezultată din calcul. Armarea verticală a stălpilor este redată mai jos. Armările propuse respectă procentul minim de 0,80%, impus de P100-1/2013, pentru clasa M de ductilitate, cât și cerința de rezistență pe baza eforturilor rezultate din calcul structural sub încărcările seismice de proiectare.

Curba de interactiune N-M (forta axiala-moment) este indicata in figura de mai jos:

Section Details:

X Centroid:	50.00 cm
Y Centroid:	50.00 cm
Section Area:	2500 cm ²

Loading Details:

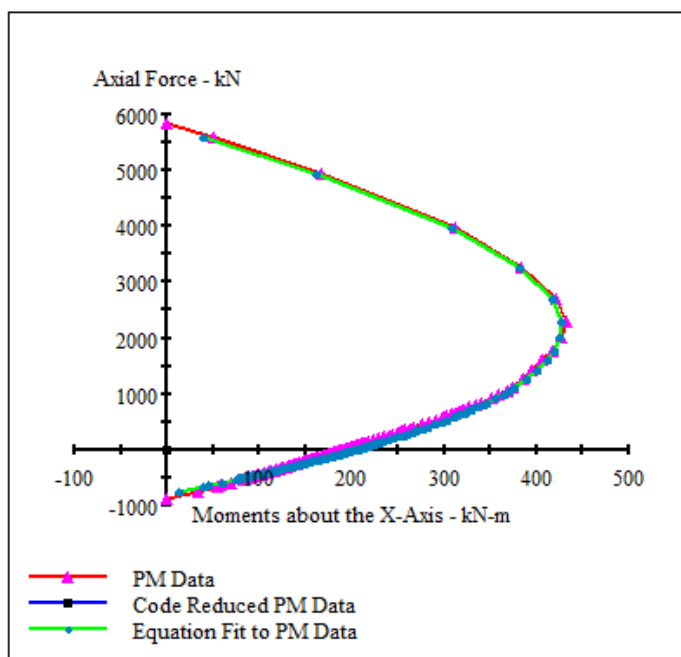
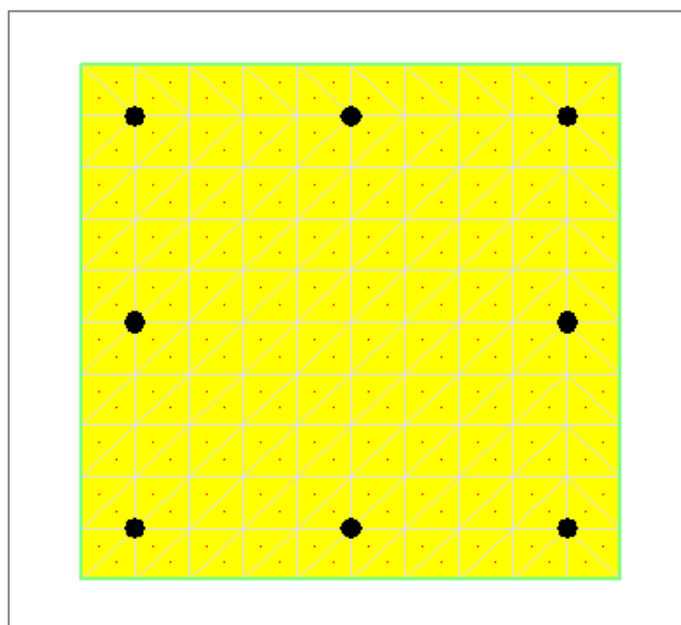
Angle of Loading:	0 deg
Number of Points:	200
Min. BST500d Strain:	75.00E-3 Comp
Max. BST500d Strain:	75.00E-3 Ten
Min. C3037 Strain:	3.500E-3 Comp
Max. C3037 Strain:	10.00E+4 Ten

Analysis Results:

Max. Compression Load:	5845 kN
Max. Tension Load:	-885.7 kN
Maximum Moment:	432.8 kN-m
P at Max. Moment:	2286 kN
Minimum Moment:	-1674E-11 kN-m
P at Min. Moment:	-885.7 kN
Moment (Mxx) at P=0:	189.6 kN-m
Max. Code Comp. Load:	0 kN
Max. Code Ten. Load:	0 kN
Maximum Code Moment:	0 kN-m
P at Max. Code Moment:	0 kN
Minimum Code Moment:	0 kN-m
P at Min. Code Moment:	0 kN
PM Interaction Equation:	Units in kN-m

Comments:

User Comments

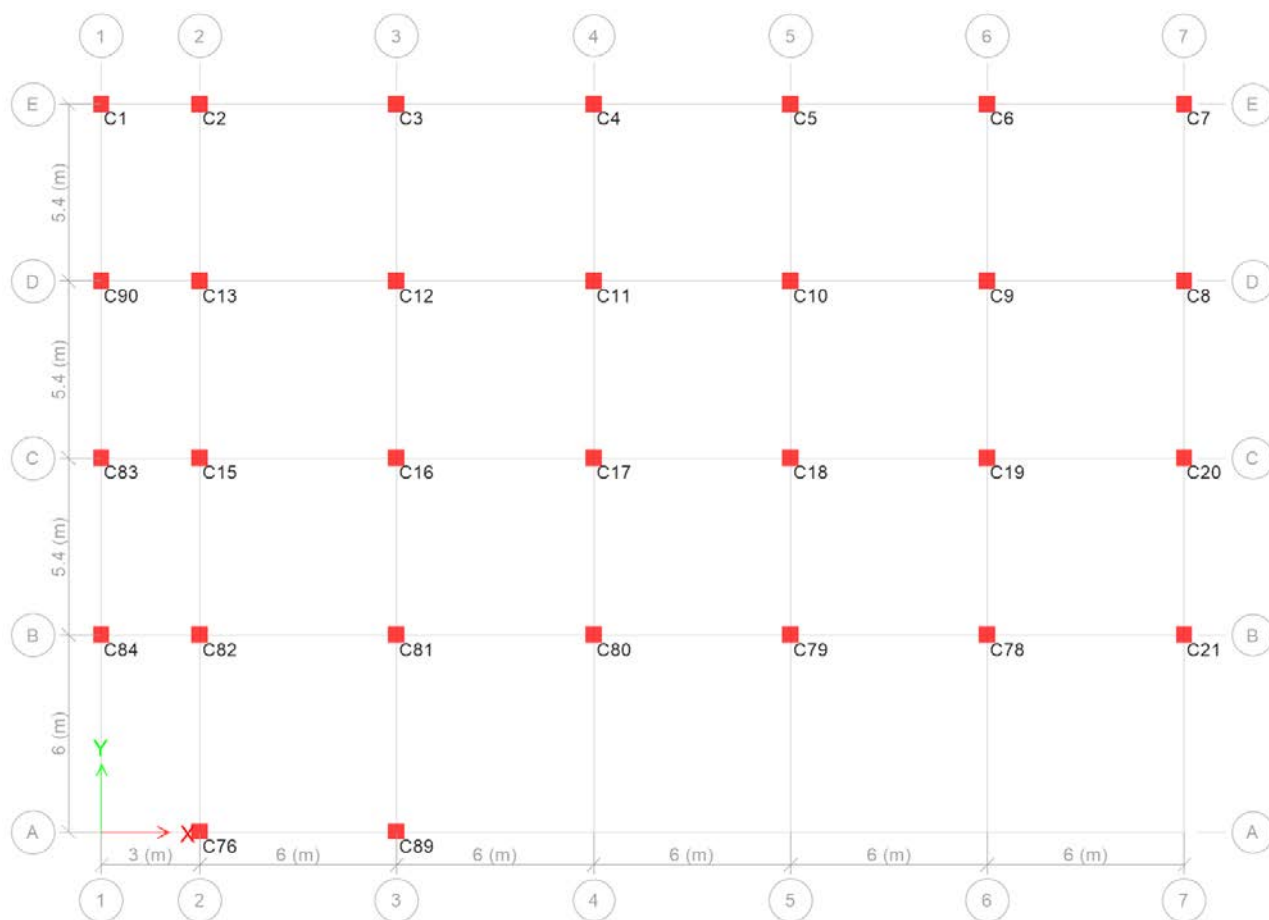


$$M(P) = 203.8 + 1253*(P/P_u) + -1932*(P/P_u)^2 + 461.8*(P/P_u)^3$$

Curba de interactiune N-M ST50x50cm

Armarea transversala a fost dimensionata si detaliata, in mod acoperitor, in clasa H de ductilitate.

Verificarea mecanismului structural de disipare a energiei seismice cu articulatii plastice la baza stalpului, este sintetizata in tabelele de mai jos.



Etichete stalpi

Verificare stalp 50x50cm, la incovoiere:

Directie X						Directie Y					
Stalp	Dimensiune stalp	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	Ω	Stalp	Dimensiune stalp	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	Ω
C76	ST 50x50	80	157	221	1.41	C76	ST 50x50	80	159	221	1.39
C1	ST 50x50	66	180	218	1.21	C1	ST 50x50	66	155	218	1.40
C2	ST 50x50	97	181	224	1.24	C2	ST 50x50	97	163	224	1.37
C3	ST 50x50	119	182	229	1.26	C3	ST 50x50	119	183	229	1.25
C4	ST 50x50	119	182	229	1.26	C4	ST 50x50	119	196	229	1.17
C5	ST 50x50	119	182	229	1.26	C5	ST 50x50	119	201	229	1.14
C6	ST 50x50	119	182	229	1.26	C6	ST 50x50	119	201	229	1.14
C7	ST 50x50	78	185	220	1.19	C7	ST 50x50	78	194	220	1.13
C8	ST 50x50	111	191	227	1.19	C8	ST 50x50	111	194	227	1.17
C9	ST 50x50	185	186	242	1.30	C9	ST 50x50	185	199	242	1.21
C10	ST 50x50	184	186	241	1.30	C10	ST 50x50	184	200	241	1.21
C11	ST 50x50	184	186	241	1.30	C11	ST 50x50	184	194	241	1.24
C12	ST 50x50	184	185	241	1.30	C12	ST 50x50	184	182	241	1.33
C13	ST 50x50	128	183	230	1.26	C13	ST 50x50	128	160	230	1.44
C15	ST 50x50	128	183	230	1.26	C15	ST 50x50	128	161	230	1.43
C16	ST 50x50	184	186	241	1.30	C16	ST 50x50	184	182	241	1.33
C17	ST 50x50	184	186	241	1.30	C17	ST 50x50	184	195	241	1.24
C18	ST 50x50	184	186	241	1.30	C18	ST 50x50	184	201	241	1.20
C19	ST 50x50	185	186	242	1.30	C19	ST 50x50	185	199	242	1.21
C20	ST 50x50	111	191	227	1.19	C20	ST 50x50	111	194	227	1.17
C21	ST 50x50	78	184	220	1.20	C21	ST 50x50	78	191	220	1.15
C78	ST 50x50	119	181	229	1.26	C78	ST 50x50	119	194	229	1.18
C79	ST 50x50	157	181	236	1.30	C79	ST 50x50	157	196	236	1.20
C80	ST 50x50	119	181	229	1.26	C80	ST 50x50	119	189	229	1.21
C81	ST 50x50	154	183	235	1.29	C81	ST 50x50	154	177	235	1.33
C82	ST 50x50	123	177	229	1.30	C82	ST 50x50	123	163	229	1.41
C83	ST 50x50	75	183	220	1.20	C83	ST 50x50	75	156	220	1.41
C84	ST 50x50	57	179	216	1.21	C84	ST 50x50	57	153	216	1.41
C89	ST 50x50	80	163	221	1.35	C89	ST 50x50	80	173	221	1.28
C90	ST 50x50	75	183	220	1.20	C90	ST 50x50	75	156	220	1.41

Dimensionarea stâlpilor la forța tăietoare:

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se determina din schema statice de consola a stâlpului, corespunzând formarii articulațiilor plastice la baza stâlpului, pentru fiecare sens de acțiune seismică, conform P100-1/2013. Valorile astfel obținute au fost verificate și cu cele rezultate în urma calculului static neliniar.

Momentele de la extremități se determina cu relația:

$$M_{dc,i} = \gamma_{RD} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

$\gamma_{RD} = 1,3$ -pentru nivelul de la baza construcției;
 $1,2$ -pentru restul nivelurilor;

Coeficientul de armare transversala cu etrieri va fi cel puțin:

- 0,005 în zona critică a stâlpilor de la baza lor, la primul nivel;
- 0,0035 în restul zonelor critice;

Verificare stalp 50x50cm, la forta taietoare directia X:

Directie X									
Stalp	Dimensiune stalp	M_{Rd} [kNm]	V_{Ed} [kN]	A_{sw} [mm ²]	s_{nec} [mm]	Armare in zona critica	Armare in afara zonei critice	ρ_w	V_{Rds} [kN], zona critica
C76	ST 50x50	221	49	296	1056	etr. $\emptyset 12/100+etr. \emptyset 8/100$	etr. $\emptyset 12/200+etr. \emptyset 8/200$	0.0059	580
C1	ST 50x50	218	49	296	1070				
C2	ST 50x50	224	50	296	1040				
C3	ST 50x50	229	51	296	1020				
C4	ST 50x50	229	51	296	1020				
C5	ST 50x50	229	51	296	1020				
C6	ST 50x50	229	51	296	1020				
C7	ST 50x50	220	49	296	1058				
C8	ST 50x50	227	51	296	1027				
C9	ST 50x50	242	54	296	965				
C10	ST 50x50	241	54	296	965				
C11	ST 50x50	241	54	296	965				
C12	ST 50x50	241	54	296	965				
C13	ST 50x50	230	52	296	1012				
C15	ST 50x50	230	52	296	1012				
C16	ST 50x50	241	54	296	965				
C17	ST 50x50	241	54	296	965				
C18	ST 50x50	241	54	296	965				
C19	ST 50x50	242	54	296	965				
C20	ST 50x50	227	51	296	1027				
C21	ST 50x50	220	49	296	1058				
C78	ST 50x50	229	51	296	1020				
C79	ST 50x50	236	53	296	987				
C80	ST 50x50	229	51	296	1020				
C81	ST 50x50	235	53	296	989				
C82	ST 50x50	229	51	296	1016				
C83	ST 50x50	220	49	296	1061				
C84	ST 50x50	216	48	296	1079				
C89	ST 50x50	221	49	296	1056				
C90	ST 50x50	220	49	296	1061				

Verificare stalp 50x50cm, la forta taietoare directia Y:

Directie Y									
Stalp	Dimensiune stalp	M _{Rd} [kNm]	V _{Ed} [kN]	A _{sw} [mm ²]	s _{nec} [mm]	Armare in zona critica	Armare in afara zonei critice	ρ _w	V _{Rds} [kN], zona critica
C76	ST 50x50	221	49	296	1056	etr. Ø12/100+etr. Ø8/100	etr. Ø12/200+etr. Ø8/200	0.0059	580
C1	ST 50x50	218	49	296	1070				
C2	ST 50x50	224	50	296	1040				
C3	ST 50x50	229	51	296	1020				
C4	ST 50x50	229	51	296	1020				
C5	ST 50x50	229	51	296	1020				
C6	ST 50x50	229	51	296	1020				
C7	ST 50x50	220	49	296	1058				
C8	ST 50x50	227	51	296	1027				
C9	ST 50x50	242	54	296	965				
C10	ST 50x50	241	54	296	965				
C11	ST 50x50	241	54	296	965				
C12	ST 50x50	241	54	296	965				
C13	ST 50x50	230	52	296	1012				
C15	ST 50x50	230	52	296	1012				
C16	ST 50x50	241	54	296	965				
C17	ST 50x50	241	54	296	965				
C18	ST 50x50	241	54	296	965				
C19	ST 50x50	242	54	296	965				
C20	ST 50x50	227	51	296	1027				
C21	ST 50x50	220	49	296	1058				
C78	ST 50x50	229	51	296	1020				
C79	ST 50x50	236	53	296	987				
C80	ST 50x50	229	51	296	1020				
C81	ST 50x50	235	53	296	989				
C82	ST 50x50	229	51	296	1016				
C83	ST 50x50	220	49	296	1061				
C84	ST 50x50	216	48	296	1079				
C89	ST 50x50	221	49	296	1056				
C90	ST 50x50	220	49	296	1061				

11.6. Dimensionarea grinzilor la încovoiere si forța tăietoare

A. Dimensionarea grinzilor la încovoiere:

Din punct de vedere geometric la nivelul acoperisului s-a propus un tip de grinda prefabricata cu dimesiunea 25x50cm.

Dimensionarea grinzilor cu sectiune dreptunghiulara se dimensioneaza tinand cont de urmatoarele prevederi din SR EN 1992-1-1/2004:

Aria de armătură longitudinala va respecta procentul minim de armare precizat în SR EN 1992-1-1:

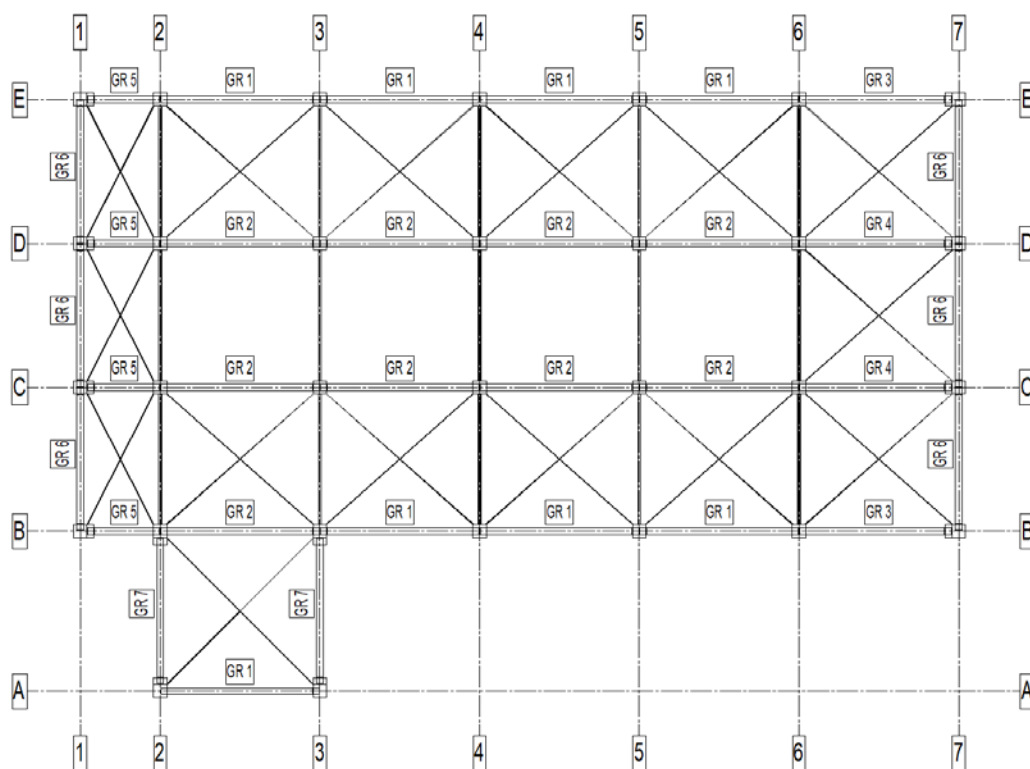
$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{d \cdot b} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} = 0.166\%$$

Aria de armătură transversala va respecta procentul minim de armare precizat în SR EN 1992-1-1:

$$\rho_{\min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 0.095\%$$

Dimensionarea la încovoiere a grinzilor este redată în tabelul de mai jos.

	Med	Anec	Armare	Aef	MRd
	kNm	mm2	kNm	mm2	kNm
G1	66	337	2 ϕ 16	402	79
G2	117	598	2 ϕ 20	628	123
G3	66	337	2 ϕ 16	402	79
G4	117	598	2 ϕ 20	628	123
G5	23	117	2 ϕ 14	308	60
G6	41	209	2 ϕ 14	308	60
G7	51	261	2 ϕ 14	308	60



Etichete grinzi la nivelul acoperisului

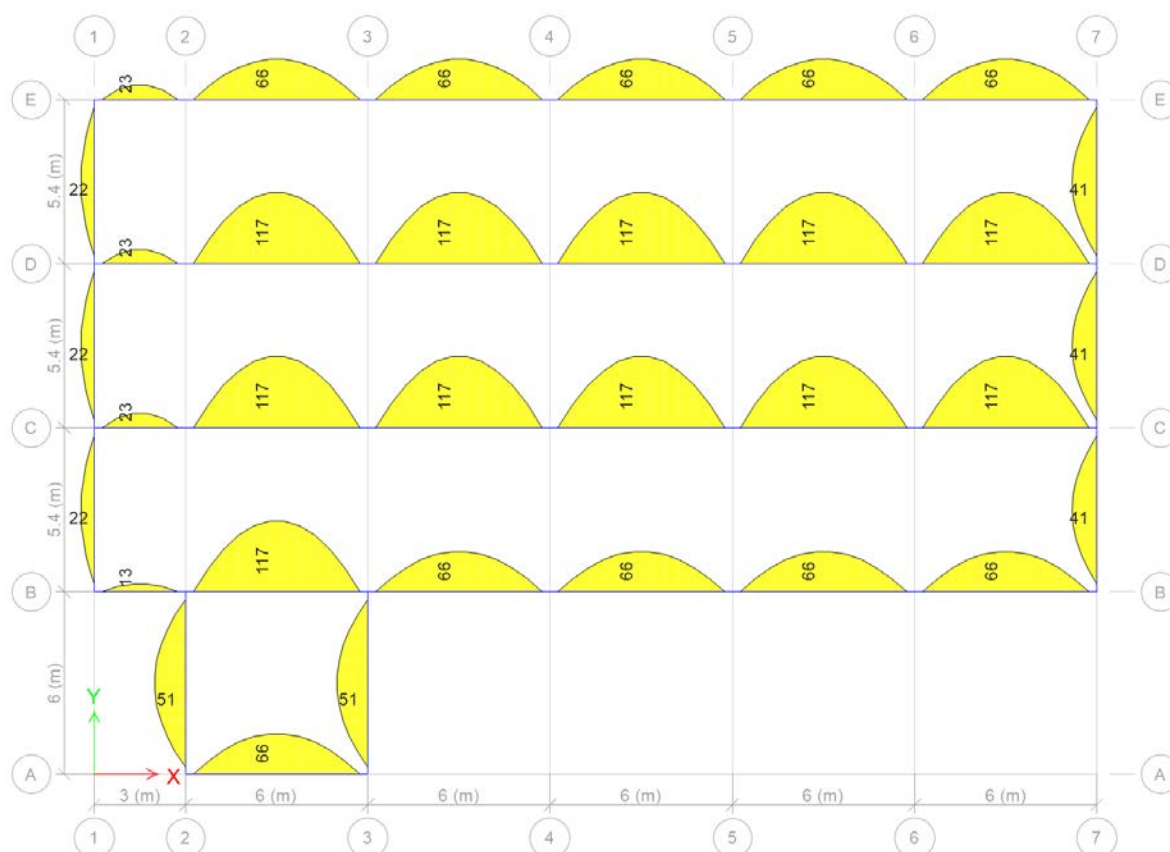


Diagrama de moment încovoietor în grinzile de la nivelul acoperișului- gruparea fundamentală de încărcări

B. Dimensionarea grinzilor la forța tăietoare:

Dimensionarea armăturii de forță tăietoare se face conform SR EN 1992-1-1/2004 pe baza modelului de grindă cu zăbrele. Dimensionarea se face pe baza relației:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta}$$

unde:

- V_{Ed} – valoarea de calcul a forței tăietoare
- z – brațul de pârghie al eforturilor interne $z = 0.9 \cdot d$
- θ – unghiul de înclinare al bielei comprimate de beton

Aria de armătură transversală va respecta procentul minim de armare precizat în SR EN 1992-1-1:

$$\rho_{min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.09\%$$

Forța tăietoare capabilă în zona slabită din reazem:

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta}{s} = \frac{2 \cdot 50.3 \cdot 0.9 \cdot 250 \cdot 435}{50} = 197kN$$

Forța tăietoare capabilă în secțiunea 25x50:

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta}{s} = \frac{2 \cdot 50.3 \cdot 0.9 \cdot 450 \cdot 435}{100} = 177kN$$

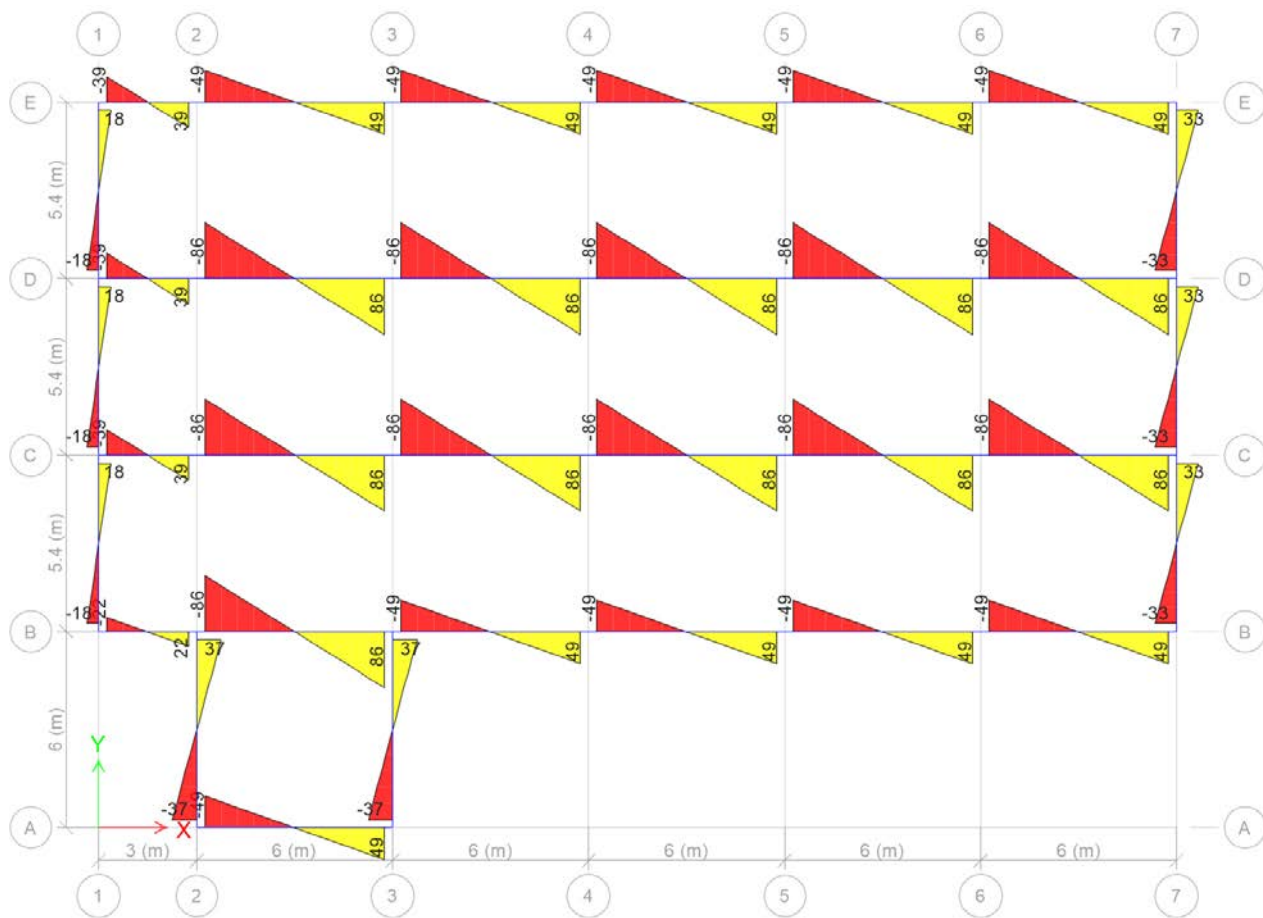


Diagrama de forța tăietoare în grinzile de la nivelul acoperișului- gruparea fundamentală de încărcări

11.7. Dimensionarea fundatiilor

Ținând cont de regimul de înălțime al clădirii, funcțiunile propuse de tema de arhitectura, caracteristicile terenului din amplasament, încărcările considerate si valorile presiunilor la nivelul terenului s-a adoptat soluția de fundare alcătuita din fundații izolate dispuse sub stâlpii prefabricați. Fundațiile izolate sunt alcătuite dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 2.80mx2.80mx1.00m si un cuzinet armat cu dimensiunea 1.10mx1.10mx0.80m.

Fundațiile au fost dimensionate în acord cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013, normativului de proiectare al fundațiilor de suprafață, NP 112/2014 și SR EN 1992-1-1/2004.

Eforturile de dimensionare pentru fundații au fost determinate pe baza eforturilor maxime de la baza stâlpilor în situația formării mecanismului de plastificare (conform prevederilor NP 112/2014 capitolul II.4.2).

(3) În cazul fundațiilor elementelor verticale individuale (stâlpi, pereți ductili), condiția de la paragraful (2) se poate considera satisfăcută dacă efectele acțiunii E_{Fd} asupra fundației se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (II.1)$$

în care

$E_{F,G}$	efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările neseismice, incluse în combinația de acțiuni considerate în calculul la cutremur
$E_{F,E}$	efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările seismice de proiectare
γ_{Rd}	factorul de suprarezistență, egal cu 1,0 pentru $q \leq 3$, și 1,15 pentru $q > 3$
Ω	valoarea $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ în zona disipativă a elementului i al structurii care are influența cea mai mare asupra efortului E_F considerat
R_{di}	rezistența (efortul capabil) elementului i
E_{di}	valoarea de proiectare a efortului în elementul i corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare.

(4) În cazul fundațiilor de stâlpi și pereți ductili de beton armat, Ω se determină ca valoare a raportului momentelor M_{Rd}/M_{Ed} în secțiunea transversală de la baza zonei plastice.

Fundatie izolata F1**Clasa Beton**

H=	1.00 m	Bloc:	C8/10	V _{beton} =	8.81 m ³	V _{umplutura} =	8.44 m ³
L=	2.80 m			G _{beton} =	220.20 kN	G _{umplutura} =	151.92 kN
B=	2.80 m	Cuzinet:	C25/30	V _{beton} =	25.00 kN/m ³	V _{umplutura} =	18.00 kN/m ³
hc=	0.80 m	Conditii Geometrice:					
lc=	1.10 m	0.5<lc/L<0.65	0.5<0.39<0.65	tg β1=2.67>0.65	DA	tg β2=2.67>0.65	DA
bc=	1.10 m	0.5<bc/B<0.65	0.5<0.39<0.65	tg α1=1.18>1.05	DA	tg α2=1.18>1.05	DA
lst=	0.50 m	hc>0.3m	DA	l2=	0.85 m	l1=	0.30 m
bst=	0.50 m	hc/lc>0.25	DA	b2=	0.85 m	b1=	0.30 m
				A=	7.84 m ²	h _{total} =	1.80 m
				Wx=	3.66 m ³	Wy=	3.66 m ³

Verificari pentru solicitare bidirectionala (45°):

Forte la nivelul bazei stalpului

Grupare	N	My	Mx	Tx	Ty
GF:		0.0 kNm	0.0 kNm	0.0 kN	0.0 kN
GS:	184.0 kN	168.7 kNm	168.7 kNm	29.1 kN	29.1 kN

A) Teren de fundare:

Forte la nivelul talpii fundatiei

Grupare	N	My	Mx
GF:	502.4 kN	0.0 kNm	0.0 kNm
GS:	556.1 kN	221.1 kNm	221.1 kNm
p _{conv} =	336.0 kN/m ²	1.2 x p _{conv} =	403.2 kN/m ²
1.4 x p _{conv} =	470.4 kN/m ²	1.6 x p _{conv} =	537.6 kN/m ²

C_D= 9.0 kN/m²C_B= 27.0 kN/m²p_{conv}= 300.0 kN/m²**Verificari la N:****GF:**

p _{efN} =	64.1 kN/m ²	<p _{conv}	DA
--------------------	------------------------	--------------------	----

GS:

p _{efN} =	70.9 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
--------------------	------------------------	--------------------------	----

Verificari la N si My:**GF:**

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,My} =	64.1 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
L _{activ} =	2.80 m		
A _{activ} =	7.84 m ²		

GS:

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,My} =	131.4 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
L _{activ} =	2.80 m		
A _{activ} =	7.84 m ²		
A _{lim} =	5.88 m ²		

aria redusa se verifica

Verificari la N si Mx,My:**GF:**

p _{efN,My,Mx} =	64.1 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
A _{activ} =	7.84 m ²		

GS:

p _{efN,My,Mx} =	200.0 kN/m ²	<1.6 x p _{conv}	DA
A _{activ} =	6.97 m ²		

Verificari la N si Mx:**GF:**

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,Mx} =	64.1 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
B _{activ} =	2.80 m		
A _{activ} =	7.84 m ²		

GS:

fundatia nu se desprinde de teren

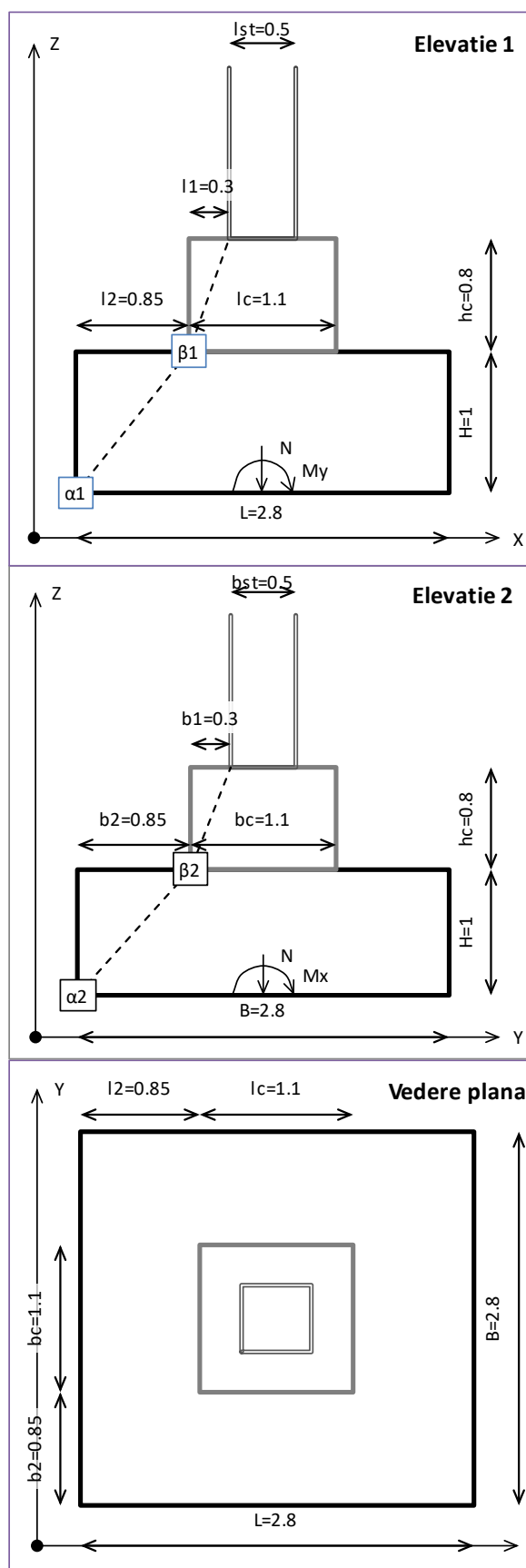
p _{efN,Mx} =	131.4 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
B _{activ} =	2.80 m		
A _{activ} =	7.84 m ²		
A _{lim} =	5.88 m ²		

aria comprimata se verifica

e _L =	0.40 m		
L'=	2.01 m		
e _B =	0.40 m		
B'=	2.01 m		
A'=	4.02 m ²		
A _{lim} =	3.92 m ²		

e _L =	0.40 m		
L=	2.80 m		
e _B =	0.40 m		
B=	2.80 m		

limitarea excentricitatilor - se verifica



12. CLADIREA C8: Parcare autobuze

12.1. Date generale structura de rezistenta

Confecția metalică aferentă clădirii corpului C8 este reprezentată de structura metalică aferentă copertinei pentru parcare autovehiculelor.

Structura metalică va fi alcătuită din oțel laminat S355J2 conf. SREN 10025:2004 (limita de curgere minimă $f_y=355\text{N/mm}^2$, modulul de elasticitate $E = 210000\text{ N/mm}^2$).

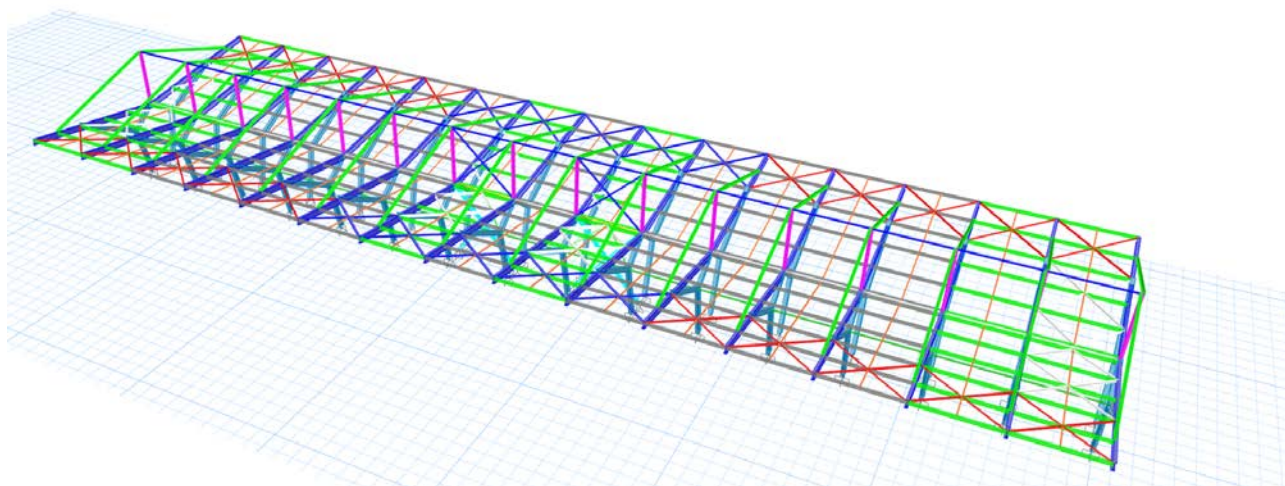


Figura 12.1: Sistemul structural propus - vedere 3D din modelul de calcul efectuat

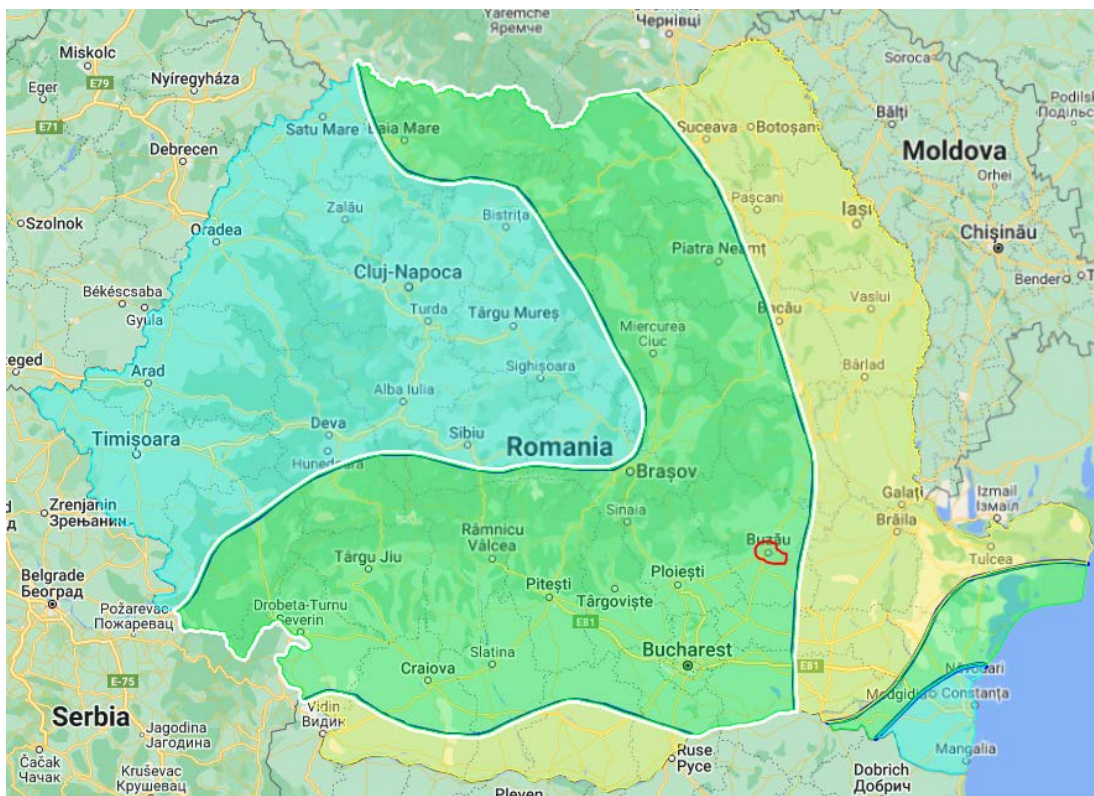
Mai jos se vor enumera principalele elemente structurale și secțiunea profilelor folosite pentru execuția acestora:

- Stâlpi HEA400 S355J2
- Grinzi principale în consolă HEB500, IPE500 S355J2
- Grinzi longitudinale centrale HEA280, HEA180 S355J2
- Grinzi longitudinale laterale țevă rotundă Ø139.7x6.3mm S355J2
- Pane acoperiș IPE220, IPE200 S355J2
- Contravântuiri acoperiș cornier 2xL120x10, 2xL70x7, L120x10, L70x7, L60x6 S355J2
- Contravântuiri verticale HEA240, cornier 2xL80x8, țevă rotundă Ø139.7x6.3mm S355J2
- Stâlp tirant HEA220 S355J2
- Tirant 2xUPN180 S355J2

12.2. Încărcări considerate în calcul structurii de rezistență pentru Clădirea C8:

Valoarea încărcărilor din zăpadă conform CR 1-1-3-2012 pentru Buzău $S_k=2.00\text{kN/mp}$, clasa de importanță expunere III, $\gamma_{Is}=1.00$

Harta $s_k=2.0\text{kN/mp}$:

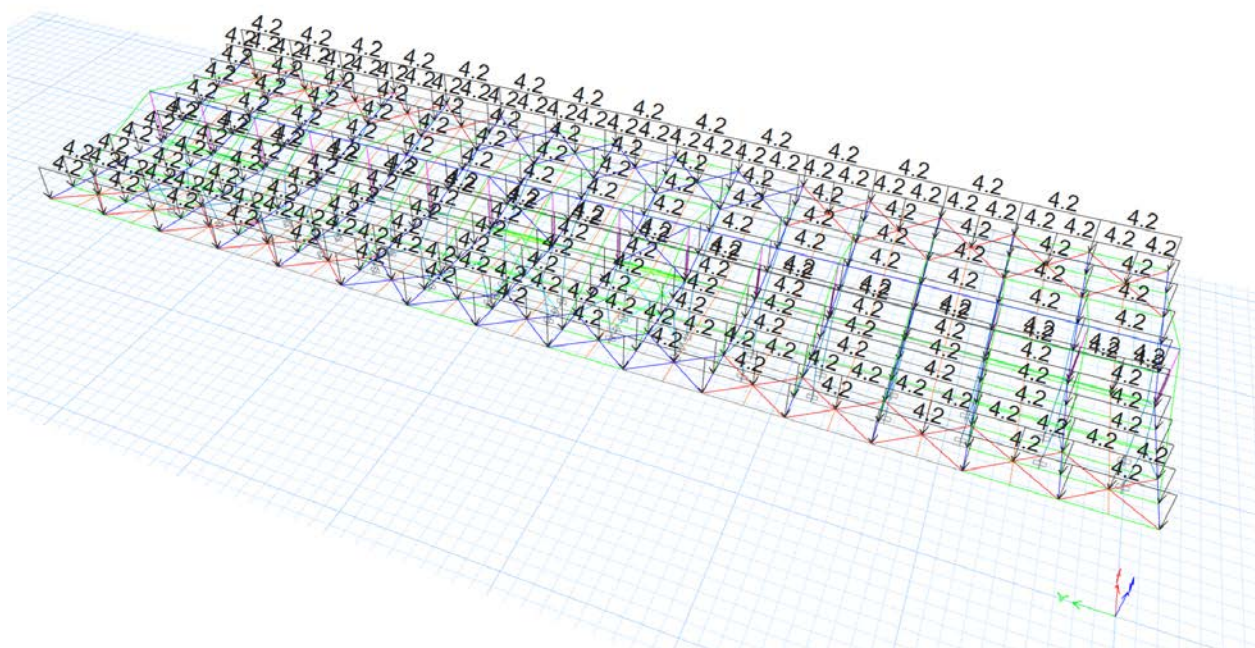


Dispunerea încărcării din zăpadă pe acoperiș:

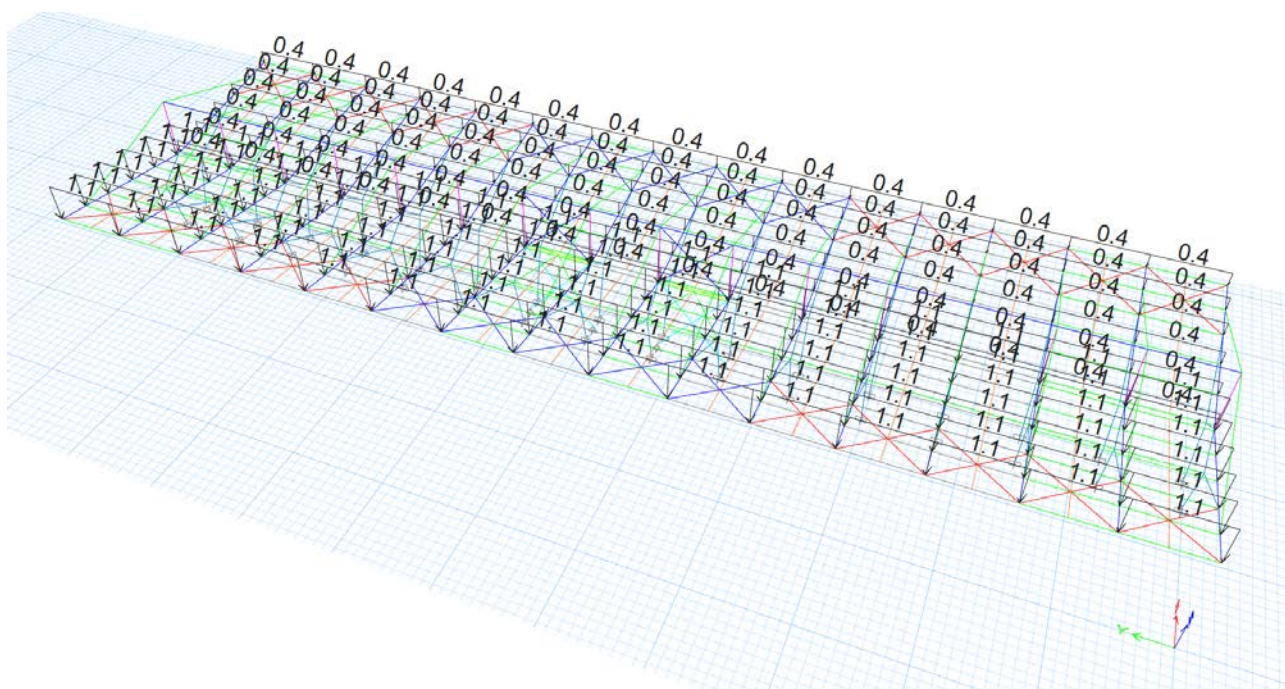
$$S_k := 2.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_{Is} := 1.0 \quad C_e := 1 \quad C_t := 1 \quad \mu_f := 0.8$$

$$G_{\text{zăpadă}} := \gamma_{Is} \cdot \mu_f \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Încărcarea liniară din zăpadă pe pane care sunt rezemate pe grinda principală la o distanță de 1.57m: $1.6\text{kN/mp} \times 2.60\text{m} = 4.16\text{kN/ml}$.

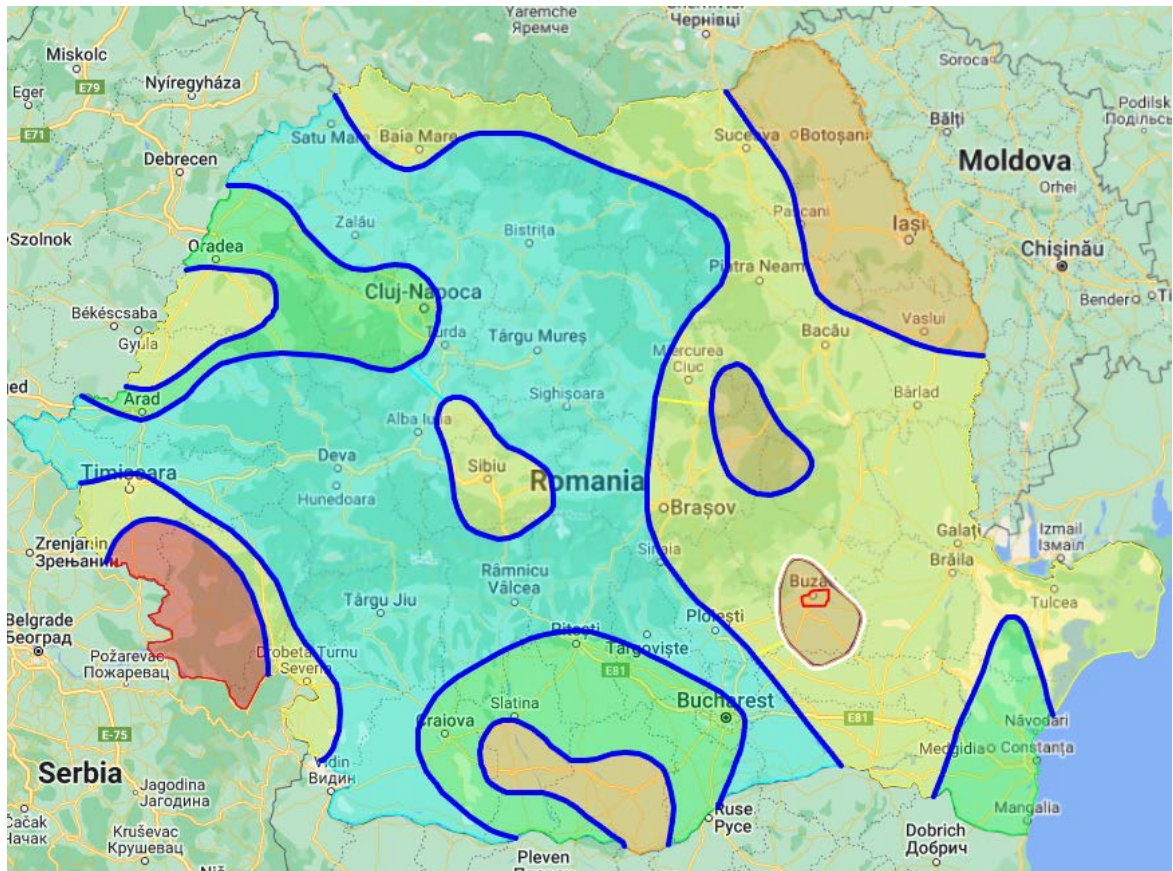


Încărcarea tehnică pe acoperiș a fost considerată cu valoarea de 0.15kN/mp cu scopul de a simula greutatea sistemului de închidere al acoperișului și suplimentar 0.35kN/mp din panourile fotovoltaice.



Dispunerea încărcărilor din vânt conform CR 1-1-4-2012 pentru Buzău $q_b=0.70\text{kN/mp}$, clasa de importanță expunere III, $\gamma_{lw}=1.00$, categoria de teren, II - câmp deschis, cu iarbă și/sau obstacole izolate (copaci, clădiri) aflate la o distanță de cel puțin 20 de ori înălțimea obstacolului.

Harta $q_b=0.70\text{kN/mp}$:



$$z := 10000 \cdot mm \leftarrow \text{înălțimea structurii} \quad q_b := 0.7 \cdot \frac{kN}{m^2} \leftarrow z_0 := 0.05 \cdot m \leftarrow z_{min} := 2 \cdot m \leftarrow k_r := 0.189$$

Categoria de teren	Descrierea terenului	z_0 , m	z_{min} , m
0	Mare sau zone costiere expuse vânturilor venind dinspre mare	0,003	1
I	Lacuri sau terenuri plate și orizontale cu vegetație neglijabilă și fără obstacole	0,01	1
II	Câmp deschis-terenuri cu iarbă și/sau cu obstacole izolate (copaci, clădiri) aflate la distanțe de cel puțin de 20 de ori înălțimea obstacolului	0,05	2
III	Zone acoperite uniform cu vegetație, sau cu clădiri, sau cu obstacole izolate aflate la distanțe de cel mult de 20 de ori înălțimea obstacolului (de ex., sate, terenuri suburbane, păduri)	0,3	5
IV	Zone în care cel puțin 15% din suprafață este acoperită cu construcții având mai mult de 15 m înălțime (de ex., zone urbane)	1,0	10

Tabelul 2.2. Factorii $k_t(z_0)$ și $k_r^2(z_0)$ pentru diferite categorii de teren

Categoria de teren	0	I	II	III	IV
$k_t(z_0)$	0,155	0,169	0,189	0,214	0,233
$k_r^2(z_0)$	0,024	0,028	0,036	0,046	0,054

(9) Factorul de rugozitate pentru presiunea dinamică a vântului, $c_r^2(z)$ modelează variația presiunii medii a vântului cu înălțimea z deasupra terenului pentru diferite categorii de teren (caracterizate prin lungimea de rugozitate z_0) în funcție de valoarea de referință a presiunii dinamice a vântului:

$$c_r^2(z) = \begin{cases} k_r^2(z_0) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]^2 & \text{pentru } z_{min} < z \leq z_{max} = 200 \text{ m} \\ c_r^2(z = z_{min}) & \text{pentru } z \leq z_{min} \end{cases} \quad (2.9)$$

Valorile $k_r^2(z_0)$ pentru cele cinci categorii de teren sunt indicate în Tabelul 2.2.

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.001$$

$$c_r^2 = 1.003$$

(2) Intensitatea turbulenței la înălțimea z se determină cu relația:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sqrt{\beta}}{2,5 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pentru } z_{\min} < z \leq z_{\max} = 200 \text{ m} \\ I_v(z = z_{\min}) & \text{pentru } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (2.11)$$

(3) Valorile factorului de proporționalitate β variază cu rugozitatea suprafeței terenului (z_0 , m) și pot fi considerate, simplificat, independente de înălțimea z deasupra terenului:

$$4,5 \leq \beta = 4,5 - 0,856 \ln(z_0) \leq 7,5$$

$$\beta := \min\left(4,5 - 0,856 \cdot \ln\left(\frac{z_0}{1 \cdot \text{m}}\right), 7,5\right) = 7,064 \quad \leftarrow \quad \sqrt{\beta} = 2,658$$

Tabelul 2.3. Valori ale lui $\sqrt{\beta}$ în funcție de categoria de teren

Categoria de teren	0	I	II	III	IV
$\sqrt{\beta}$	2,74	2,74	2,66	2,35	2,12

$$I_v := \frac{\sqrt{\beta}}{2,5 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,201$$

(7) Factorul de rafală pentru presiunea dinamică medie a vântului, $c_{pq}(z)$ la înălțimea z deasupra terenului se definește ca raportul dintre valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului (produsă de rafalele vântului) și valoarea medie a presiunii dinamice a vântului (produsă de viteza medie a vântului) la înălțimea z , respectiv:

$$c_{pq}(z) = 1 + 2g \cdot I_v(z) = 1 + 7 \cdot I_v(z) \quad (2.16)$$

$$c_{pq} := 1 + 7 \cdot I_v = 2,405$$

(9) Factorul de expunere (sau combinat), $c_e(z)$ se definește ca produsul dintre factorul de rafală, $c_{pq}(z)$ și factorul de rugozitate, $c_r^2(z)$:

$$c_e(z) = c_{pq}(z) \cdot c_r^2(z) \quad (2.18)$$

$$c_e := c_{pq} \cdot c_r^2 = 2,411$$

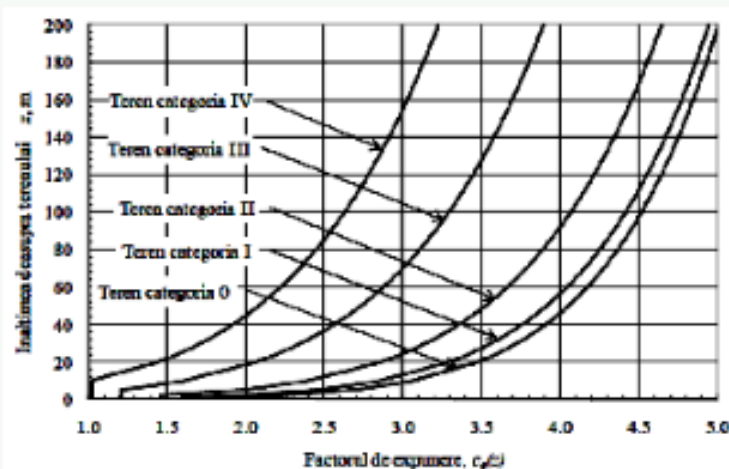


Fig. 2.2 Factorul de expunere, $c_e(z)$

(11) Din relațiile (2.17) și (2.18), valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului la o înălțime z deasupra terenului, $q_p(z)$ se poate exprima sintetic în funcție de factorul de expunere, $c_e(z)$ și de valoarea de referință a presiunii dinamice a vântului, q_b :

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.20)$$

$$q_p := c_e \cdot q_b = 1.688 \frac{kN}{m^2}$$

3.2 Presiunea vântului pe suprafețe

(1) Presiunea / suucțiunea vântului ce acționează pe suprafețele rigide exterioare ale clădirii / structurii se determină cu relația:

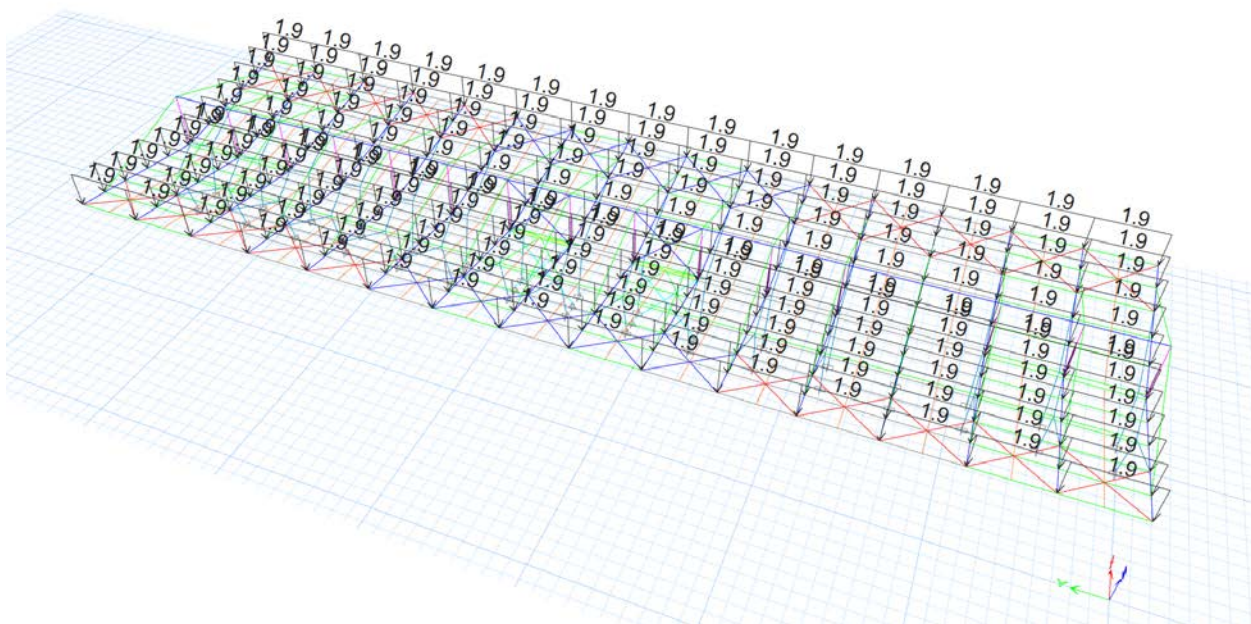
$$w_e = \gamma_{fw} \cdot c_{pe} \cdot q_p(z_e) \quad (3.1)$$

unde:

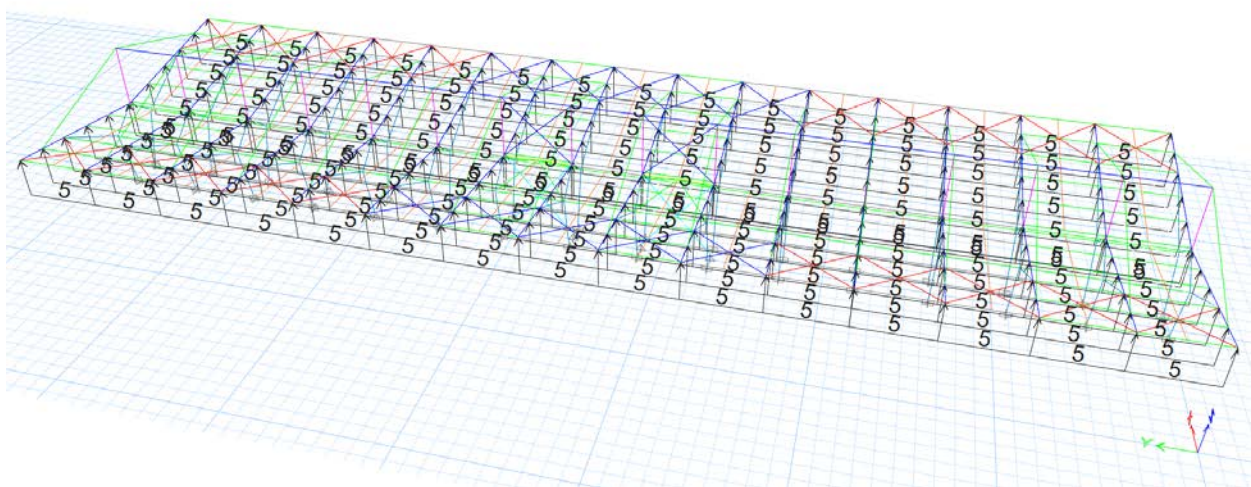
- $q_p(z_e)$ este valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului evaluată la cota z_e ;
- z_e este înălțimea de referință pentru presiunea exterioară (vezi Capitolul 4);
- c_{pe} este coeficientul aerodinamic de presiune / suucțiune pentru suprafețe exterioare (vezi Capitolul 4);
- γ_{fw} este factorul de importanță – expunere.

- $\gamma_{fw} = 1.15$ pentru construcțiile din clasele de importanță-expunere I și II;
- $\gamma_{fw} = 1.00$ pentru construcțiile din clasele de importanță-expunere III și IV.

-Vânt pe acoperiș în direcție descendentă



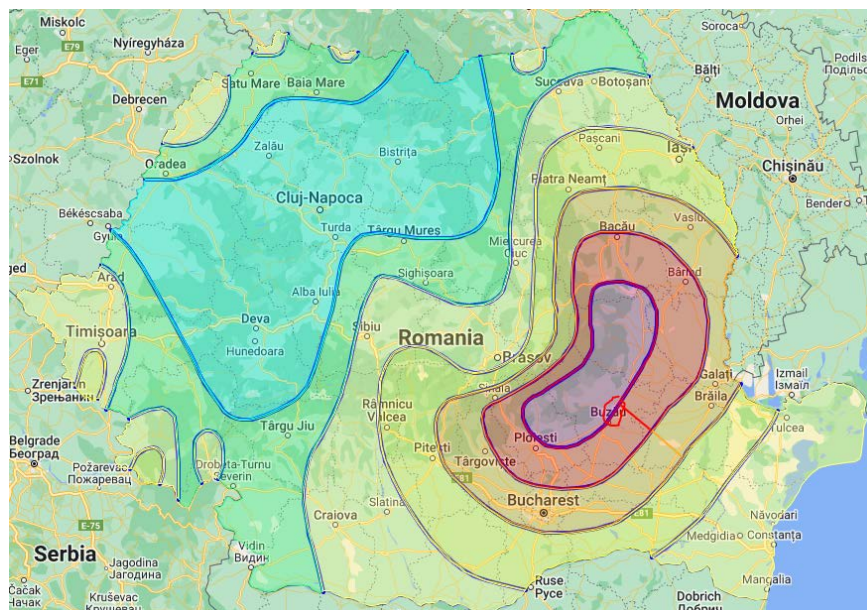
-Vânt pe acoperiș în direcție ascendentă



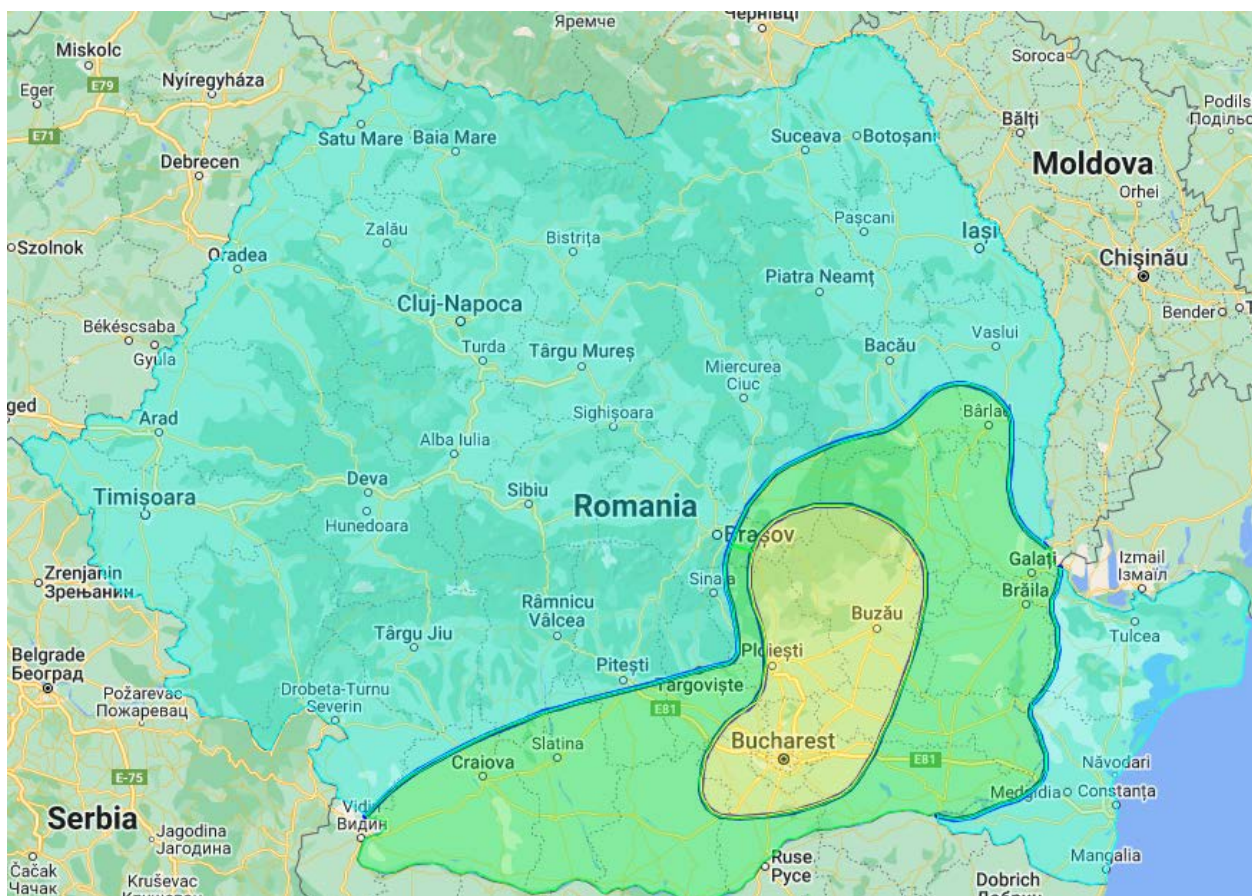
Pentru calculul elementelor metalice, valoarea factorului de comportare seismică a fost considerată egală cu 1.50, DCM.

Caracteristicile seismice din Buzău sunt următoarele: $a_g=0.35g$, $B(0) = 2.5$, $T_c = 1.6s$ conform P100-1-2013.

Harta $a_g=0.35g$:



Harta TC=1.6s:



COMBINATII DE INCARCARI		
Name	Type	Load Name
GS	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		Zapada
		pcf
		umpluturi
GS_SXN+0.3SYN	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GS_SXN+0.3SYP	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GS_SXP+0.3SYN	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GS_SXP+0.3SYP	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GS_SYN+0.3SXN	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GS_SYN+0.3SXP	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GS_SYP+0.3SXN	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GS_SYP+0.3SXP	Linear Add	GS
		syp
		sxp
GSX-NN	Linear Add	GS
		sxn
GSX-NP	Linear Add	GS
		sxp
GSX-PN	Linear Add	GS
		sxn
GSX-PP	Linear Add	GS
		sxp
GSXY45	Linear Add	GS
		sxp

		syp
GSXY-45	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GSXY135	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GSXY-135	Linear Add	GS
		sxp
		syp
GSY-NN	Linear Add	GS
		syn
GSY-NP	Linear Add	GS
		syp
GSY-PN	Linear Add	GS
		syn
GSY-PP	Linear Add	GS
		syp
SLS	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		Zapada
		pcf
		umpluturi
SLSWXP	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
		wxp
SLSWXP+Z	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
		wxp
		Zapada
SLSWYP	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
		wyp
SLSWYP+Z		Dead

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

	Linear Add	Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
		wyp
		Zapada
SLUF	Linear Add	Dead
		Live
		tehnice
		Zapada
		pcf
		umpluturi
SLUWXP	Linear Add	Zapada
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
SLUWXP+Z	Linear Add	wxp
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
SLUWYP	Linear Add	wxp
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
SLUWYP+Z	Linear Add	wyp
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
SLUZ+WXP	Linear Add	Zapada
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi

URBAN SCOPE S.R.L.

Calea Floreasca nr.169x, Sector 1, București, România

CUI: 35752863J: J40/3273/2016

Telefon/fax: 031.438.2379; e-mail: office@urbanscope.ro

SLUZ+WYP	Linear Add	wxp
		Zapada
		Dead
		Live
		tehnice
		pcf
		umpluturi
		wyp
		Zapada

12.3. Dimensionarea si verificarea structurii de rezistenta

Verificarea și dimensionarea elementelor structurale s-a realizat pe baza unui calcul liniar elastic, prin utilizarea metodei forțelor statice echivalente cu ajutorul programului cu elemente finite ETABS 3D.

Clasa de importanță a construcției este clasa III, pentru care coeficientul de importanță $\gamma=1$. Structura de rezistență este proiectată pentru clasa M de ductilitate. Factorul de comportare utilizat în calculul liniar elastic este $q=1.5$. Torsiunea accidentală a fost considerată în calcul prin declararea unor excentricități de aplicare a forțelor orizontale egale cu $0.05 \times L$, unde L este dimensiunea clădirii perpendiculară pe direcția de acțiune seismică.

Greutatea suprastructurii (de la cota de încastrare în sus) în gruparea seismică de încărcări este de aproximativ 4061 kN. Direcțiile principale ale structurii, X și Y sunt indicate în figurile 12.2, 12.3 și 12.4 (prin axele globale ale modelului de calcul efectuat). Rezultatele analizei modale pentru primele 3 de moduri de vibrație, exprimate prin valorile perioadelor proprii de vibrație și factorilor de participare masici sunt prezentate în tabelul 12.1. Formele proprii de vibrație asociate primelor trei moduri fundamentale sunt reprezentate în figurile 12.2, 12.3 și 12.4.

Tabel 12.1 Rezultatele analizei modale pentru primele 3 moduri de vibrație din punct de vedere a participării maselor

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec							
Modal	1	0.45	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.78	0.78
Modal	2	0.43	0.95	0.00	0.00	0.95	0.02	0.00	0.78
Modal	3	0.37	0.00	0.65	0.00	0.95	0.68	0.13	0.91

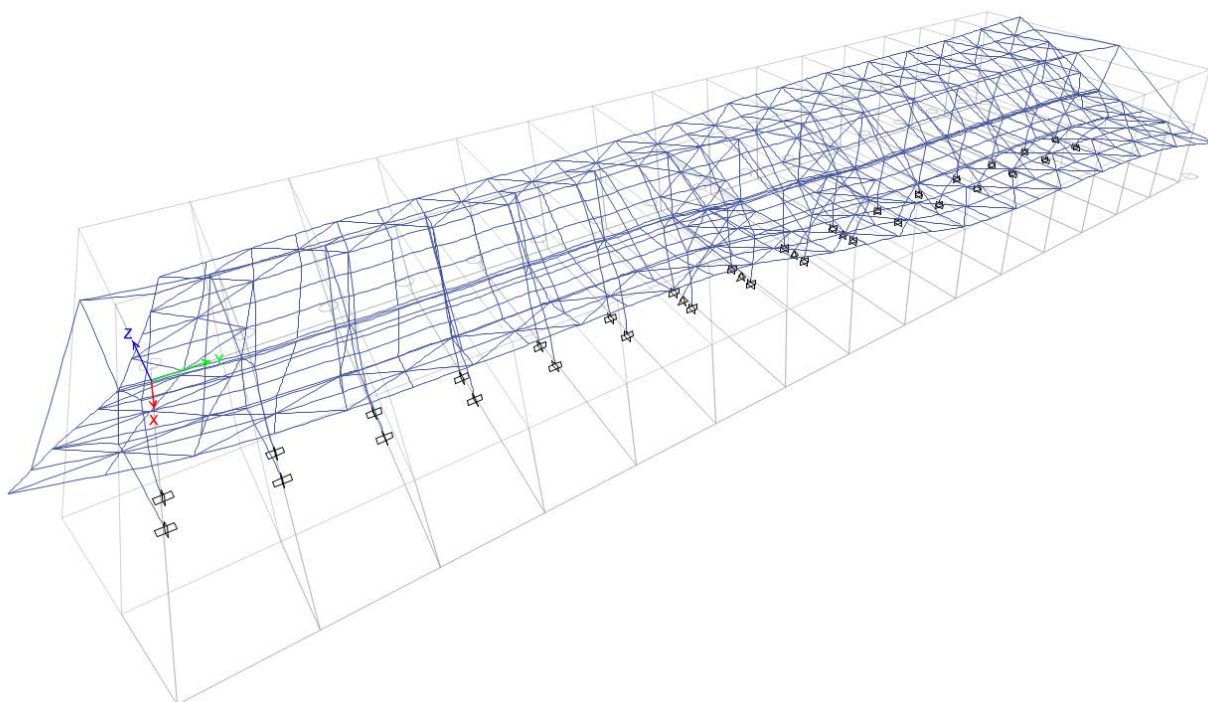


Figura 12.2: Modul 1 fundamental de vibrație - torsiune predominanta ($T=0.45\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul incastrat la nivelul fundațiilor

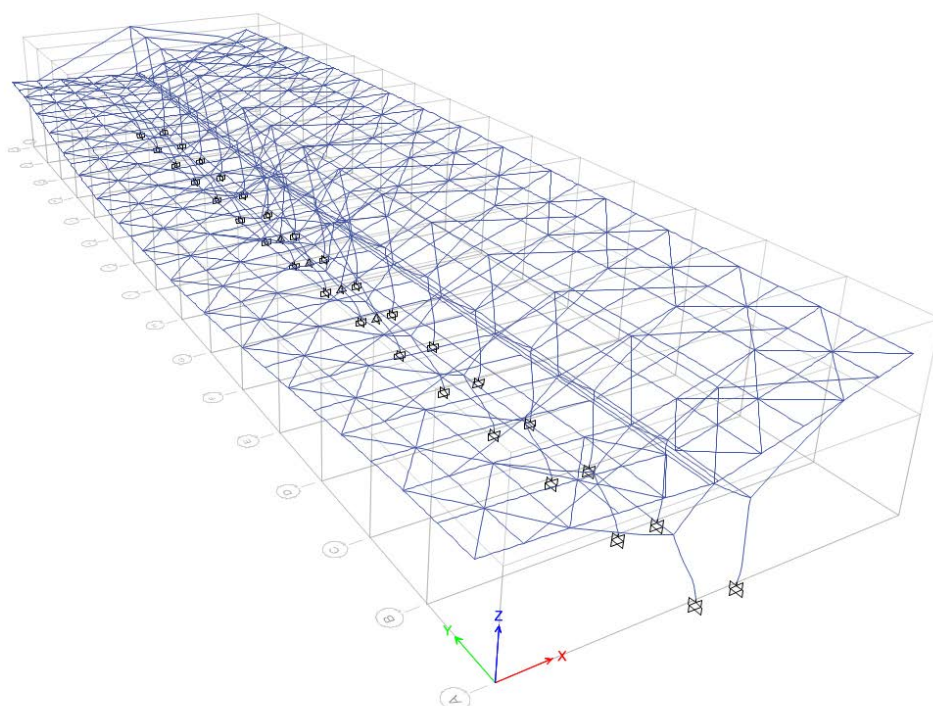


Figura 12.3: Modul 2 fundamental de vibrație - translație predominanta direcție X ($T=0.43\text{sec}$) - vedere 3D model de calcul incastrat la nivelul fundației

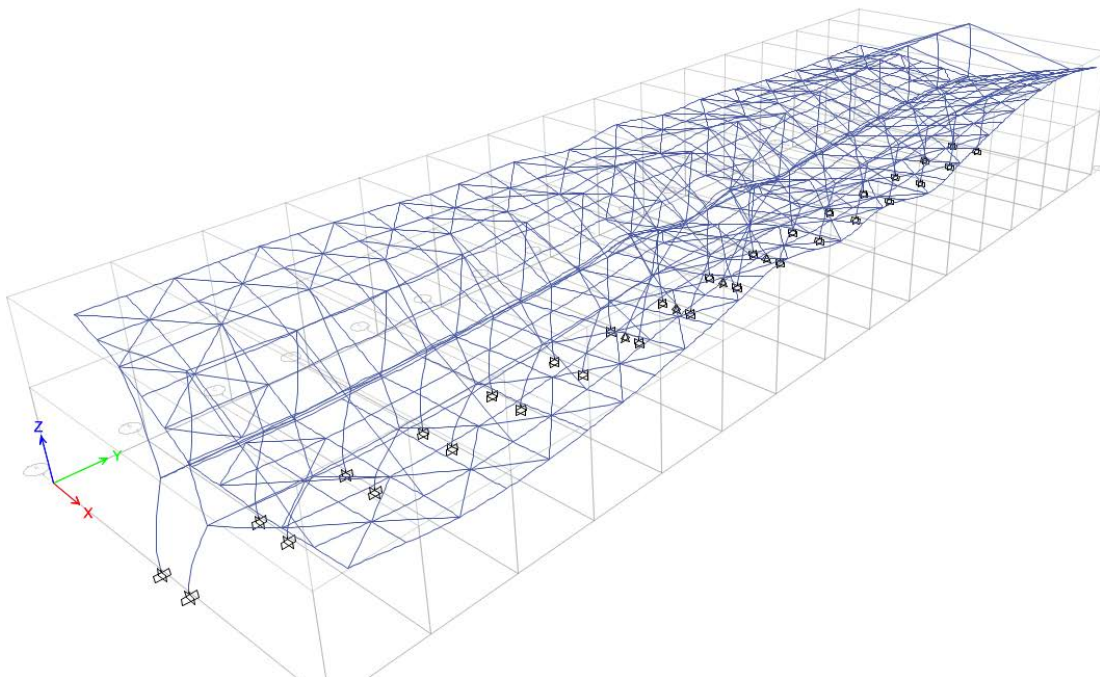
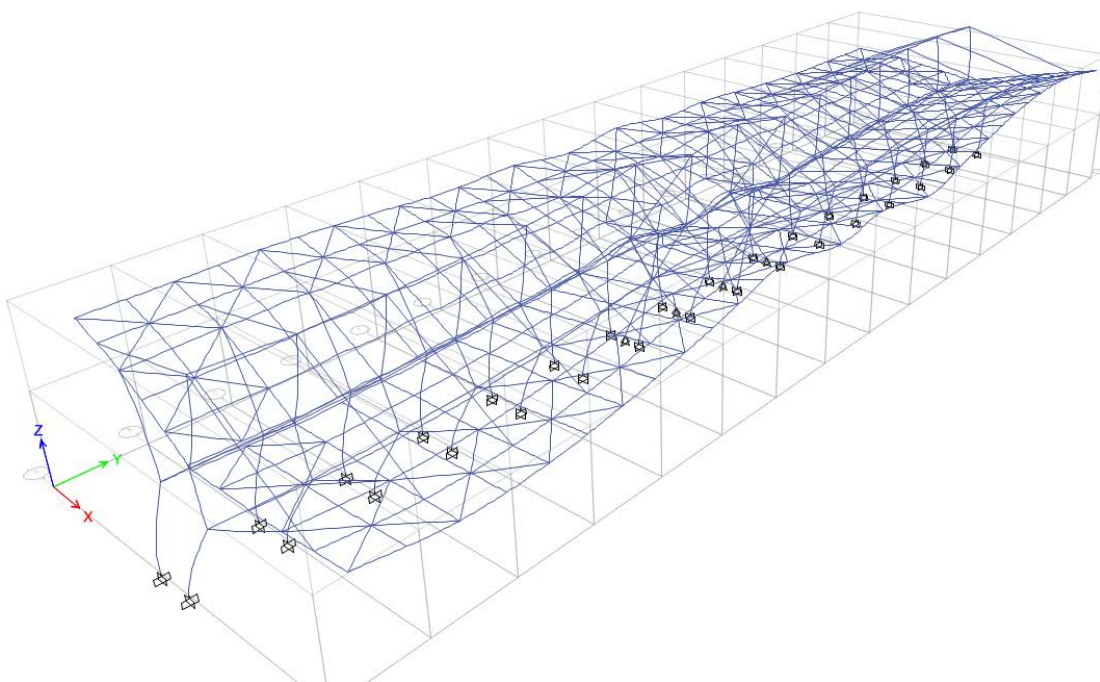


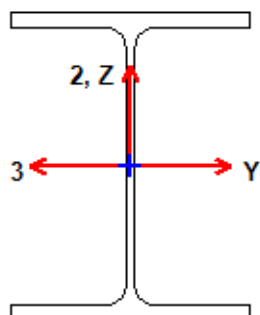
Figura 12.4: Modul 3 fundamental de vibrație – translație predominantă direcție Y ($T=0.37\text{sec}$)– vedere 3D model de calcul încastrat la nivelul fundației

12.4. Dimensionarea și verificarea structurii de rezistență

Grad de solicitare ale stâlpilor



Verificarea celui mai încărcat stâlp



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	D321	D65	4863.9	0	GS _{SXN} +0.3SYN	Brace	DCL MRF	HE400A

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 1	Step-by-Step - All	No	Yes	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{ov}
1	1	1.1

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,2} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
159	45070	168.4	2311.3	57.4	2562	193	2942076.4	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
8564	73.4	570.9	120.3	873	390

A_{eff} (cm ²)	e_{Ny} (mm)	e_{Nz} (mm)	$W_{ef,y}$ (cm ³)	$W_{ef,z}$ (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
159	0	0	2311.3	570.9	0

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,Ed}$ (kN-m)	$V_{2,Ed}$ (kN)	$V_{3,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-439	-404.9	-7.6	136.7	1.8	4.18E-03

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio =	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} + k_{zy} \left[\frac{M_{y,span,Ed}}{M_{y,Rk}} \right] \right) + k_{zz} \left[\frac{M_{z,span,Ed}}{M_{z,Rk}} \right]$
0.623 =	0.125 + 0.482 + 0.016

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Y-Y	1	1	4863.9	28.889
Y-Y Braced	1	1	4863.9	28.889
Z-Z	1	1	4863.9	66.274
Z-Z Braced	1	1	4863.9	66.274
LTB	1	1	4863.9	66.274

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	-439	5131.4	5131.4

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
5131.4	5838.5	12262.4	12262.4	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	a	0.21	39485.4	0.378	0.59	1	5131.4
Y-Y Braced	a	0.21	39485.4	0.378	0.59	1	5131.4
Z-Z	b	0.34	7502.8	0.867	0.99	0.682	3500.1
Z-Z Braced	b	0.34	7502.8	0.867	0.99	0.682	3500.1
Torsional TF	b	0.34	12262.4	0.678	0.811	1	5131.4

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{v,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	-404.9	-404.9	826.8	826.8	826.8	779.7
Z-Z	-7.6	-7.6	281.7	281.7	281.7	

Compactness

Section	Flange	Web	ϵ	α	ψ
Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.689	-0.844

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	φ_{LT}	χ_{LT}	$I_w \text{ (cm}^6\text{)}$	$M_{cr} \text{ (kN-m)}$
a	0.21	0.436	0.62	0.943	2942076.4	4776.7

k_w	C_1	C_2	C_3	$z_a \text{ (mm)}$	$z_s \text{ (mm)}$	$z_g \text{ (mm)}$	$z_z \text{ (mm)}$	$z_j \text{ (mm)}$
1	2.711	0	0.533	195	0	195	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.4	0.531	0.4	0.406	0.364	0.927	0.607

	$V_{Ed} \text{ (kN)}$	$V_{pl,Rd} \text{ (kN)}$	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	136.7	1068.6	0.128	1
3-Axis	1.8	2241.1	0.001	1

Shear Design

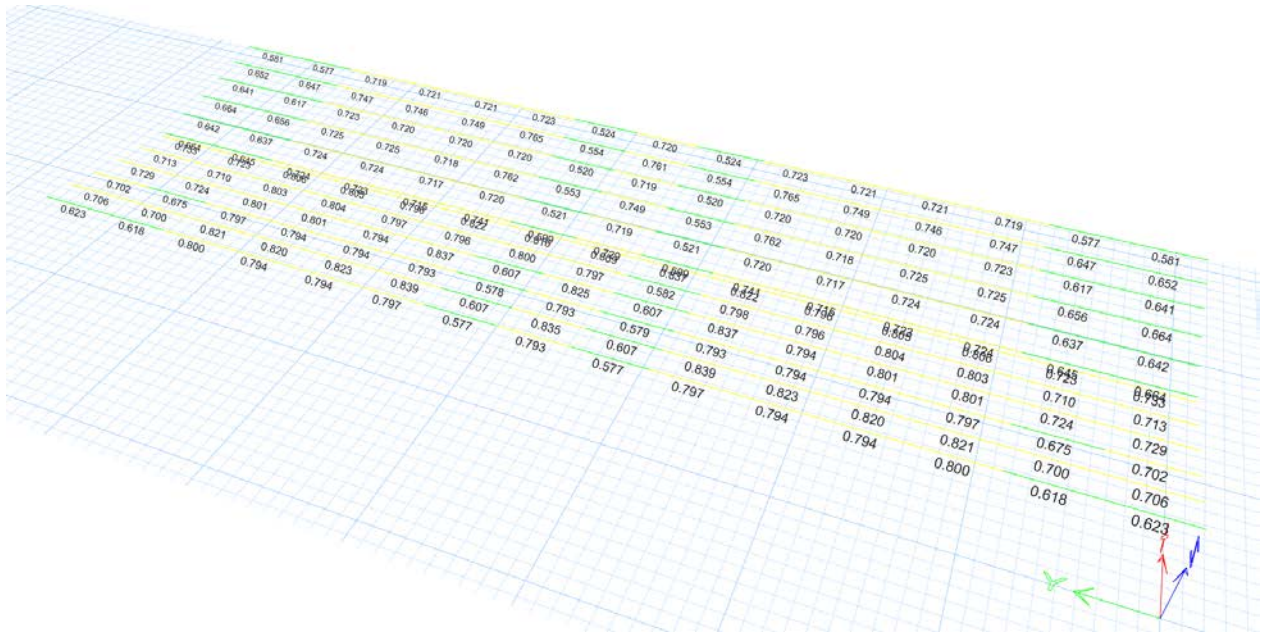
	$V_{Ed} \text{ (kN)}$	$T_{Ed} \text{ (kN-m)}$	$V_{c,Rd} \text{ (kN)}$	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	136.7	4.18E-03	1068.6	0.128	OK
3-Axis	1.8	4.18E-03	2241.1	0.001	OK

	$V_{pl,Rd} \text{ (kN)}$	η	λ_{bar}	χ
2-Axis	1068.6	1.2	0.455	1.2
3-Axis	2241.1	1.2	0	1

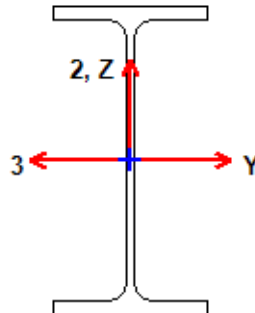
End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
-598.6	SLUWYN+Z	-590.7	SLUWYN+Z

Grad de solicitare ale panelor de acoperiș



Verificarea celei mai încărcate pane



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	B73	38	5660	5660	SLUZ+WXN	Beam	DCL MRF	IPE200

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 1	Step-by-Step - All	No	Yes	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
28.5	1943	82.6	194.3	14	221	6.9	12988.1	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
142	22.3	28.4	18.3	44.6	200

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,y} (cm ³)	W _{ef,z} (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
28.5	0	0	194.3	28.4	0

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN-m)	M _{z,Ed} (kN-m)	V _{2,Ed} (kN)	V _{3,Ed} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
5660	-0.3	-28.5	-0.3	28.9	0.2	-7.052E-05

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio =	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \left(\frac{X_z}{Y_{M1}} \right) + k_{zy} \left[\frac{M_{y,span,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}} \left(\frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \right) \right] + k_{zz} \left[\frac{M_{z,span,Ed}}{M_{z,Rk}} \left(\frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \right) \right]$
0.837 =	2.815E-04 + 0.821 + 0.016

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L _{cr} / i
Y-Y	1	1	5660	68.549
Y-Y Braced	1	1	5660	68.549
Z-Z	1	0.5	2830	126.784
Z-Z Braced	1	0.5	2830	126.784
LTB	1	0.5	2830	126.784

Axial Force Design

	N _{Ed} (kN)	N _{c,Rd} (kN)	N _{t,Rd} (kN)
Axial	-0.3	919.8	919.8

N _{pl,Rd} (kN)	N _{u,Rd} (kN)	N _{cr,T} (kN)	N _{cr,TF} (kN)	A _n / A _g (Unitless)
919.8	1046.5	1223.4	1223.4	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	x	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	a	0.21	1257.1	0.897	0.976	1	919.8
Y-Y Braced	a	0.21	1257.1	0.897	0.976	1	919.8
Z-Z	b	0.34	367.5	1.659	2.125	1	919.8
Z-Z Braced	b	0.34	367.5	1.659	2.125	1	919.8
Torsional TF	b	0.34	1223.4	0.909	1.034	1	919.8

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{lv,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	-28.5	-28.5	71.3	71.3	71.3	34.7
Z-Z	-0.3	-0.3	14.4	14.4	14.4	

Compactness

Section	Flange	Web	ε	α	ψ
Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.5	-0.999

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	φ_{LT}	x_{LT}	I_w (cm ⁶)	M_{cr} (kN-m)
a	0.21	1.271	1.42	0.487	12988.1	48.6

k_w	C_1	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	1.132	0.459	0.525	100	0	100	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.464	0.896	0.962	0.464	0.538	1	0.897

	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	28.9	261.2	0.111	1
3-Axis	0.2	340.1	0.001	1

Shear Design

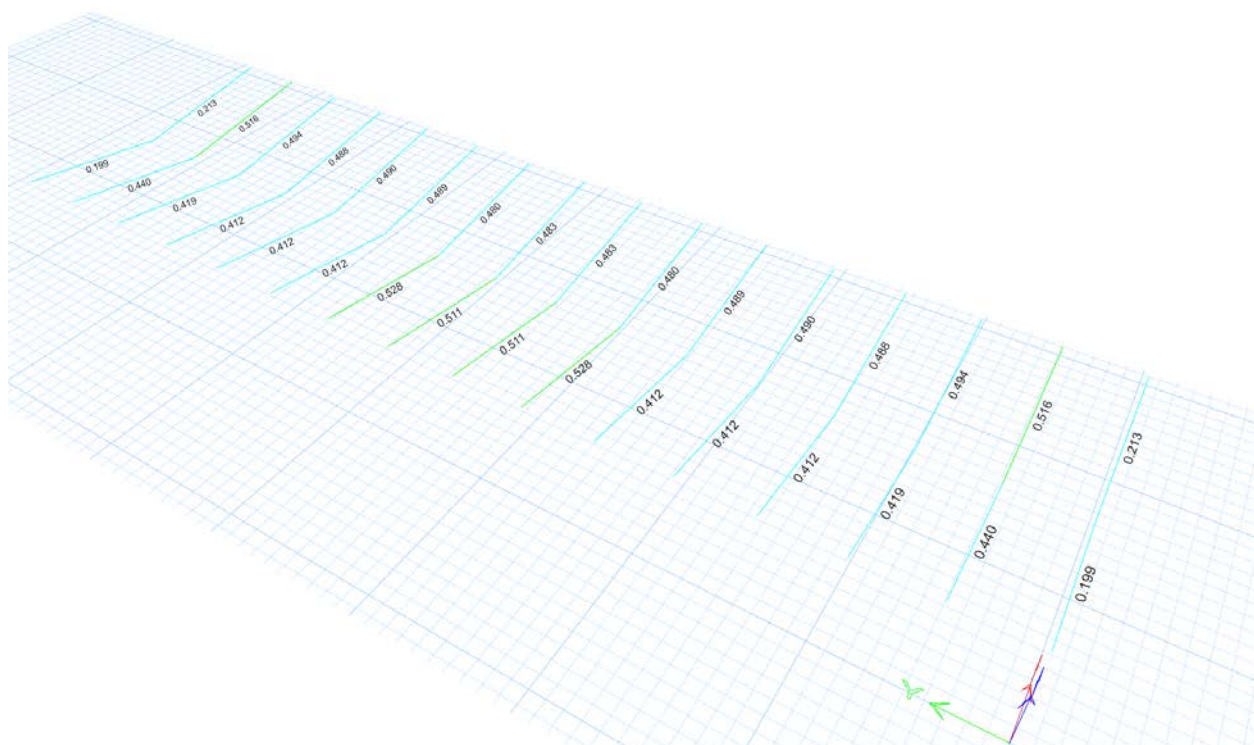
	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{c,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	28.9	-7.052E-05	261.2	0.111	OK
3-Axis	0.2	-7.052E-05	340.1	0.001	OK

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	X
2-Axis	261.2	1.2	0.465	1.2
3-Axis	340.1	1.2	0	1

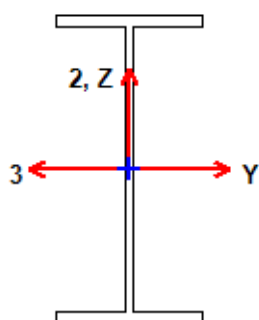
End Reaction Shear Forces along 2-Axis

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
28.3	SLS2	28.9	SLS2

Grad de solicitare al grinzilor principale



Verificarea celei mai încărcate grinzi principale



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	B69	B73	13364.5	0	GS _{SYP} +0.3S _{XN}	Beam	DCL MRF	IPE500

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 1	Step-by-Step - All	No	Yes	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{ov}
1	1	1.1

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,2} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
116	48200	203.8	1928	57.3	2194	89.3	1249365.3	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)
2142	43	214.2	68.3	335.9	500

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,y} (cm ³)	W _{ef,z} (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
116	0	0	1928	214.2	0

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kN-m)	M _{z,Ed} (kN-m)	V _{2,Ed} (kN)	V _{3,Ed} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
0	77.6	-132.2	53.4	64.4	223.2	-0.1

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.2.9.1(6)

D/C Ratio =	$[M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}]^a + [M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}]^b$
0.528 =	$[0.187]^2 + [0.493]^1$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L _{cr} / i
Y-Y	1	1	13364.5	65.563
Y-Y Braced	1	1	13364.5	65.563
Z-Z	1	0.203	2715.2	63.186

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Z-Z Braced	1	0.203	2715.2	63.186
LTB	1	0.203	2715.2	63.186

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	77.6	3743.6	3743.6

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
3743.6	4259.5	9755.3	9755.3	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	a	0.21	5593.2	0.858	0.937	0.761	2848.5
Y-Y Braced	a	0.21	5593.2	0.858	0.937	0.761	2848.5
Z-Z	b	0.34	6022	0.827	0.948	0.708	2649.3
Z-Z Braced	b	0.34	6022	0.827	0.948	0.708	2649.3
Torsional TF	b	0.34	9755.3	0.65	0.788	0.811	3037.3

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{v,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	-132.2	-132.2	708.1	708.1	708.1	526.9
Z-Z	53.4	53.4	108.4	108.4	108.4	

Compactness

Section	Flange	Web	ε	α	ψ
Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.477	-1.038

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	φ_{LT}	χ_{LT}	I_w (cm ⁶)	M_{cr} (kN-m)
b	0.34	0.768	0.891	0.744	1249365.3	1321.6

k_w	C_1	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	1.365	0.553	1.73	250	0	250	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.4	0.4	0.992	0.4	0.24	1	0.4

	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	64.4	1067.3	0.06	1

	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
3-Axis	223.2	1271.9	0.175	1

Shear Design

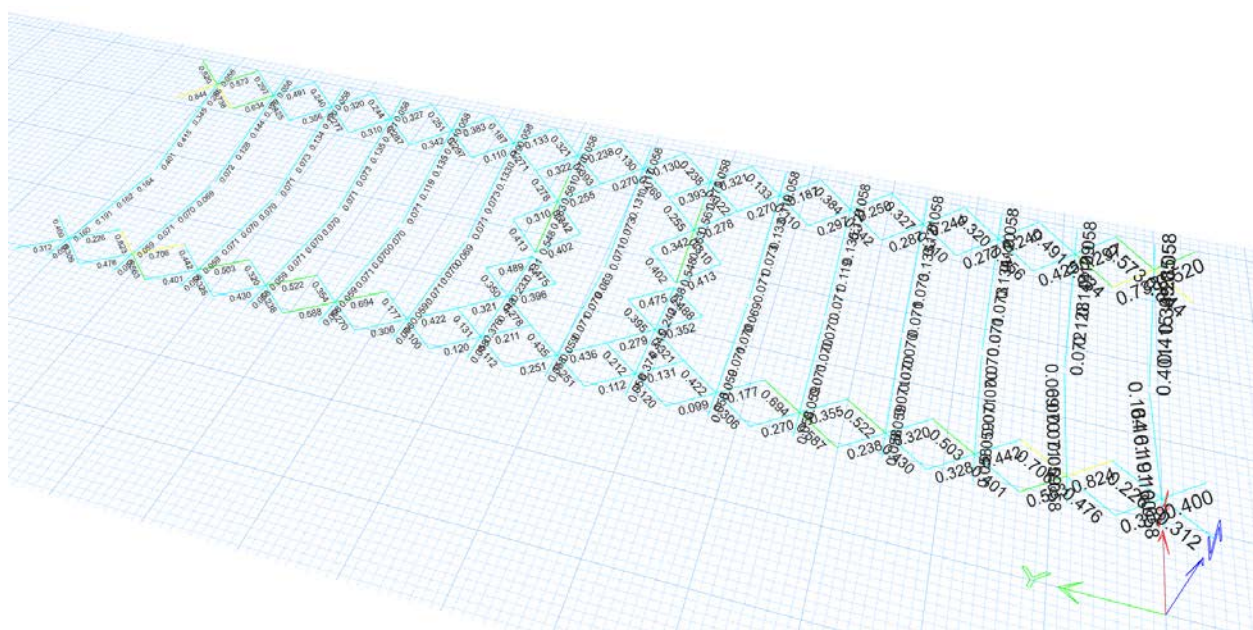
	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{c,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	64.4	-0.1	1067.3	0.06	OK
3-Axis	223.2	-0.1	1271.9	0.175	OK

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	X
2-Axis	1067.3	1.2	0.653	1.2
3-Axis	1271.9	1.2	0	1

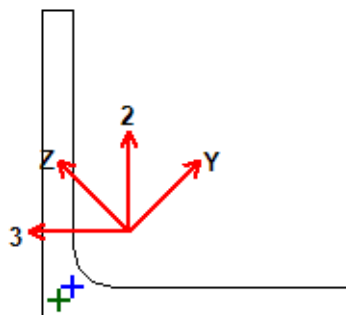
End Reaction Shear Forces along 2-Axis

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
119.2	SLS2		

Grad de solicitare al contravantuirilor



Verificarea celei mai încărcate contravântuiri



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
P	B869	B653	3761.1	0	GS _{SYP} +0.3S _{XP}	Beam	DCL MRF	L80X8

Classification	MultiResponse	P-Delta Done?	Rolled	Consider Torsion?
Class 4	Step-by-Step - All	No	Yes	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	D/C Limit
1.1	1.1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{ov}
1	1	1.1

Section Properties

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (mm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{v,2} (cm ²)	W _{pl,y} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _{yz} (cm ⁴)
12.3	115.9	30.7	21.6	6.4	Not required	2.6	12.5	0

I _z (cm ⁴)	i _z (mm)	W _{el,z} (cm ³)	A _{v,3} (cm ²)	W _{pl,z} (cm ³)	h (mm)	I ₃ (cm ⁴)	I ₂ (cm ⁴)	I ₂₃ (cm ⁴)
28.6	15.3	8.9	6.4	Not required	80	72.2	72.2	-43.6

A_{eff} (cm ²)	e_{Ny} (mm)	e_{Nz} (mm)	$W_{ef,y}$ (cm ³)	$W_{ef,z}$ (cm ³)	Angle of principal axes (deg)
12.3	0	0	21.6	8.9	45

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kN-m)	$M_{z,Ed}$ (kN-m)	$V_{2,Ed}$ (kN)	$V_{3,Ed}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-25.9	0.1	-0.1	0.2	0	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio =	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \left(\frac{X_z}{Y_{M1}} \right) + k_{zy} \left[\frac{(M_{y,span,Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{(X_{LT} M_{y,Rk})} \right] + k_{zz} \left[\frac{(M_{z,span,Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_{z,Rk})} \right]$
0.844 =	0.754 + 0.031 + 0.059

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Y-Y	1	1	3761.1	122.38
Y-Y Braced	1	1	3761.1	122.38
Z-Z	1	1	3761.1	246.39
Z-Z Braced	1	1	3761.1	246.39
LTB	1	1	3761.1	155.004

Axial Force Design

	N_{Ed} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Axial	-25.9	396	396

$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{u,Rd}$ (kN)	$N_{cr,T}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	A_n / A_g (Unitless)
396	450.6	1115.4	159.8	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	φ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Y-Y	b	0.34	169.8	1.602	2.021	0.307	121.7
Y-Y Braced	b	0.34	169.8	1.602	2.021	0.307	121.7
Z-Z	b	0.34	41.9	3.225	6.213	0.087	34.4
Z-Z Braced	b	0.34	41.9	3.225	6.213	0.087	34.4
Torsional TF	b	0.34	159.8	1.651	2.109	0.292	115.7

Moment Design

	M_{Ed} (kN-m)	$M_{Ed,span}$ (kN-m)	$M_{c,Rd}$ (kN-m)	$M_{v,Rd}$ (kN-m)	$M_{n,Rd}$ (kN-m)	$M_{b,Rd}$ (kN-m)
Y-Y	0	0.1	7	7	7	3.6

	M_{Ed} (kN-m)	M_{Ed,span} (kN-m)	M_{c,Rd} (kN-m)	M_{v,Rd} (kN-m)	M_{n,Rd} (kN-m)	M_{b,Rd} (kN-m)
Z-Z	0	-0.1	2.9	2.9	2.9	

Compactness

Section	Flange	Web	ϵ	α	ψ
Class 4	Class 3	Class 4	0.814	0.557	-0.881

LTB Factors

Curve	α_{LT}	λ_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	I_w (cm ⁶)	M_{cr} (kN-m)
d	0.76	0.918	1.194	0.511	12.5	9.1

k_w	C_1	C_2	C_3	z_a (mm)	z_s (mm)	z_g (mm)	z_z (mm)	z_j (mm)
1	1.132	0.459	0.525	57.5	-18.1	75.6	0	0

C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.95	1	0.95	1.071	1.452	0.946	1.452

	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	ρ
2-Axis	0.2	119.2	0.001	1
3-Axis	0	119.2	0	1

Shear Design

	V_{Ed} (kN)	T_{Ed} (kN-m)	$V_{c,Rd}$ (kN)	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	0.2	0	119.2	0.001	OK
3-Axis	0	0	119.2	0	OK

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η	λ_{bar}	X
2-Axis	119.2	1.2	0	1
3-Axis	119.2	1.2	0	1

End Reaction Shear Forces along 2-Axis

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
0.2	SLS2		

12.5. Dimensionarea fundatiilor

Sistemul de fundare este format din fundații izolate, alcătuite dintr-un bloc de beton simplu cu dimensiunile 3.00mx5.00mx1.50m și un cuzinet armat cu dimensiunea 1.30mx4.00mx1.00m și grinzi de echilibrare având dimensiunile 0.35x1.00m și 0.50x1.00m.

Fundațiile au fost dimensionate în acord cu prevederile codului de proiectare seismică P100-1/2013, normativului de proiectare al fundațiilor de suprafață, NP 112/2014 și SR EN 1992-1-1/2004.

Eforturile de dimensionare pentru fundații au fost determinate pe baza eforturilor maxime de la baza stâlpilor în situația formării mecanismului de plastificare (conform prevederilor NP 112/2014 capitolul II.4.2).

(3) În cazul fundațiilor elementelor verticale individuale (stâlpi, pereți ductili), condiția de la paragraful (2) se poate considera satisfăcută dacă efectele acțiunii E_{Fd} asupra fundației se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (II.1)$$

în care

$E_{F,G}$ efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările neseismice, incluse în combinația de acțiuni considerate în calculul la cutremur

$E_{F,E}$ efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările seismice de proiectare

γ_{Rd} factorul de suprarezistență, egal cu 1,0 pentru $q \leq 3$, și 1,15 pentru $q > 3$

Ω valoarea $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ în zona disipativă a elementului i al structurii care are influența cea mai mare asupra efortului E_F considerat

R_{di} rezistența (efortul capabil) elementului i

E_{di} valoarea de proiectare a efortului în elementul i corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare.

(4) În cazul fundațiilor de stâlpi și pereți ductili de beton armat, Ω se determină ca valoare a raportului momentelor M_{Rd}/M_{Ed} în secțiunea transversală de la baza zonei plastice.

Fundatie izolata F1

Clasa Beton

H=	1.50 m	Bloc:	C25/30	V _{beton} =	27.70 m ³	V _{umplutura} =	13.55 m ³
L=	5.00 m			G _{beton} =	692.50 kN	G _{umplutura} =	243.90 kN
B=	3.00 m	Cuzinet:	C25/30	Y _{beton} =	25.00 kN/m ³	Y _{umplutura} =	18.00 kN/m ³
hc=	1.00 m	Conditii Geometrice:					
lc=	4.00 m	0.5<lc/L<0.65	0.5<0.8<0.65	tg β1=0.65>0.65	DA	tg β2=5>0.65	DA
bc=	1.30 m	0.5<bc/B<0.65	0.5<0.43<0.65	tg α1=3>1.09	DA	tg α2=1.76>1.09	DA
lst=	0.90 m	hc>0.3m	DA	l2=	0.50 m	l1=	1.55 m
bst=	0.90 m	hc/lc>0.25	DA	b2=	0.85 m	b1=	0.20 m
				A=	15.00 m ²	h _{total} =	2.50 m
				Wx=	7.50 m ³	Wy=	12.50 m ³

Verificari pentru solicitare bidirectionala (45°):

Forte la nivelul bazei stalpului

Grupare	N	My	Mx	Tx	Ty
GF:	350.0 kN	0.0 kNm	0.0 kNm	0.0 kN	0.0 kN
GS:	265.0 kN	1155.0 kNm	0.0 kNm	154.0 kN	0.0 kN

A) Teren de fundare:

Forte la nivelul talpii fundatiei

Grupare	N	My	Mx
GF:	1614.1 kN	0.0 kNm	0.0 kNm
GS:	1267.4 kN	1540.0 kNm	0.0 kNm
p _{conv} =	238.0 kN/m ²	1.2 x p _{conv} =	285.6 kN/m ²
1.4 x p _{conv} =	333.2 kN/m ²	1.6 x p _{conv} =	380.8 kN/m ²

C_D= 18.0 kN/m²

C_B= 20.0 kN/m²

p_{conv}= 200.0 kN/m²

Verificari la N:

GF:

p _{efN} =	107.6 kN/m ²	<p _{conv}	DA
--------------------	-------------------------	--------------------	----

GS:

p _{efN} =	84.5 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
--------------------	------------------------	--------------------------	----

Verificari la N si My:

GF:

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,My} =	107.6 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
L _{activ} =	5.00 m		
A _{activ} =	15.00 m ²		

GS:

fundatia se desprinde de teren

p _{efN,My} =	219.2 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
L _{activ} =	3.85 m		
A _{activ} =	11.56 m ²		aria comprimata se verifica
A _{lim} =	11.25 m ²		

Verificari la N si Mx,My:

GF:

p _{efN,My,Mx} =	107.6 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
A _{activ} =	15.00 m ²		

GS:

p _{efN,My,Mx} =	218.7 kN/m ²	<1.6 x p _{conv}	DA
A _{activ} =	11.79 m ²		

Verificari la N si Mx:

GF:

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,Mx} =	107.6 kN/m ²	<1.2 x p _{conv}	DA
B _{activ} =	3.00 m		
A _{activ} =	15.00 m ²		

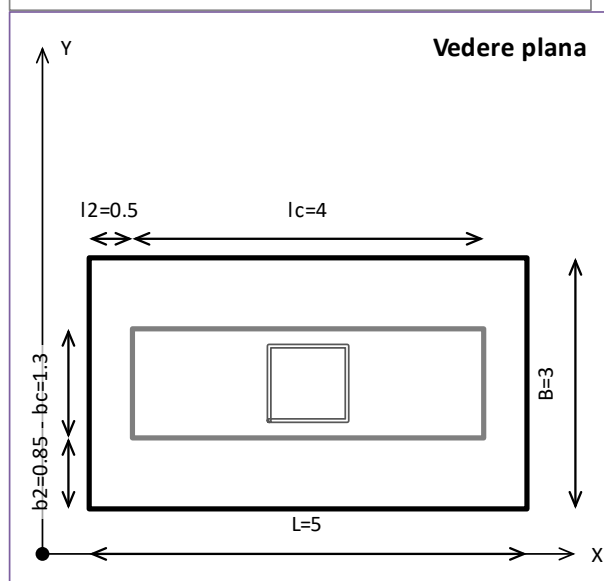
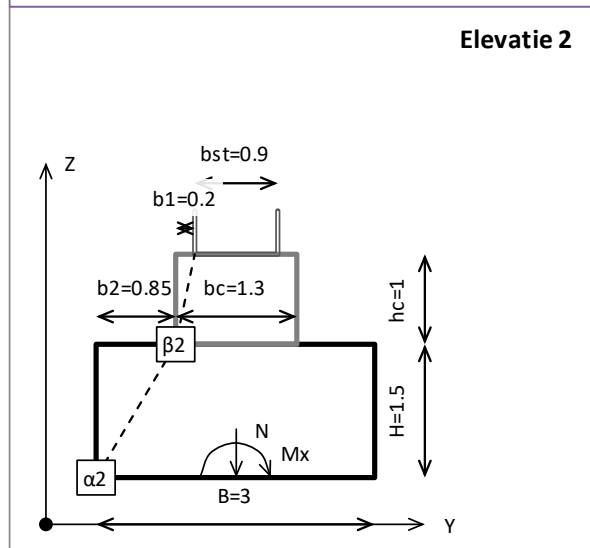
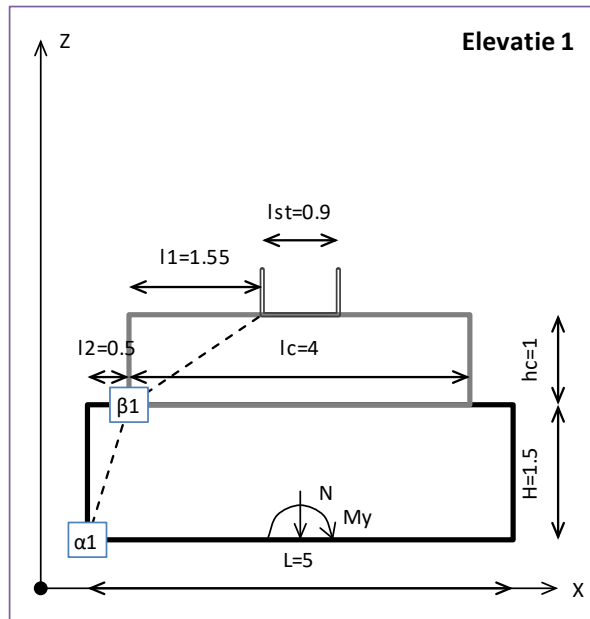
GS:

fundatia nu se desprinde de teren

p _{efN,Mx} =	84.5 kN/m ²	<1.4 x p _{conv}	DA
B _{activ} =	3.00 m		
A _{activ} =	15.00 m ²		aria comprimata se verifica
A _{lim} =	11.25 m ²		

e _L =	1.22 m		
L'=	2.57 m		
e _B =	0.00 m		
B'=	3.00 m		
A'=	7.71 m ²		
A _{lim} =	7.50 m ²		aria redusa se verifica

e _L =	1.22 m		
L=	5.00 m		
e _B =	0.00 m		
B=	3.00 m		limitarea excentricitatilor - se verifica



13. PRINCIPALELE MATERIALE UTILIZATE LA EXECUTAREA STRUCTURII

Toate materialele utilizate vor avea certificate de calitate si conformitate si vor fi agrementate conform legislației in vigoare.

Clasele de expunere pentru clasele de beton utilizate sunt specificate in planurile de structura, parte a documentației la specialitatea rezistenta. Dimensiunea maxima a agregatului va fi de 16-32 mm in funcție de elementul structural ce se va turna.

Protecția anticoroziva pentru structurile metalice este indicata in planurile de structura, parte a documentației la specialitatea rezistenta.

13.1. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C1:

Beton simplu si beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Beton egalizare	C8/10	SR EN 1992-1-1
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C25/30	SR EN 1992-1-1
Elemente structurale suprastructura	C30/37 si C35/45	SR EN 1992-1-1

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice secundare	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.2. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistență pentru Clădirea C1.1:

Beton simplu și beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Beton egalizare	C8/10	SR EN 1992-1-1
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C25/30	SR EN 1992-1-1

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.3. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C2:

Beton simplu si beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Beton egalizare	C8/10	SR EN 1992-1-1
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C30/37	SR EN 1992-1-1
Pardoseala si elemente structurale suprastructura	C35/45	SR EN 1992-1-1

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice secundare	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.4. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C3:

Beton simplu si beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Beton egalizare	C8/10	SR EN 1992-1-1
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C25/30	SR EN 1992-1-1

Pardoseala	C25/30	SR EN 1992-1-1
------------	--------	----------------

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.5. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistență pentru Clădirea C4:

Beton simplu și beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C30/37	SR EN 1992-1-1
Pardoseala	C35/45	SR EN 1992-1-1
Elemente structurale suprastructura	C30/37	SR EN 1992-1-1

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice secundare	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.6. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C5:

Beton simplu si beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C30/37	SR EN 1992-1-1
Pardoseala si elemente structurale suprapstructura	C30/37	SR EN 1992-1-1

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice secundare	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.7. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistență pentru Clădirea C6:

Beton simplu și beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Beton egalizare	C8/10	SR EN 1992-1-1
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C25/30	SR EN 1992-1-1

Oțel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Oțel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.8. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C7:

Beton simplu si beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C30/37	SR EN 1992-1-1
Pardoseala si elemente structurale suprapstructura	C35/45	SR EN 1992-1-1

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice secundare	Gr 8.8	SR EN 14399-4

13.9. Materialele utilizate la realizarea structurii de rezistenta pentru Clădirea C8:

Beton simplu si beton armat:

Tip element	Material	STANDARD
Beton egalizare	C8/10	SR EN 1992-1-1
Bloc de beton simplu fundații	C12/15	SR EN 1992-1-1
Fundații	C25/30	SR EN 1992-1-1

Otel pentru beton armat:

Tip element	Material/Grupa	Clasa de ductilitate	STANDARD
Toate elementele de beton armat	BST500s	C	SR EN 1992-1-1

Otel pentru structuri metalice

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Profile tubulare de tip RHS/CHS	S355J2	SR EN 10219-1-2006
Profile laminate	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006
Table groase	S355J2	SR EN 10025 -1 : 2006

Șuruburile folosite la îmbinările structurii metalice:

Tip element	Material / Grupa	STANDARD
Structuri metalice	Gr 8.8	SR EN 14399-4

Întocmit 12.2023

.....

ing. Dragos-George BULIBASA

.....

ing. Marius-Gabriel PAVAL