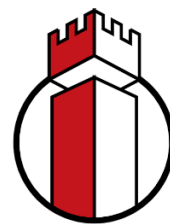




TOWER SH.P.K.



iGROUP SH.P.K.

RELACION TEKNIK KONSTRUKTIV

NDËRTIMI I HAPËSIRËS PUBLIKE MULTIFUNKSIONALE DHE PARKIMIT NËNTOKËSOR NË SHESHIN NËNË TEREZA

PROJEKT TEKNIK

POROSITËS:

FONDI SHQIPTAR I ZHVILLIMIT

PËRGATITUR:

TOWER SH.P.K. & iGROUP SH.P.K.

1 Hyrje

Në këtë raport do të trajtohen çeshtjet kryesore që lidhen me projektimin e strukture të objektit të sipërpermendur.

Kodet dhe referencat

Në hartimin e projektit konstruktiv jemi bazuar në kushtet teknike ekzistuese shqiptare (KTP N2-89), në EUROCODE 2 (pr.EN 1992-1-1 Dec.2003), EUROCODE 3 pr.EN 1992-1-1 Dec.2003), EUROCODI 7 (pr.EN 1997-2007), në EUROCODE 8 (pr.EN 1998-1 Dec.2003)etj.

1.1 Pershkrimi dhe shtrirja e objektit

Objekti në fjalë është një objekt shërbimi, parkimi dhe muze arkeologjik, i cili do të shërbejë jo vetëm mjeteve të zakonshme (autoveturave 5 vendeshe), por dhe mjeteve me kapacitet të lartë pasagjeresh si autobuzet urbane apo interurbane)

Objekti ndodhet në territorin e administruar nga Bashkia Tirane, i pozicionuar në atë që sot është Sheshi Nene Tereza.

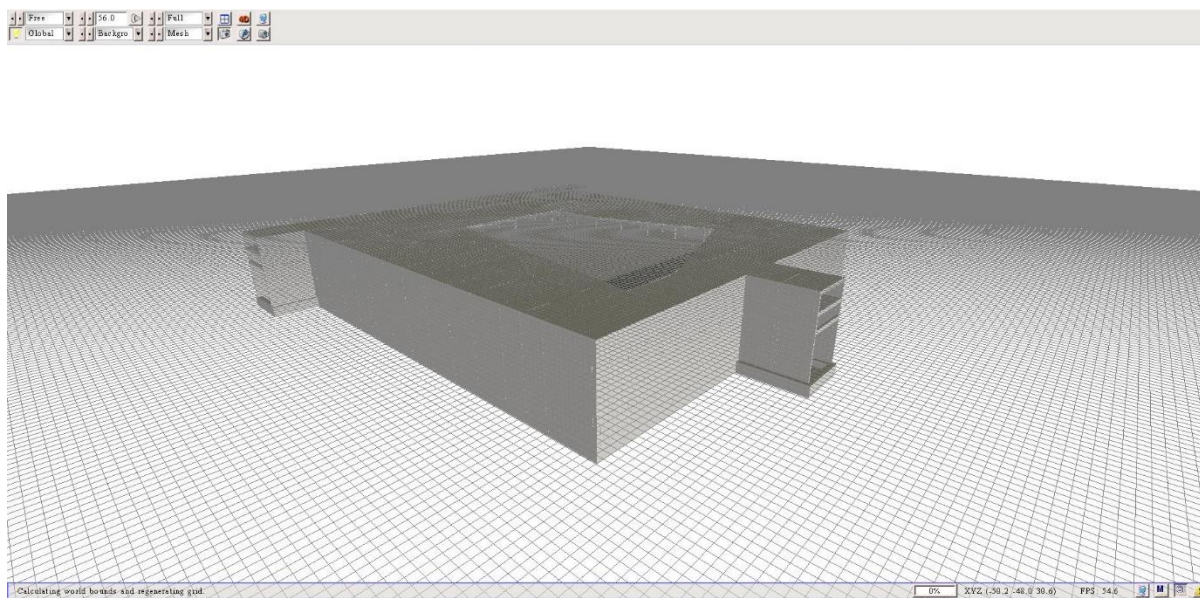
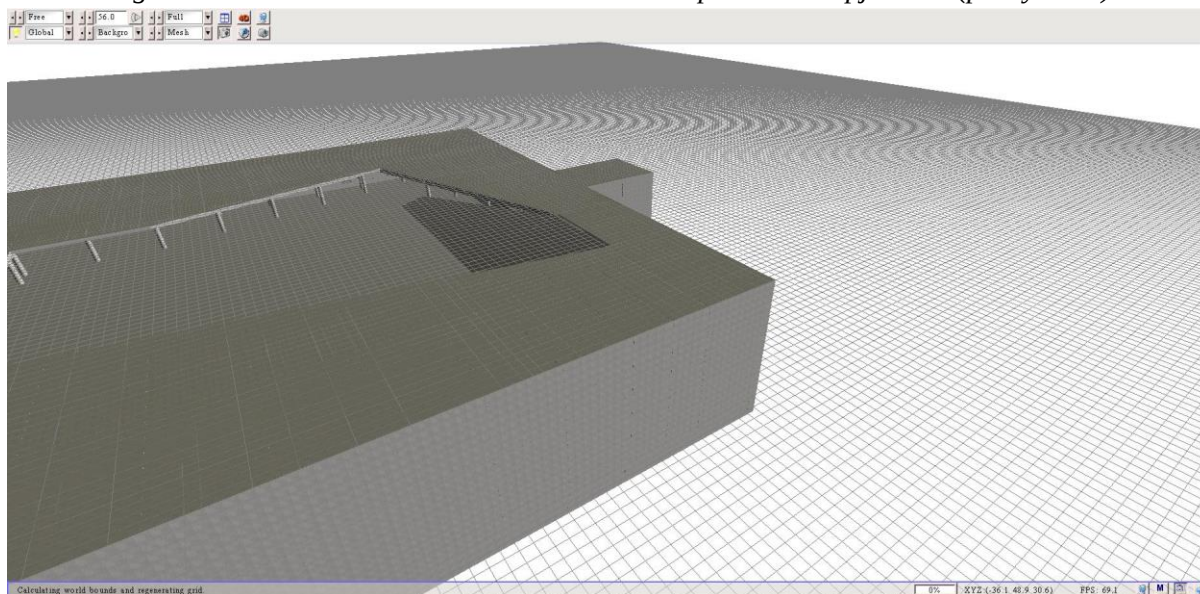


Figura nr.1: Modeli strukturor 3D i modeluar me paketen kompjuterike (phi systems)



Godina

Godina eshte parashikuar te jete me 3 kate nentoke.

Kati i pare nentoke ka lartesi 4.0 m dhe shkon perkatesisht nga kuota +0.00 m deri ne kuoten -4.00 m

Kuota -4.00 eshte pjeserisht ambient sherbimi dhe pjeserisht shesh me shkallara.

Kati i dyte nentoke ka lartesi 3.75 m dhe shkon nga kuota -4.00 m deri ne -7.75 m.

Kati qe do te sherbeje si muze pozicionohet ne kuoten -19.00 m.

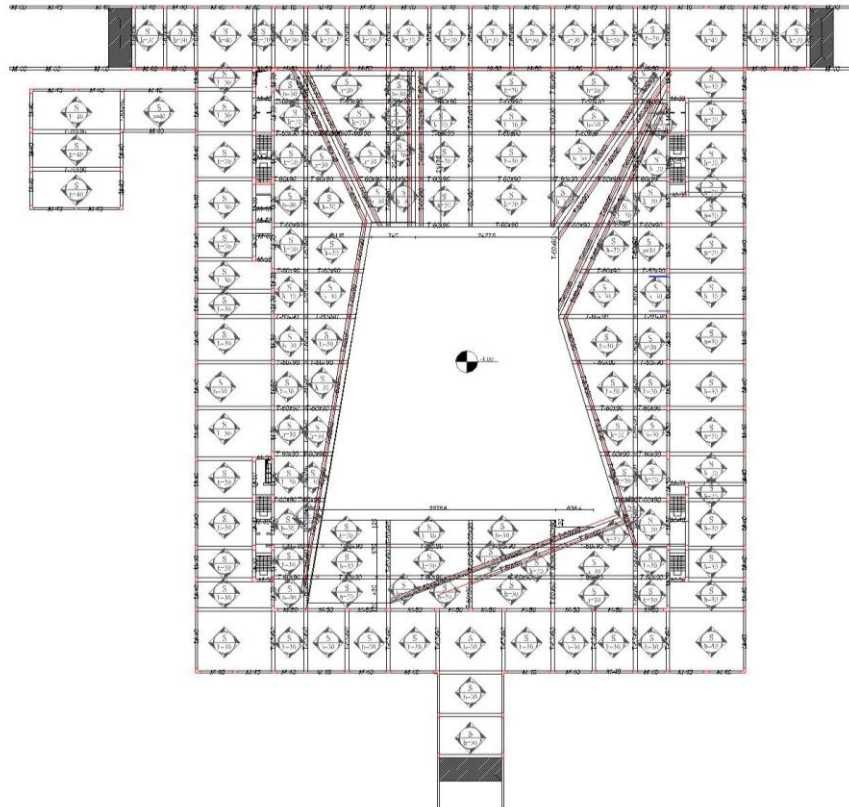


Figura nr.2: Plani i kolonave dhe strukturave ne kuoten +0.00 m

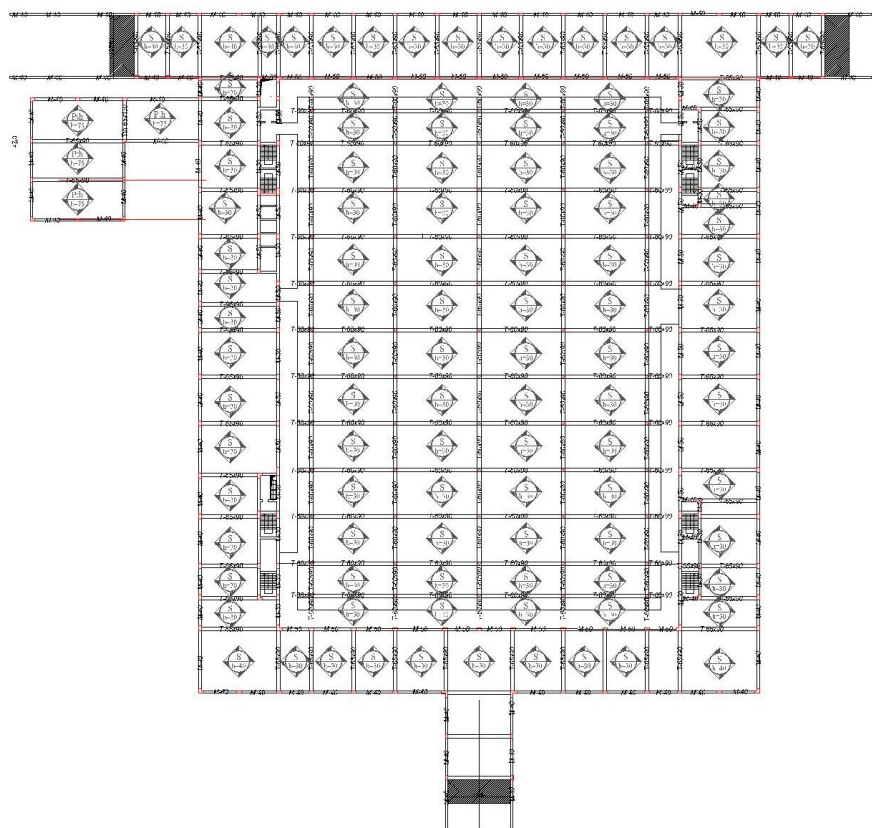


Figura nr.2: Plani i kolonave dhe strukturave ne kuoten -4.00 m

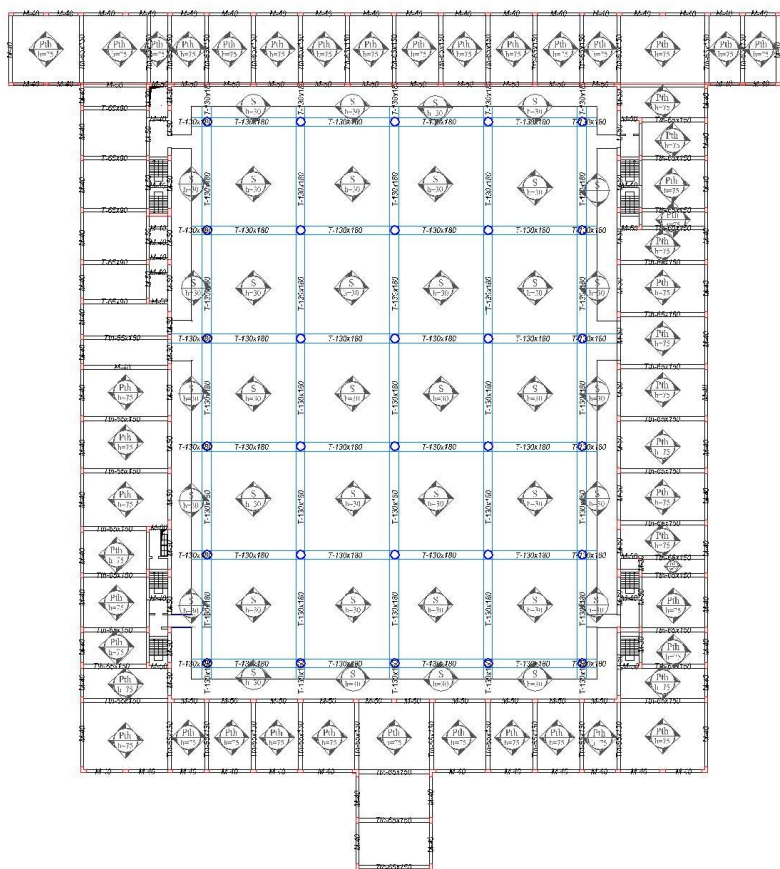


Figura nr.2: Plani i kolonave dhe strukturave ne kuoten -7.75 m

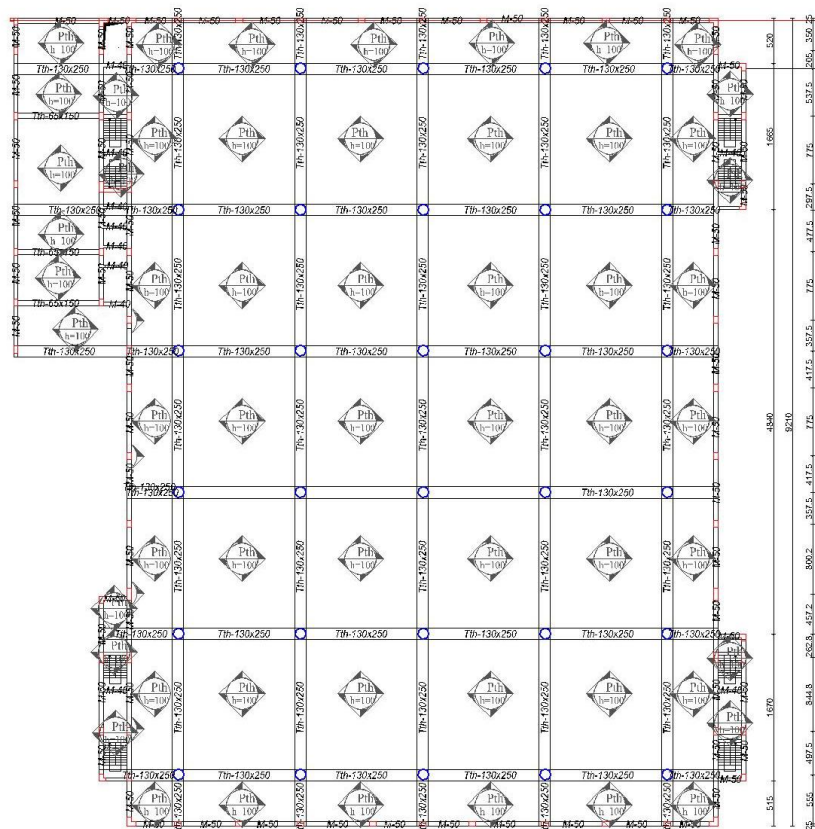


Figura nr.2: Plani i kolonave dhe strukturave ne kuoten -19.00 m

1.2 Standartet e Projektimit, Termat e references, Kodet e Projektimit

Projektimi i strukturës së ndërtesës është bazuar në Eurokodet strukturore dhe verifikime janë kryer edhe kundrejt kushteve teknike të projektimit KTP 6-78. Verifikimet strukturore, rregullat e përgjithshme, parimet e projektimit konceptual dhe veprimet në strukturë (përfshirë veprimet sizmike dhe ato të shfrytëzimit të ndërtesës) janë marrë në përputhje me Eurokodet. Konkretisht, është shfrytëzuar:

EN 1990 Eurokodi – Bazat e projektimit strukturor

EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Ngarkesat në struktura - Pjesa 1-1: Veprimet e përgjithshme - Densiteti, pesha vetjake dhe peshat e induktuara.

EN 1992-1-1 Eurokodi 2 – Projektimi i strukturave prej betoni – Pjesa 1-1: Të përgjithshme – Rregullat e përbashkëta për ndërtesat dhe veprat e Inxhinierisë civile

EN 1997-1 Eurokodi 7 – Projektimi gjeoteknik – Pjesa 1: Rregullat e përgjithshme

EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Projektimi i strukturave për rezistence sizmike – Pjesa 1: Rregullat e përgjithshme të veprimit sizmik dhe rregullat e projektimit të ndërtesave antisizmike.

Meqenëse Shqipëria nuk ka Aneksë Kombëtare, vlerat e të gjithë parametrave të cilat janë lënë në Eurokod për zgjedhje të lirë nga shtete, e njohur si Parametra të Përcaktuar në Shkallë Kombëtare, janë marrë nga Aneksët Kombëtare Italiane dhe Greke.

Gjithashtu për të përcaktuar siç duhet ngarkesat sizmike të projektimit shërben dokumenti “Sizmiciteti, teknikat- antisizmicitet dhe vlerësimi i risqeve sizmike në Shqipëri”, I publikuar nga Akademia e Shkencave të Shqipërisë në 2010

-Kusht Teknik Projektimi për Ndërtimet Antisizmike KTP-N.2-89,

(AKADEMIA E SHKENCAVE, Qendra Sizmologjike)

- Kushte teknike te projektimitë, Libri II, (KTP-6,7,8,9-1978)
- Eurokodi 2: Dizenjimi i strukturave të betonit DRAFT Përfundimtar prEN 1992-1-2, Dhjetor 2003)
- Eurokodi 8: Dizenjimi i Strukturave për Rezistencën ndaj Tërmetit DRAFT Përfundimtare prEN 1998-Dhjetor 2003).
- Parimet e Fondacionit të Inxhinierisë, Kompania Botuese Pes-Kent, Boston 1984 (Braja M Das)
- Analiza dhe Dizajni i Fondacionit, McGraë-Hill 1991 (Josepf E. Boëles)
- Analiza e Vibimeve të Fondacionit duke përdorur modele të thjeshta fizike PTR Prentice Hall 1994 (John P. Ëolf)
- Vibrimet e Fondacionit të Ndërveprimit të Strukturës së Tokës, 2002 (Gunther Schmidt, Jean-Georges Sieffert)
- Inxhinieria Gjeoteknike e Tërmetit Prentice Hall 1996 (Steven L. Kramer)
- Strukturat e Betonit të Përforcuar, John Ëiley & Sons. 1975 (R. Park and T.Paulay)
- Dizajnimi Sizmik i Ndërtesave të Betonit të Përforcuar dhe Masonerisë John Ëiley & Sons 1992 (T. Paulay & M.J.N. Priestley)
- Strukturat e betonit rezistente ndaj tërmetit, E&FN SPON (George G. Penelis, Andreas J. Kappos).
- Mekanika dhe modeli i betonit të përforcuar, Botimi i tretë, Prentice Hall, (James G. MacGregor).
- Raport gjeologo-inxhinierik I Sheshit te Ndertimit
- Studim Inxhinieriko Sizmologjik I sheshit te ndertimit

Në mungesë të anekseve Kombëtare Shqiptare, projektuesi duhet të përdorin rekomandimet e vlerat e Eurokodit (kur ato ekzistojnë) ose Anekset Kombëtare të Greqisë apo Italisë, duke qenë se ato përfaqësojnë përafërsisht kushtet e Shqipërisë (sizmiciteti, gjeologjia, temperatura, reshjet etj), ndërsa në Paragrafi i 4 - standardet e projektimit, Eurokodet nga 0 në 9 janë të listuara si të përdoren së bashku me anekset e tyre për projektimin e urave.

Ndërtimi i strukturës do të zhvillohet në përputhje me standardet aktuale evropiane teknike, të cilat janë të përbërë nga Eurokodet.

Eurokodet kryesore përbëhen nga tetë dokumente të caktuara për ndërtimin. Çdo Eurokod, përveç EN 1990, është e ndarë në pjesë të vecanta që mbulojnë aspekte të ndryshme. Eurokodet për betonin, çelikun, strukturave të përbëra dhe të drurit dhe për projektimin sizmik përfshihen në Pjesën e 2-të e cila mbulon shprehimisht projektimin e rrugëve dhe urave hekurudhore. Këto pjesë janë të destinuara për t'u përdorur për projektimin e urave të reja, duke përfshirë kalatave, shpatulla, mure, mure anësorë, mure mbajtës etj, si dhe themelet e tyre.

Procesi i përditësimit të projektit është bërë duke ju referuar EN 1990 për projektimin e përgjithshëm, për forcat vepruese EN 1991, EN 1992 dhe EN 1995 për projektimin strukturor dhe detajimin sipas materialit, EN 1997 për aspektet gjeoteknike dhe EN 1998 për projektimin antisizmik.

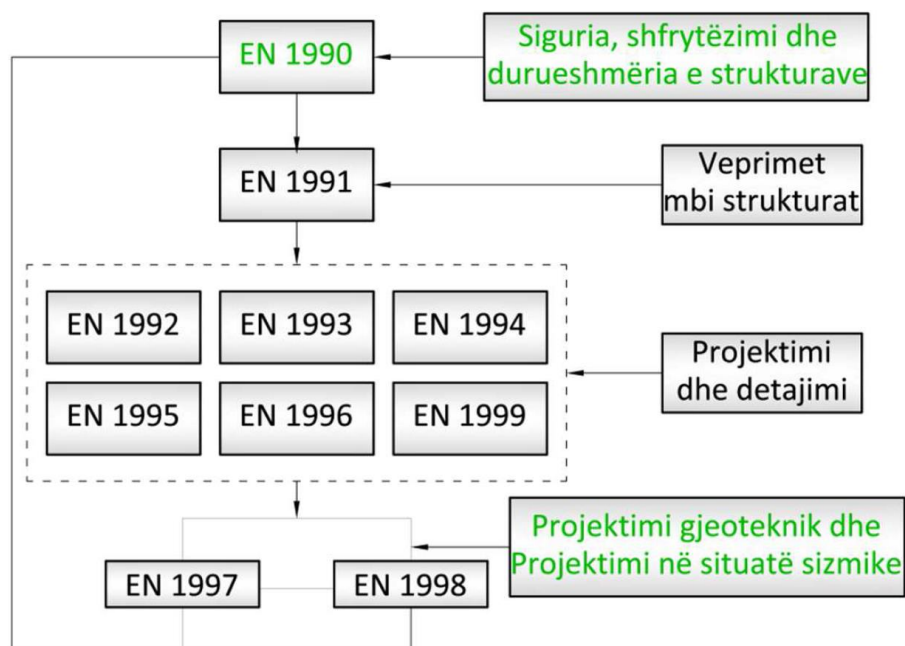


Figura 3 – Bllokskema e projektimit strukturor bazuar në Eurokode

Figura e mëposhtme përmbledh pjesët e Eurokodeve që janë të nevojshme për projektimin e strukturave betonarme për rezistencë ndaj tërmetit (Paketa 2/1 e Eurokodeve).

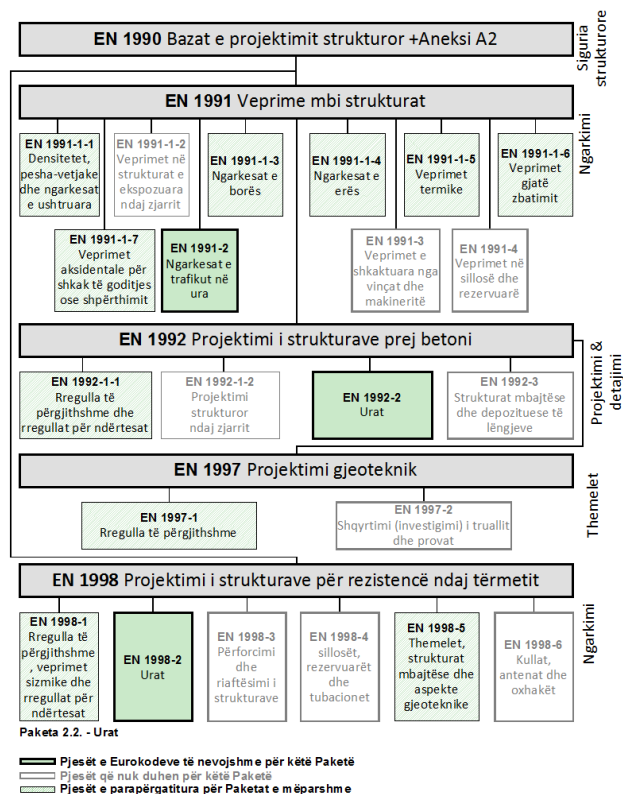


Figura 4– Paketa 2/1, projektimi i strukturave prej betoni dhe çeliku

2 Materialet

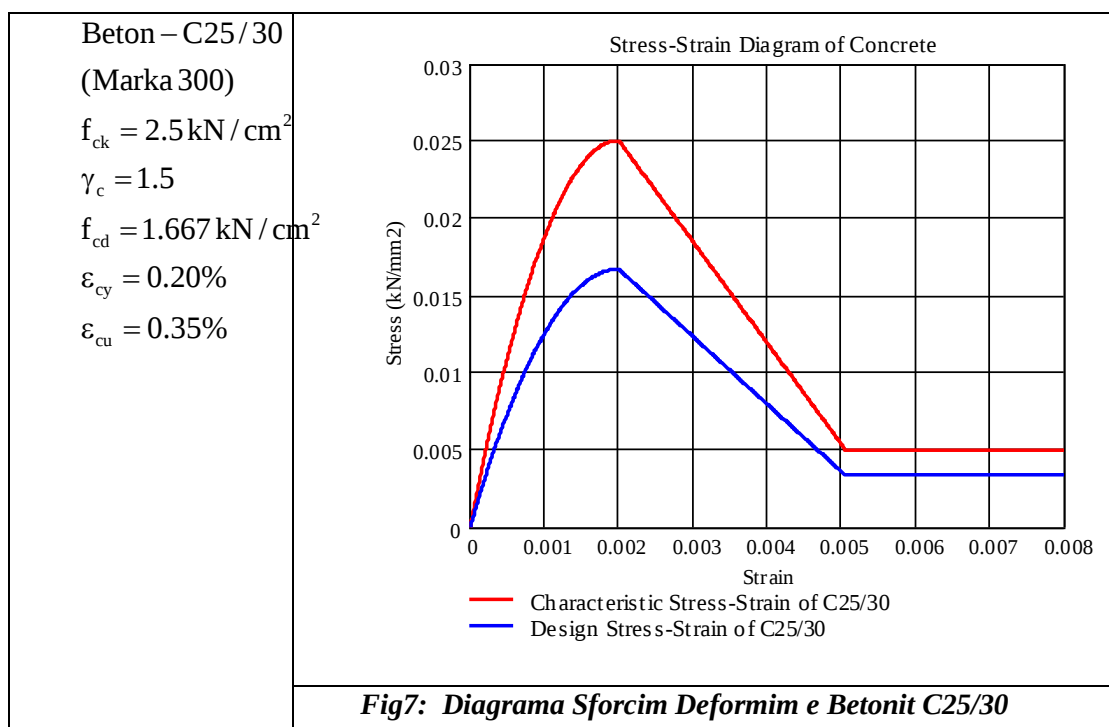
2.1 Betoni C25/30 dhe C35/45

Eshte perdorur betoni i “Class“-es C 35/45 per te gjithë elementet b/a te struktures me perjashtim te places se themelit, pilotave dhe elementeve ndihmes (trare ne koken e pilotave, trau ankorave etj te cilet jane mare te klasit C30/37.

Betoni Bazuar te EC8, në strukturat me duktilitet mesatar DCM, nuk mund të përdoret, per elementet paresore sizmike beton me klase me te vogel se C16/20.

Betoni i klasës C 25/30 (B-30) eshte parashikuar per pllakan e e themelit,

Betoni i klases C32/40 do të përdoret per realizmin e elementeve horizontale si soleta dhe trare te mbistrukture dhe betoni C35/45 (B-40) per elementet vertikale si kolona dhe mure strukture.



Parametrat e Betonit të pa-shtrënguar dhe te shtrenguar (C25/30)

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C25/30) jepen ne tabelen e meposhtme:

Klasa e Rezistences se Betonit	C25/30 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ($f_{ck, \text{cube}}$)
Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 3.33 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit te Betonit	$E_{cm} = 22 \cdot [(f_{cm})/10]^0.3 = 35 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticitetit (Vlera Llogaritese)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 35 / 1.2 = 29.17 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parciale te Betonit	$\gamma_c = 1.5$ $\phi = 0.85$
Rezistenca Llogaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \phi \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.16 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.20$

Klasa e ekspozimit UNI EN 206-6	XC4/XF4
Klasa e Konsistences	S4

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C35/45) jepen ne tabelen e meposhtme:

Klasa e Rezistences se Betonit	C35/45 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 450 \text{ MPa (} f_{ck}, \text{cube)}$
Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 35 + 8 = 48 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.51 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,45 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(95\%) = 1,3 \cdot f_{ctm} = 3.18 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit te Betonit	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} = 35 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticitetit (Vlera Llogaritese)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 35/1.2 = 29.2 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parcialle te Betonit	$\gamma_c = 1,5 \quad \square\square = 0,85$
Rezistenca Llogaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \square \cdot f_{ck} / \gamma_c = 22.67 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,64 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\square\square = 0.21$
Klasa e ekspozimit UNI EN 206-6	XC4/XF4
Klasa e Konsistences	S4

- Kushtet mjedisore jane marre XC1 per soletat, per traret dhe kollonat.
- Kushtet mjedisore jane marre XC2 per pllaken e themeleve dhe muret e podrumit.

Ne baze te Shenimit EN 1992-1-1:2004 (E) 4.4.1.2 (3) :

Shenim: Klasifikimi strukturor dhe vlerat e $C_{min,dur}$, per perdorim ne nje shtet mund te gjenden ne aneksin kombetar. Klasi I rekomanduar strukturor (per objekte me jetegjatesi 50 vjecare) eshte S4 per vlerat indicative te fortesise se betonit te dhena ne Aneksin E dhe rekomandimet e modifikuara ne kalasenn strukturore sipas tabelës 4.3 N. Rekomandimi per klasen minimale strukturore eshte S1.

Table 4.3N: Recommended structural classification

Structural Class							
Criterion	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Design Working Life of 100 years	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2
Strength Class ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ reduce class by 1	$\geq C30/37$ reduce class by 1	$\geq C35/45$ reduce class by 1	$\geq C40/50$ reduce class by 1	$\geq C40/50$ reduce class by 1	$\geq C40/50$ reduce class by 1	$\geq C45/55$ reduce class by 1
Member with slab geometry (position of reinforcement not affected by construction process)	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1
Special Quality Control of the concrete production ensured	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1

Exposure classes EN (EN2-4.2 Table 4.1)

Table 4.1: Exposure classes related to environmental conditions in accordance with EN 206-1

Class designation	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur
1 No risk of corrosion or attack		
X0	For concrete without reinforcement or embedded metal: all exposures except where there is freeze/thaw, abrasion or chemical attack For concrete with reinforcement or embedded metal: very dry	Concrete inside buildings with very low air humidity
2 Corrosion induced by carbonation		
XC1	Dry or permanently wet	Concrete inside buildings with low air humidity Concrete permanently submerged in water
XC2	Wet, rarely dry	Concrete surfaces subject to long-term water contact Many foundations
XC3	Moderate humidity	Concrete inside buildings with moderate or high air humidity External concrete sheltered from rain
XC4	Cyclic wet and dry	Concrete surfaces subject to water contact, not within exposure class XC2
3 Corrosion induced by chlorides		
XD1	Moderate humidity	Concrete surfaces exposed to airborne chlorides
XD2	Wet, rarely dry	Swimming pools Concrete components exposed to industrial waters containing chlorides
XD3	Cyclic wet and dry	Parts of bridges exposed to spray containing chlorides Pavements Car park slabs
4 Corrosion induced by chlorides from sea water		
XS1	Exposed to airborne salt but not in direct contact with sea water	Structures near to or on the coast
XS2	Permanently submerged	Parts of marine structures
XS3	Tidal, splash and spray zones	Parts of marine structures
5 Freeze/Thaw Attack		
XF1	Moderate water saturation, without de-icing agent	Vertical concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF2	Moderate water saturation, with de-icing agent	Vertical concrete surfaces of road structures exposed to freezing and airborne de-icing agents
XF3	High water saturation, without de-icing agents	Horizontal concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF4	High water saturation with de-icing agents or sea water	Road and bridge decks exposed to de-icing agents Concrete surfaces exposed to direct spray containing de-icing agents and freezing Splash zone of marine structures exposed to freezing
6. Chemical attack		
XA1	Slightly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water
XA2	Moderately aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water
XA3	Highly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water

Ne baze te shkalles se ekspozimit te tabelës perpercaktohet dhe Klasa minimale e betonit per strukturen.

Per themelet do te perdoret beton C30/37.

Per kollonat, muret, traret, shkallet dhe soletat do te perdoret beton C35/45



Figura 9: Te dhenat e materialeve, betoni C35/45

2.2 Hekuri

Ne baze te eurocodit 2 dhe 8 armimi i perdorur te jete i klases C me karakteristikat e meposhtme:

Tabela C.1: Properties of the reinforcement

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class	A	B	C	A	B	C	-
Characteristic yield strength f_{yk} or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600						5,0
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Bendability	Bend/Rebend test			-			
Shear strength	-			0,3 A f_{yk} (A is area of wire)			Minimum
Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%)	Nominal bar size (mm) ≤ 8 $\pm 6,0$ > 8 $\pm 4,5$						5,0

Product form		Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class		A	B	C	A	B	C	-
Fatigue stress range (MPa) (for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles) with an upper limit of βf_{yk}		≥ 150			≥ 100			10,0
Bond: Minimum relative rib area, $f_{R, min}$	Nominal bar size (mm) 5 - 6 6,5 to 12 > 12							5,0
		0,035						
		0,040						
		0,056						

Dhe konkretisht armimi i perdorur per strukturen te llojit BSt-500s me karakteristikat e meposhtme:

Pesha vetjake :

Table 3.1: Nominal values of the yield strength f_{yb} and the ultimate tensile strength f_{ub} for bolts

Bolt class	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Klasa e Celikut te Zakonshem	B500C (Bst500)
Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmerise	$f_{yk} \geq 500$ MPa

Rezistenca Karakteristike e Shkaterrimit	$f_{tk} \square\square 600 \text{ MPa}$
Moduli i Elasticitetit	$E_s = 210\,000 \text{ MPa} = 210 \text{ GPa}$
Koeficienti i Sigurise Parcial te Celikut	$\gamma_s = 1,15$
Rezistenca Llogaritese e Celikut	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese e Celikut ne Prerje	$F_{yed} \square 500 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\square = 0.30$

Table 3.1: Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u for hot rolled structural steel

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_u \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_y \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_u \text{ [N/mm}^2\text{]}$
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Table 6.1 – EN 3. 2.6

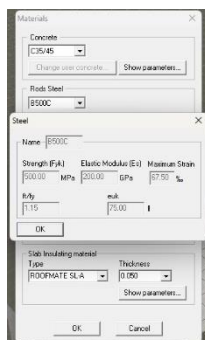


Figura 10: Te dhënat e materialeve, celiku B500C

Table 6.1: Partial factors

a) resistance of members and cross section:	
– resistance of cross sections to excessive yielding including local buckling	γ_{M0}
– resistance of members to instability assessed by member checks	γ_{M1}
– resistance of cross sections in tension to fracture	γ_{M2}
b) resistance of joints	
– resistance of bolts	γ_{M2}
– resistance of rivets	
– resistance of pins	
– resistance of welds	
– resistance of plates in bearing	
– slip resistance	γ_{M3}
– at ultimate limit state (Category C)	
– at serviceability limit state	
– bearing resistance of an injection bolt	γ_{M4}
– resistance of joints in hollow section lattice girders	γ_{M5}
– resistance of pins at serviceability limit state	$\gamma_{M6,ser}$
– preload of high strength bolts	γ_{M7}

NOTE 1: For the partial factor γ_c for the resistance of concrete see EN 1992.

NOTE 2: The partial factors γ_{M_i} for bridges may be defined in the National Annex. The following numerical values are recommended:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\gamma_{M3} = 1,25$$

$$\gamma_{M3,ser} = 1,10$$

$$\gamma_{M4} = 1,10$$

$$\gamma_{M5} = 1,10$$

$$\gamma_{M6,ser} = 1,00$$

$$\gamma_{M7} = 1,10$$

3. ANALIZA DHE LLOGARITJA KOMPJUTERIKE

3.1 Te pergjithshme

Analiza statike dhe dinamike per te percaktuar reagimin e strukture ndaj tipeve te ndryshme te ngarkimit eshte kryer me programin Stereo Statica (Panoplia) (PI-Systems).

3.2 Analiza Statike

Analiza statike e strukture perfshin zgjidhjen e sistemit te ekuacioneve lineare te meposhtem:
 $K \cdot u = r$ (3.1.1). Keshtu matrica e ngurtesise eshte vektori I ngarkesave qe veprojne mbi strukture dhe eshte vektori I zhvendosjeve. Per cdo rast ngarkimi program automatikisht krijon vektorin r dhe

percakton vektorin e zhvendosjeve nga zgjidhja e sistemit te ekuacioneve lineare (3.1.1). Pas percaktimit te zhvendosjeve ne te gjitha pikat nyjore eshte e mundur te percaktohen te gjitha vlerat eforcave te pergjithesuara(M22,M33-momente perkules sipas dy drejtimeve, Q22,Q33- forca prerese sipas dy drejtimeve,N-force aksiale,T-moment perdredhes per cdo element“frame”,apoF11,F22,F12- forca aksiale sipas dy drejtimeve dhe forca prerese,M11,M22,M12- momentet perkules ne planet perpendikulare dhe sipas planit per cdo element“shell”.

3.3 Analiza Dinamike

Analiza dinamike e structures ka ne bazen e saj analizen modale me metoden e spektrit te reagimit. Ngarkesat dinamike (sizmike) te llogaritura pranohen si ngarkesa ekuivalente statike dhe ushtrohen ne vendin e masave te perqendruara.

Modelimi hapësinor është kryer bazuar në Metodën e Elementëve të Fundëm. Në formulimin e ngurtësisë së strukturës janë marrë në konsideratë:

Ngurtësia e elementëve të skeletit hapësinor (kollona, trarë) modeluar nëpërmjet elementit të ramës hapësinore “frame”.

Ngurtësia e elementëve soletë modeluar nëpërmjet elementit të përgjithshëm “Shell”.

Ngurtësia e mureve strukturale modeluar nëpërmjet elementit të përgjithshëm “Shell”.

4. Percaktimi i Ngarkesave llogaritese ne Struktura

4.1.Ngarkesat Vertikale vepruese

Ngarkesa te perhereshme:

Ne kat:

Shtresa+Pllaka	2.50kN/m ²	-
Impiantet etj	0.3kN/m ²	-
Mur 25cm	9.50 kN/ml	
Mur 12cm	5.80 kN/ml	

Ne kete faze te Projekt Idese jane parashikuar te gjitha ngarkesat fikse teknike statike.

Shenim: Ngarkesat e pllakes se themelit, kollonave, mureve b/a dhe trareve jane marre ne konsiderate nga programi llogarites duke u vendosur ne program me permasa reale, peshe dhe mase sipas te dhenave te materialeve.

Ngarkesat e perkoheshme

Ne perputhje me Eurocode1ngarkesa e perkoheshme per strukturen ekzistuese eshte percaktuar:EC1-6.3.1.1

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D ¹⁾)	C1: Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions. C2: Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms. C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts. C4: Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages. C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.
D	Shopping areas	D1: Areas in general retail shops D2: Areas in department stores

¹⁾ Attention is drawn to 6.3.1.1(2), in particular for C4 and C5. See EN 1990 when dynamic effects need to be considered. For Category E, see Table 6.3

NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3, C4 may be categorised as C5 by decision of the client and/or National annex.

NOTE 2 The National annex may provide sub categories to A, B, C1 to C5, D1 and D2

NOTE 3 See 6.3.2 for storage or industrial activity

Table 6.2 - Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category A		
- Floors	<u>1,5</u> to <u>2,0</u>	<u>2,0</u> to <u>3,0</u>
- Stairs	<u>2,0</u> to <u>4,0</u>	<u>2,0</u> to <u>4,0</u>
- Balconies	<u>2,5</u> to <u>4,0</u>	<u>2,0</u> to <u>3,0</u>
Category B	<u>2,0</u> to <u>3,0</u>	<u>1,5</u> to <u>4,5</u>
Category C		
- C1	<u>2,0</u> to <u>3,0</u>	<u>3,0</u> to <u>4,0</u>
- C2	<u>3,0</u> to <u>4,0</u>	<u>2,5</u> to <u>7,0</u> (<u>4,0</u>)
- C3	<u>3,0</u> to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to <u>7,0</u>
- C4	<u>4,5</u> to <u>5,0</u>	<u>3,5</u> to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to <u>7,5</u>	<u>3,5</u> to <u>4,5</u>
category D		
- D1	<u>4,0</u> to <u>5,0</u>	<u>3,5</u> to <u>7,0</u> (<u>4,0</u>)
- D2	<u>4,0</u> to <u>5,0</u>	<u>3,5</u> to <u>7,0</u>

Ne objektin tone eshte marre:

Soleta e katit +0.00m live njerezit dhe grumbullimet

Soleta e katit -6.00 5-7.5 kN/m² (ngarkesa nga automjetete)

Soleta e shkalles 4 kN/m²

Ngarkesat e mesiperme kryesisht te mjeteve jane mare ne konsiderate nga Tabela 6.2 Sipas Eurocode Nr.10

4.2 Ngarkesat sizmike. (EL) (koeficientet sizmike ne projekt)

Në përputhje me informacionet inxhiniero-sizmiologjike të sheshit të ndërtimit të marra nga Instituti i Sizmiologjisë dhe objekte ne afersi, parametrat për llogaritjen e ngarkesës sizmike janë vleresuar si më poshtë:

Spektri horizontal

$P_g = 0.293g$

Tipi i spektrit sipas EC 8

Kategoria e truallit sipas EC8 eshte Kategoria B

Nuk ka riske te çarjes se truallit, paqendrueshmeri te pjerresive dhe ulje te perhershme te shkaktuara nga lengezimi ose ngjeshja (densifikimi) ne rast termeti (EN 1998-1,3.1.1(3). Koeficienti i rendesise se objektit: $\gamma_I = 1.2$ Tabela 4.3 (EN-8 -3.2.5 (Kat. II)) $a_{gR} = 0.293g$
Lloji i duktilitetit te objektit : DCM (duktilitet mesem) Tabela 5.1 (EN-8 -5.2.2.2)

Faktori i sjelljes s e struktures sipas X,Y $q = 2.60$

Spektri Vertikal

Nxitimi i truallit $a_{gR} = 0.293$

Kategoria e truallit B

Nuk ka riske te çarjes se truallit, paqendrueshmeri te pjerresive dhe ulje te perhershme te shkaktuara nga lengezimi ose ngjeshja (densifikimi) ne rast termeti (EN 1998-1,3.1.1(3). Koeficienti i rendesise se objektit: $\gamma_I = 1.2$ Tabela 4.3 (EN-8 -3.2.5 (Kat. II)) $a_{gR} = 0.293g$
Lloji i duktilitetit te objektit : DCM (duktilitet mesem) Tabela 5.1 (EN-8 -5.2.2.2)

Faktori i sjelljes s e struktures sipas X,Y $q = 1.5$

Per kerkimin e vleres maksimale te mundeshme te reagimit sizmik eshte perdorur superpozimi sipas “kombinimit komplet kuadratik”(CQC). Ky lloj superpozimi modal jep rezultate me te sakta se kombinimi sipas “rrenjes katrore te shumes se katroreve”(SRSS) per godina me vlere te periodave te njepasnjeshme (suksesive) Ti afer njera-tjetres.

Kombinimi I drejtimeve te reagimit sizmik eshte beres I pas rrenjes katrore te shumes se katroreve (SRSS) duke patur parasysh pranimin e tyre te njekohshem sipas tre drejtimeve. Metej vlerat numerike te marra nga reagimi sizmik I objektiti jane nenshtruar kombinimeve te dhena ne paragrafin 5.1.

Parametrat Sizmike per Projektimin e Struktures

Seismic parameters

Elastic response spectra
Type 2
Seismic zone
Earthquake risk zone III
Ground category
Ground Type C
Importance category
II - Houses, Offices

Factors
Horizontal
a = 0.20
Tb(s) = 0.30 sec
Tc(s) = 0.60 sec
Td(s) = 2.50 sec
S = 1.15
q = 2.60
Vertical
a = 0.3040
Tb(s) = 0.05 sec
Tc(s) = 0.15 sec
Td(s) = 1.00 sec
S = 1.00
q = 1.00

Behaviour factor q
Ductility category
Medium Category of Ductility (DCH)
Building category
Ductile coupled wall system
Building details
Wall-equivalent dual, or coupled wall systems

a/b1 = 1.20
q = 2.60
q1 = 1.00
q2 = 1.00

OK Cancel

Figura 12 - Parametrat sizmike

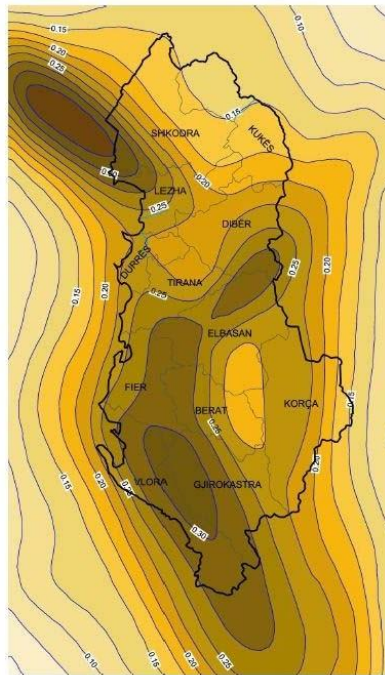


Figure 3-3. Variant i hartës së shpejtimeve maksimale referencë në truall të Tipit A, a_{gR} , për periudhë rikthimi $T_R = 475$ vjet, (bazuar në Projektin "Vlerësimi i Rrezikut në Shqipëri", PNUD 2003 [18])

Figura 13 - Harta e shpejtimeve maksimale referene

4.3 Spektri i Projektimit Ilogarites i Shpejtimeve sipas Eurokodit

Spektri i projektimit (Ilogarites) te shpejtimeve sipas Eurokodit

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + (T/T_B) \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)] \quad (4.3.2.a) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.3.2.b) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot [T_C/T] \quad (4.3.2.c) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot [T_C \cdot T_D / T^2] \quad (4.3.2.d) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

ku $S_e(T)$ – spektri elastik i reagimit të shpejtimet maksimal për komponentin horizontal,
 T – perioda e vibrimit e një sistemi linear me një shkallë lirie, a_g – shpejtimi projektues. $a_g R = 0.399g$,
 -nxitimi i truallit ne shkemb in baze (tipi B i truallit sipas studimit sizmik)

$\beta = 0.2$ kufiri i poshtem i spektrit te projektimit per veprim sizmik horizontal. Referuar rekomandimeve te (EN-8), trualli eshte klasifikuar i tipit B me keto vlera te parametrave spektrale horizontale:

$$S = 1.2 \quad T_B(S) = 0.15 \quad T_C(S) = 0.5 \quad T_D(S) = 2 \quad \text{Tabela 3.3 (EN-8 -3.2.2.2)}$$

5.Kriteret e projektimit

Struktura eshte kontrolluar per gjendjen e kufitare (ULS), gjendjen e lejuar te funksionalitetit, (SLS) dhe per gjendjen e lejuar te deformimit (shkaterrimit) (SLD)

Ngarkesat janë kombinuar sic janë treguar dhe më poshtë, ku IE është veprimi Sizmik për gjendjen e lejuar nën egzaminim, Gt është vlera karakteristike e veprimit të përhershëm, Q1k vlera karakteristike e veprimit variabël të situatës së krijuar prej ngarkesave, Qik është vlera karakteristike e situatës variabël i: ; γ_g , γ_p and γ_q janë faktore të sigurisë pjesore, ψ_{0i} është koeficient kombinimi i cili jep 95% të vlerës së aksionit variabël i, ψ_{2i} është koeficienti i kombinimit i cili jep vlerën e përafërt të veprimit të përkohshëm variabël i.

Situata në projekt Kombinimi i ngarkesave

ULS

I përhershëm $\gamma_g G_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik})]$ EN-0 -6.4.3.4 (6.10)

Sizmik IE + Gk + $\sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$ EN-0 -6.4.3.4 (6.12b)

SLS

SLS Rrallë Gk + Q1k + $\sum_i (\psi_{0i} Q_{ik})$ EN-0 -6.5.3 (6.14b)

Frekuent Gk + $\psi_{1i} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$ EN-0 -6.5.3 (6.15b)

Gati permanent Gk + $\sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$ EN-0 -6.5.3 (6.16b)

Vlerat e koeficientëve të kombinimit janë më të konsideruara si më poshtë :

$\gamma_g = 1.35$ (ose 1 nëse kontributi i tij jep më shumë siguri)

$\gamma_q = 1.5$ (ose 1 nëse kontributi i tij jep më shumë siguri)

$\psi_{0i} = 0.7$ Tabela A1.1 EC0- A1 2.2

$\psi_{1i} = 0.5 / 0.7$ Tabela A1.1 EC0- A1 2.2

$\psi_{2i} = 0.3 / 0.6$ Tabela A1.1 EC0- A1 2.2

Type of variable action	Storey	φ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

5.1.Kombinimi i ngarkesave

Përcaktimi i aftësisë mbajtëse të strukturës (ULS) është kryer duke kombinuar ngarkesat vepruese në strukturë sipas kombinimit të ngarkesave të përcaktuhen në EUROCODE (*)

1.35 DL

1.35 DL + 1.5 LL

DL ± 1.00 EL

DL + 1.5x0.3 LL ± 1.00 EL

1.35DL ± 1.5EL

$$1.00DL \pm 1.5EL$$

$$1.35DL + 1.35LL \pm 1.35EL$$

Veprimi sizmik eshte mare ne considerate me dy komponente te saj ortogonale, te cilesuar I_{Ex} dhe I_{Ey} ; ku te dy veprimet respektive te komponenteve perfaqesojne te njejten spekter reagimi dhe plotesojne kombinimin kuadratik (CQC), metode e cila eshte perdoruesi kombinim i te dyjave perberesve. Dy kombinime te mundeshme jane si vijon:

$$I_{Ex} \quad "+" \quad 0,3 \cdot I_{Ey} \quad \text{EC8-4.3.3.5.2 (4.20)}$$

$$0,3 \cdot I_{Ex} \quad "+" \quad I_{Ey} \quad \text{EC8-4.3.3.5.2 (4.21)}$$

Ku shenja "+" ka kuptimin "te kombinohet me"

I_{Ex} jane efektet e forcave ne saje te veprimit te aksionit sizmik horizontal pergjate aksit te zgjedhur horizontal x ne strukture

I_{Ey} jane efektet e forcave ne saje te veprimit te aksionit sizmik horizontal pergjate aksit te Zgjedhur ortogonal y ne strukture

Efektet inerciale te ngarkesave sizmike te hedhura do te vleresohen duke mare parasysh dhe masat e lidhura dhe me te gjitha ngarkesat e gravitetit qe shfaqen ne kombinimin qe vijon.

Kombinimet ne lidhje me sizmiken do te jene:

$$DL + 1.5 \cdot 0.3 LL + I_{Ex} \quad "+" \quad 0,3 \cdot I_{Ey}$$

$$DL + 1.5 \cdot 0.3 LL + I_{Ey} \quad "+" \quad 0,3 \cdot I_{Ex}$$

Elementët e strukturës janë kontrolluar edhe në përputhje me deformimet e lejueshme që shkaktohen në ta nga veprimi i ngarkesave normative. Në këto llogaritje koeficientët e kombinimit të ngarkesave janë pranuar njësi.

5.2. Perdredhja Aksidentale

Efekti I perdredhjes te Istruktures, ne nje model 3D, sic e kemi ngritur strukturene e dhene nje structure jo te rregullt, ku perputhja e qendres se mases me qendren inertesise te cdo kati eshte e pamundur, megjithe modelimin e kujdesshem qe keto dy qendra te jene same prane.. Ne kete rast efekti I perdredhjes eshte I pranishem qe ne model dhe eshte I pasqyruar tek armimi I elementeve. Spostimi I qendres se mases te cdo kati te objektit ne masen $\pm 5\%$ te gjatesise ortogonale ne te dy drejtimet dhe rillogaritja e strukturesme masen te aplikuar ne kete pike jep efektin e perdredhjes aksidentale.

Perdredhja aksidentale merr ne konsiderate shperndarjen e mases se cdo kati ne menyre jo uniforme.

5.3 Faktori i rendesise sipas kategorizimit

Në përputhje me kategorizimin e bërë në EUROCODE 8 dhe kushtet shqiptare faktori i rëndësisë për godinën në studim është $\gamma_f = 1.2$

Sipas EC-8 godina klasifikohet ne : Objekti eshte klasifikuar sipas eurokodit ne Klasen e III te rendesise (ndertesa banimi.) Koeficienti i rëndësisë së objektit: 1.2 Tabela 4.3 EC8 -3.2.5 (Kat. III)

Table 4.3 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

NOTE Importance classes I, II and III or IV correspond roughly to consequences classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

5.4 Spostimi I nderkatit (drifti) sipas të dy drejtimeve

Spostimet e ndërkateve të objektit sipas të dy drejtimeve të eksitimit të strukturave kanë rezultuar brenda kufijve që përcaktohen në EUROCODE 8 për strukturat elementët jostrukturore të të cilave nuk do të jenë duktile. Për këto struktura kufiri i lejuar për “driftin” e ndërkatit rezulton në rendin 0.001. Nga llogaritjet “driftet” maksimale të ndërkateve sipas të dy drejtimeve të eksitimit janë mbajtur mbrenda vlerave maksimale të lejuara. Kys spostim është i paperfillshëm në kete rast pasi struktura është plotësisht nentoke. Për shkak të perballimit të ngakresave të mëdha dhe hapësirave të konsiderueshme midis kolonave janë marrë në konsideratë të gjithë parametrat spostimeve të cilat rezultojnë brenda normave të lejuara.

5.5.Përshkrimi i elementeve perberes te struktures

Sistemi strukturor i godinave është konsideruar “DUAL SYSTEM”. Ky është një sistem i perbere me mure b/a në perimenter, rigela në dy drejtime dhe soleta monolite të mbështetura në dy drejtimet.

5.5.1-Themeli i strukturës është realizuar i tipit pllakë b/a me trashësi 130 cm e integruar me trare themeli të dimensioneve 180x250 cm në formë govade. Modeli llogaritet i bazamentit të themelit është ai Einker. Në llogaritje janë konsideruar koeficientet statike të shtangesive dhe konkretisht shkallet e lirise që i perkasin zhvendosjeve vertikale dhe rrotullimet sipas dy akseve perpendikulare që shtrihen në rrafshin e poshtem të trareve të themelit si me perfaqesueset (3 shk.lirie). Tre shkallet e tjera të lirise së bazamentit në modelin llogaritet janë pranuar të penguar. Lartësia e pllakes është marrë 80cm. Është pranuar që pllaka nga pikëpamja e modelimit të tabanit nën të konsiderohet me susta

Llogaritja e gjendjes së sforcuar të pllakës (momenteve në të dy drejtimet) është kryer me metodën e elementeve të fundëm për ngarkesat llogaritëse. Në zonat nën kollona, pllaka është kontrolluar në çpim. Trashësia e pllakës dhe është llogaritur gjithashtu të perballojë sforcimet në çpim. Pllaka e themelit është armuar me zgare në të dy drejtimet.Klasa e betonit është marrë C30/37

5.5.2-Kollonat b/a dhe muret b/a

Kollonat si elemente kryesore të structures janë projektuar duke patur parasysh balancimin e shtangesive sipas dy drejtimeve në plan për të shmangur në mase të konsiderueshme efektet shtese nga përdredhja.Janë përbërësit kryesore të aftësisë mbajtëse vertikale si dhe të asaj horizontale gjatë reagimit sizmik.Seksionet e tyre janë katërkëndësh kendra të anesoret dhe rrethore kolonaet e mesit. Seksioni I kollonave është rrethore me diametër 130 cm dhe 65 cm. Hapi I kolonave është përcaktuar

ne përputhje me arkitekturen e objektit. Armatura horizontale (stafat), janë $\varnothing 8/10$ të vendosura sipas standarteve europiane në fuqi duke rritur njekohesisht jo vetëm aftësinë mbajtëse të kollonave në prerje, por dhe kapacitetin duktil të tyre. Muret b/a janë parashikuar (40)cm dhe 50 cm. Shtresa mbrojtëse e betonit është marrë 40mm në rastin e soltave dhe 2.5-3 cm në rastin e elementeve të tjere. Klasa e Betonit C35/45

5.5.3- Trarët b/a

Përbëjnë pjesën horizontale të skeletit b/a të cilët përballojnë kryesisht ngarkesën vertikale të soletave mbi to, transmetojnë forcën horizontale sizmike tek elementët vertikalë dhe duke përballuar një pjesë të konsiderueshme të saj. Trarët janë të thellë me dimensione sipas planeve të strukturave. Klasa e betonit është C35/45 dhe hekuri B500. Armimi i trareve është bërë në bazë të rezultateve të nxjerra nga kombinimet me të disfavorshme dhe duke respektuar rregullat baze të eurocodit.

Shtresa mbrojtëse e trareve është 25mm. Klasa e Betonit C35/45

5.5.4 Soletat

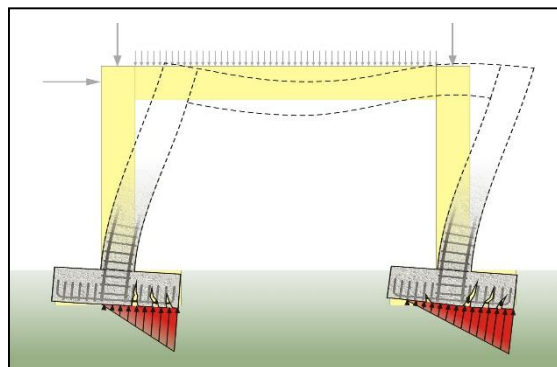
Soletat kryesore të cilat do të jenë të ekspozuara ndaj ngarkesave të mëdha janë parashikuar b/a solete monolite me lartësi 40cm dhe 65 cm. Klasa e Betonit C35/45

5.6 Analiza sizmike e godines

Në përputhje me rekomandimet e EUROCODE 8 shtangësia e elementëve strukturorë është modeluar duke marrë për bazë shkallën e plasaritjes së elementëve. Bazuar në kërkesat e EUROCODE 8 karakteristikat e ngurtësisë që pasqyrojnë deformacionet nga forcat prerëse dhe ato të momentit përkulës janë marrë të modifikuara. Po kështu në formulimin e ngurtësisë së strukturës është marrë në konsideratë efekti i pjesëve plotësisht të ngurta në nyjet trarë kollonë. Soleta është konsideruar e padeformueshme në planin e saj.

• KONTROLI I KOLONAVE

Programi mund të përdoret për të kontrolluar kapacitetin e kolonës ose për të hartuar kolonën. Nëse është përcaktuar gjeometria e konfigurimit të celikut përforcues të seksionit të kolonës së betonit, programi mund të kontrollojë kapacitetin e kolonës. Përndryshe, programi mund të llogarisë sasinë e përforcimit të kërkuar për të hartuar kolonën bazuar në një konfigurim të dhënë të përforcimit të celikut. Kërkesat e përforcimit llogariten ose kontrollohen në një numër të caktuar të stacioneve dalëse të përcaktuara nga përdoruesi përgjatë lartësisë së kolonës. Procedura e projektimit për kolonat e betonit të armuar përfshin hapat e mëposhtëm:



Gjenerohet sipërfaqe aksiale ndërvepruese të forcës aksiale për momentin për të gjitha llojet e ndryshme të seksionit të betonit të modelit. Një diagramë tipike e ndërveprimit biaksial tregohet në figurë. Për tu projektuar nga përforcimi, programi gjeneron sipërfaqe ndërveprimi për gamën e përforcimit të lejueshëm nga një minimum prej 0.2 përqind [NDP] deri në maksimum 4 përqind [NDP] (EC2 9.5.2).

Llogaritet raporti i kapacitetit ose zonën e kërkuar të përforcimit për forcën aksiale të faktorizuar dhe momentet e perkuljes biaksiale (ose uniaxiale) të marra nga secili kombinim i ngarkesës në secilin pike kontrolluese të kolonës. Raporti i kapacitetit të synuar merret si Limiti i Faktorit të Shfrytëzimit kur llogaritet zona e nevojshme për armim.

Percaktimi i sipërfaqes së armimit.

GJENERIMI I SIPERFAQEVE BIAKSIALE TE INTERAKSIONIT

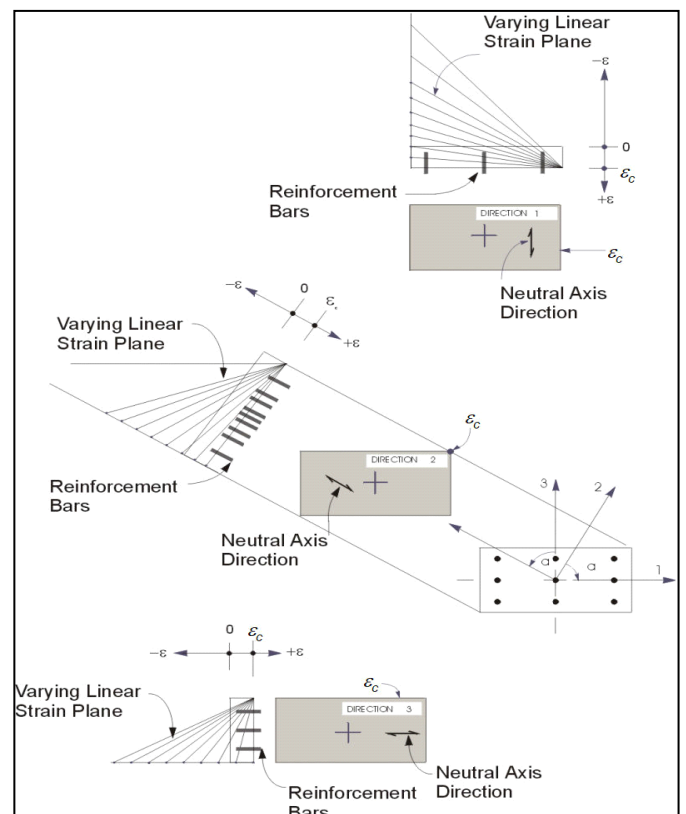
Vëllimi i ndërveprimit të kapacitetit të kolonës përshkruhet në mënyrë numerike nga një seri pikash diskrete që gjenerohen në sipërfaqen e dështimit të ndërveprimit tre-dimensionale. Përveç ngjeshjes aksiale dhe perkuljes biaksiale, formulimi lejon terheqjen aksiale dhe konsideratat e perkuljes biaksiale. Një sipërfaqe tipike e ndërveprimit është treguar në figurën 3-1.

Koordinatat e pikave në sipërfaqen e dështimit përcaktohen duke rrotulluar një aeroplan të tendosjes lineare në tre dimensione në seksionin e kolonës, siç tregohet në figurën 3-2. Diagrami i tendosjes lineare kufizon tendosjen maksimale të betonit, ϵ_c , në skajin e seksionit në 0.0035 (EC2 Tabela 3.1).

Formulimi bazohet në mënyrë të vazhdueshme në parimet e përgjithshme të modelimit përfundimtar të forcës (EC2 6.1).

Sforcimi në çelik jepet nga produkti i terheqjes së çelikut dhe modilit të elasticitetit, " $\sigma_s E_s$ ", dhe është i kufizuar në sforcimin e rrjedhshmerise së çelikut, f_{yd} (EC2 3.2.7). Zona e lidhur me secilen shufër përforcuese supozohet se është vendosur në vendndodhjen aktuale të qendrës së shufres, dhe algoritmi nuk supozon ndonjë thjeshtëzim të mëtejshëm në lidhje me shpërndarjen e zonës së çelikut në seksionin e kolonës, si treguar në Figurën 3-2.

Blloku i sforcimeve të shtypjes së betonit supozohet të jetë drejtkëndor, me një forcë efektive të $\sigma_c f_{cd}$ (EC2 3.1.7) dhe lartësi efektive të x , siç tregohet në figurën 3-3, ku merret si:



$$\eta = 1.0 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

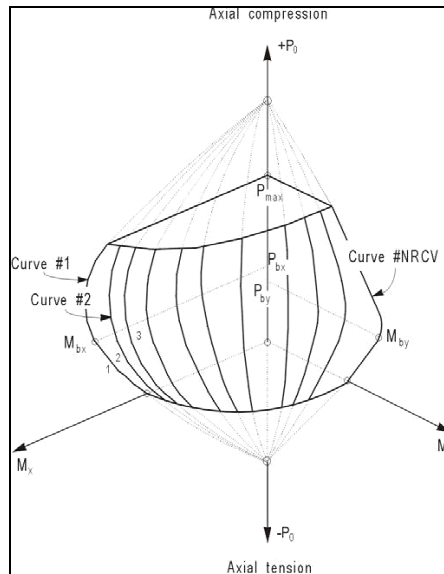


Figura 18 Nje siperfaqe tipike intersaksioni per nje kolone

$$\eta = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.22})$$

dhe η merret si:

$$\eta = 0.8 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.19})$$

$$\eta = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.20})$$

Algoritmi i bashkëveprimit siguron korigjim në llogaritje të zonës së betonit që zhvendoset nga armatimi në zonën e ngjeshjes. Thellësia e bllokut ekuivalent drejtkëndor referohet më tej si a , e tillë që:

$$a = \eta x \quad (\text{EC2 3.1.7})$$

ku x është thellesia e bllokut të sforcimeve ngjeshese të betonit sic tregohet në figuren 3-3.

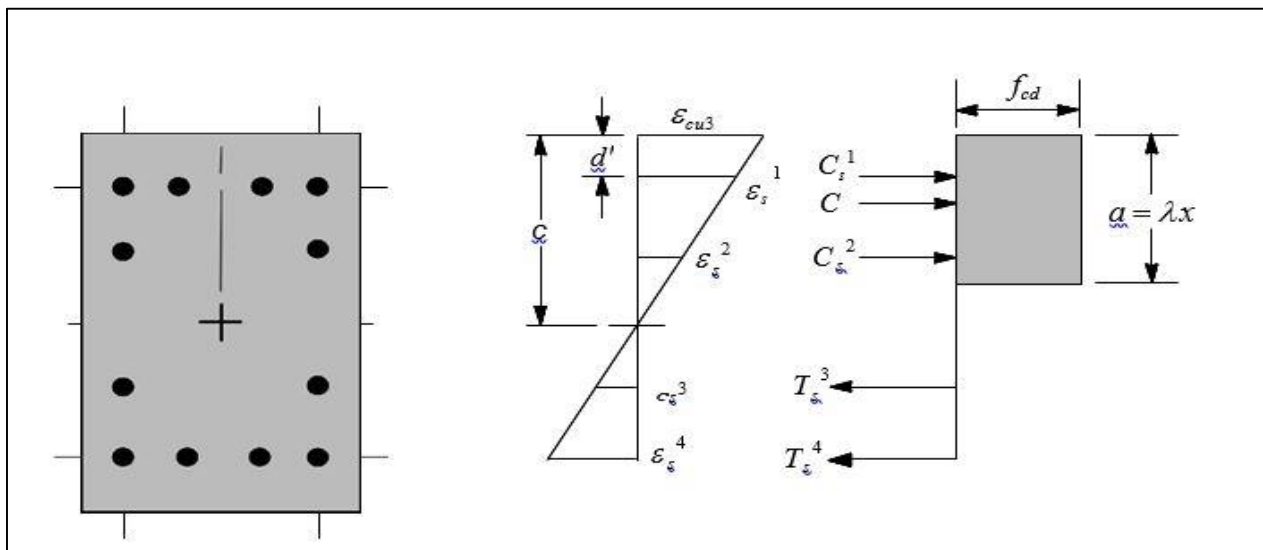
Efektet e faktoreve parciais të marialeve, η_c dhe η_s [NDPs], dhe koeficientet e materialeve, η_{cc} , η_{ct} , η_{lcc} , dhe η_{lct} [NDPs], përfshihen në ndërtimin e siperfaqeve të interaksionit (EC2 3.1.6).

Vlerat tipike për η_c , η_s , η_{cc} , η_{ct} , η_{lcc} , dhe η_{lct} janë të parashikuara në programe por mund të ndryshohen sipas preferencës.

RAPORTI I KAPACITETEVE

Si një karakterizim i gjendjes së ngarkuar të kolonës, llogaritet raporti i kapacitetit. Raporti i kapacitetit është një faktor që jep një tregues të gjendjes së ngarkesës së kolonës në lidhje me kapacitetin mbajtës të kolonës.

Para se të kontrollohet kapaciteti i kolonës në diagramen e ndërveprimit, momentet e rendit të dytë i shtohen momenteve të rendit të parë dhe marrim: N_{Ed} , M_{Ed2} , and M_{Ed3} . Pika (N_{Ed} , M_{Ed2} , M_{Ed3}) me pas vendoset në vëllimin e ndërveprimit si pika L në figuren 3-4. Nëse pika bie brenda vëllimit të



nderveprimit atehere kapaciteti i kolones eshte i mjaftueshem. Ne rast te kundert kolona eshte e mbingarkuar.

Figure 19 Paraqitja e vellimit te kapacitetit te kolones

Ky raport i kapacitetit arrihet duke hedhur pikën L dhe duke përcaktuar llogaritjen e pikës C. Pika C përcaktohet si pika kur linja OL (nëse zgjatet nga jashtë) do të kryqëzojë sipërfaqen e shkatërrimit. Kjo pikë përcaktohet nga nderveprimi linear tre-dimensional midis pikave që përcaktojnë sipërfaqen e shkatërrimit, siç tregohet në figurën 3-4. Raporti i kapacitetit, CR, jepet nga raporti OL OC.

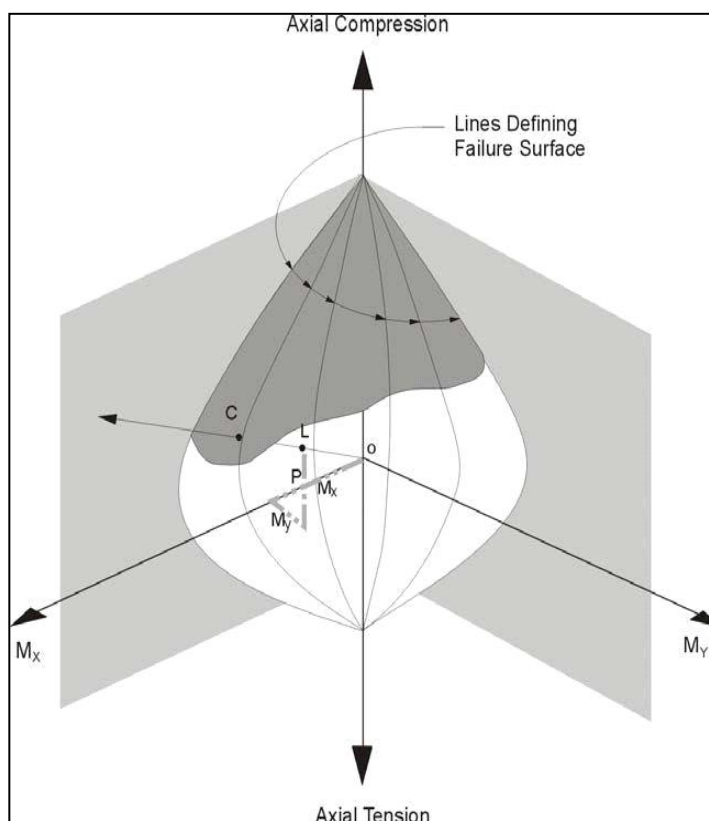
Nese $OL = OC$ (or $CR = 1$), kolona eshte e ngarkuar be maksimum.

Nese $OL < OC$ (or $CR < 1$), pika eshte brenda vellimit.

Nese $OL > OC$ (or $CR > 1$), pika eshte jashte volumit dhe kolona eshte e mbingarkuar.

Maksimumi it e gjitha vlerave te CR te llogaritura nga cdo kombinim merret per cdo pozicion kontrollues te kolones se bashku me N_{Ed} , M_{Ed2} , dhe M_{Ed3} .

Nëse armimi nuk është e përcaktuar, programi llogarit përforsimin e kërkuar që do të japë një raport të kapacitetit të kolonës të barabartë me Limitin e Faktorit të Shfrytëzimit, i cili është vendosur 0.95.



PERCAKTIMI I FORCES PRERESE

Në hartimin e armimit terthor të kolonës së betonit, forcat për një kombinim të veçantë të ngarkesës së projektimit, pra, forca aksiale e kolonës, N_{Ed} , dhe forca e prerjes së kolonës, V_{Ed} , në një drejtim të veçantë merren duke faktorizuar rastet e ngarkesës me faktorët përkatës të kombinimit të ngarkesës së projektimit.

PERCAKTIMI I REZISTENCES NE PRERJE

Duke pasur forcat N_{Ed} dhe V_{Ed} , forca prerese e cila mund te perballohet pa pasur nevojë për armature për prerje, $V_{Rd,c}$, e cila llogaritet si:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \rho_{cp}] b_e d \quad \text{EC2 Eq. 6.2.a)}$$

me një minimum prej:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \rho_{cp}) b_e d \quad \text{(EC2 Eq. 6.2.b)}$$

ku f_{ck} është në MPa, dhe k , ρ_l , dhe ρ_{cp} llogariten si:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d \text{ is in mm}) \quad \text{(EC2 6.2.2(1))}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_e d} \leq 0.02 \quad \text{(EC2 6.2.2(1))}$$

$$\sigma_{sR} = N_{Ed} / A_s < 0.2 f_{cd} \quad (\text{in MPa}) \quad \text{(EC2 6.2.2(1))}$$

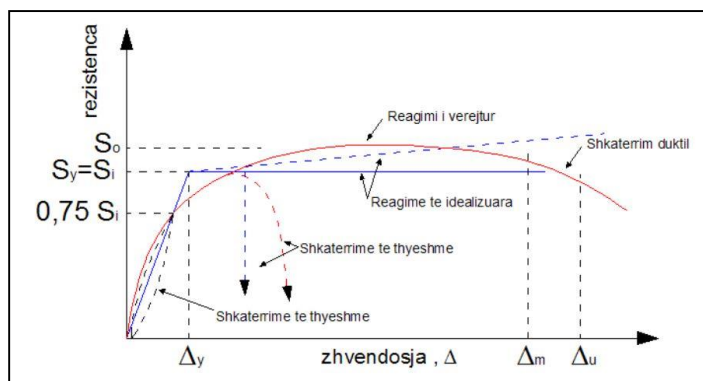
Sipërfaqja efektive në prerje, A_c , tregohet e ngjyruar në Figuren 3-6. Për kolonat rrethore, A_c merret sa sipërfaqja totale e seksionit. Faktori $k_1 = 0.15$ [NDP] dhe vlerat e $C_{Rd,c}$ [NDP] dhe $v_{\min}$ [NDP] përcaktohen si:

$$C_{Rd,c} \leq 0.18 \leq \alpha_c \quad \text{(EC2 6.2.2(1))}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \text{(EC2 Eq. 6.3N)}$$

KONTROLI I TRAREVE

Në projektimin e trarëve të betonit, programi llogarit dhe raporton sipërfaqet e nevojshme të çelikut për perkulshmeri dhe prerje bazuar në momentet e trareve, forcat e prerjes, rrotullimet, faktorët e kombinimit të ngarkesës së projektimit dhe kriteret e tjera të përshkruara në seksionin që vijon. Kërkesat e armimit llogariten në një numër të pikave kyçe të përcaktuara nga përdoruesi përgjatë gjatësisë së traut.



Të gjitha trarët janë të dizajnuara vetëm për perkulje në planin kryesor, prerje dhe rrotullim. Efektet që vijnë nga ndonjë forcë aksiale dhe perkulja e drejtimit me të vogël që mund të ekzistojë në trarët shqyrtohen në mënyrë të pavarur nga përdoruesi.

ARMATURA PER EFEKT TE PERKULJES

Armimi i sipërm dhe i poshtëm i traut është projektuar në pika kyce përgjatë gjerësisë së traut. Hapat e mëposhtëm janë të përfshirë në kontrollin e armimit për momentin kryesor për një tra të veçantë, në një seksion të veçantë:

Percaktohen momentet maksimale

Percaktohet armatura e nevojshme

Në kontrollin e armimit të trarëve të betonit, momentet e faktorizuara për secilin kombinim të ngarkesës së projektimit në një seksion të veçantë të traut fitohen duke marrë në konsideratë momentet përkatëse për raste të ndryshme të ngarkesës me faktorët korrespondues të ngarkesës së projektimit.

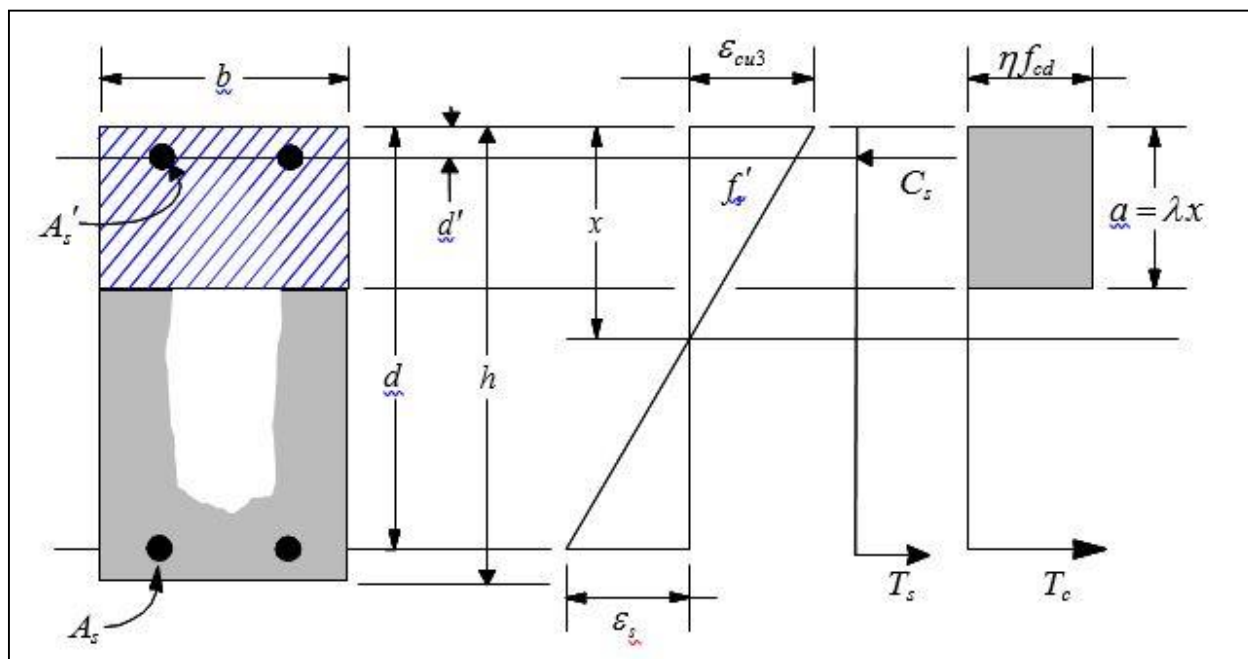
PERCAKTIMI I ARMATURES

Në procesin e projektimit të armatures, programi llogarit si forcimin e terheqjes ashtu edhe për shtypjen. Armatura e shtypur shtohet kur momenti i projektimit i aplikuar tejkalon kapacitetin maksimal të momentit të një seksioni të përforcuar vetëm. Përdoruesi mund të shmangë nevojën për armature të shtypur duke rritur thellësinë efektive, gjerësinë ose klasen e betonit.

Procedura e projektimit bazohet në një bllok të sforcimeve drejtkëndor të thjeshtuar, siç tregohet në figurën 3-7 (EC2 3.1.7 (3)). Kur momenti i aplikuar tejkalon kapacitetin e momentit, zona e përforcimit të kompresimit llogaritet në supozimin se momenti shtesë do të bartet nga kompresimi dhe armimi shtesë i terhequr.

Procedura e projektimit e përdorur nga programi si për seksione drejtkëndëshe ashtu edhe me flanaxha (T-trarëve) është përmblodhur në nënseksionet vijuese.

Supozohet se forca aksiale përfundimtare e projektimit është e papërfillshme, kështu që të gjitha trarët janë të dizajnuara duke injoruar forcën aksiale.



Seksioni i Trau Diagrama e Deformimeve

Diagrama e Sforcimit

Figure 20 Kontrolli i traut drejtkendesh

Per te percaktuar momentin perkules negativ, M_{Ed} (i.e., per armimin ne zonen e poshtme), rezistenca efektive dhe thellesia e bllokut te sforcimeve jepen nga formula αf_{cd} dhe αx (shiko Figuren 3-7) respektivisht, ku:

$$\alpha = 0.8 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.19})$$

$$\alpha = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.20})$$

$$\alpha = 1.0 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

$$\alpha = 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.22})$$

ku x eshte thellesia e aksit neutral, α eshte faktori perkufizues i zones se shtypur, dhe α eshte faktori i cili i cili perkufizon rezistencen.

Vlera limite e aksit neutral ne gjendjen kufitare limite , $(x/d)_{lim}$, shprehet si funksion i raportit te momentit te rishperndare me momentin e pa rishperndare, η , si me poshte:

$$\eta (x/d)_{lim} \leq k_1 k_2$$

$$\eta (x/d)_{lim} \leq k_3 k_4$$

$$\text{Per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 5.10a})$$

$$\text{Per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 5.10b})$$

Rishperndarja nuk konsiderohet, prandaj η merret 1. Kater faktoret , k_1 , k_2 , k_3 , and k_4 [NDPs], percaktohen si:

$$k_1 = 0.44 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_2 = 1.25 - 0.6 \sqrt{0.0014 f_{cu2}} \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_3 = 0.54 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_4 = 1.25 - 0.6 \sqrt{0.0014 f_{cu2}} \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

ku deformimi kufitar, ϵ_{cu2} [NDP], percaktohet nga EC2 Tabela 3.1 si:

$$\epsilon_{cu2} = 0.0035 \text{ for } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

$$\epsilon_{cu2} = 2.6 + 35 \frac{f_{ck} - 90}{100} \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

Nese $m_1 \leq m_{lim}$, armimi i njefishte eshte i mjaftueshem. Llogaritet raporti i normalizuar i armatures, ρ , dhe vlera e nevojshme e armatures, A_{s1} , si me poshte:

$$\omega_1 = 1 - \sqrt{1 - 2m}$$

$$A_{s1} = \omega_1 \left[\frac{\eta f_{td} b d}{f_{yd}} \right]$$

Nese $m_1 > m_{lim}$, trau ka nevojë raportin e normalizuar të armatës, ω' , ω_{lim} , dhe ω_1 , si më poshtë:

per armim te dyfishte. Llogaritet

$$\omega_{lim} = \lambda \left(\frac{x}{d} \right)_{lim}$$

ku d' është thellesia e pozicionit të armatës së shtypur e matur nga sipërfaqja e betonit të eshtypur.

$$\omega' = \frac{m - m_{lim}}{1 - d'/d}$$

Llogaritet sipërfaqja e armatës së shtypur dhe asaj të tërhequr,

$$\omega_1 = \omega_{lim} + \omega'$$

A_{s1} dhe A_{s2} , si më poshtë:

$$A_{s2} = \omega' \left[\frac{\eta f_{td} b d}{f_{td}'} \right]$$

$$A_{s1} = \omega_1 \left[\frac{\eta f_{td} b d}{f_{yd}} \right]$$

ku f_{td} , dhe sforcimi në armaturën e tërhequr llogaritet si më poshtë:

Sforcimi total në tërheqje do të jetë A_{s2} $f_{td}' = E_s \epsilon_c \left[1 - \frac{d'}{x_{lim}} \right] \leq f_{yd}$ = $A_{s1} + A_{s2}$, dhe totalin e armatës së shtypur është A_{s1} . A_{s1} është vendosur sipër dhe A_{s2} vendoset në pjesën e poshtme të traut.

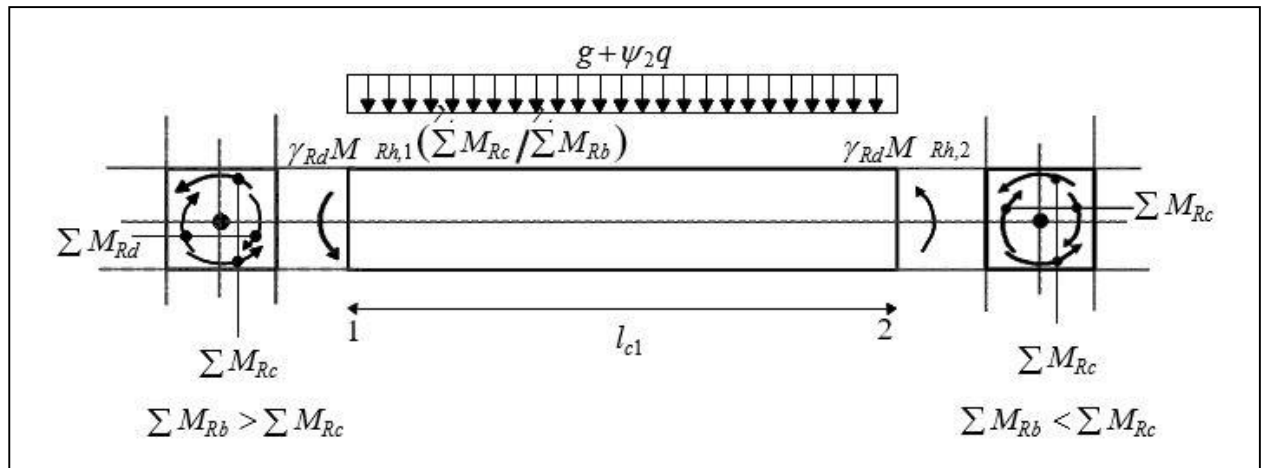
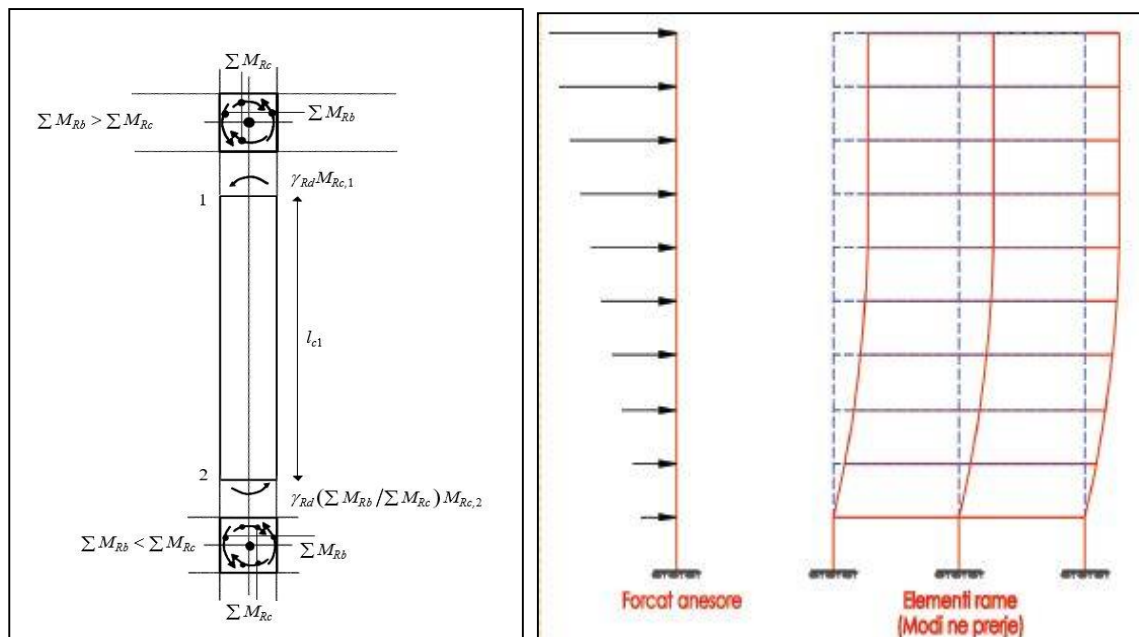


Figura 21 Kapaciteti ne prerje i trareve



Deformimet nga ngarkimi anesor ne sistemin rame

Figura 22 Kapaciteti ne prerje i kolonave

5.6.1.Format modale me të rendesishme

Për të pasqyruar sa më saktë karakteristikat dinamike të struktures janë marrë në konsideratë 12 forma (tone) bazë lëkundjesh. Kjo ka sjellë si rezultat përfshirjen në lëkundje të pothuajse gjithë masës së godinës. Duhet theksuar se godina është 2 kate nentoke por me kat perdhe me lartësi të konsiderueshme për shkak të funksionit që do të kryej. Elementet konstruktive kryesisht kontrollohen për ngarkesë vertikale të konsiderueshme. Godina pas inkastrimit në baze nuk ka inkastrim të tjetër në nivel.

6. Llogaritja e perdes anesore me pilota

Për llogaritjen e kapacitetit mbajtës të perdes me pilota u përdor software geotechnical analysis 5.

Fillimisht u modelua perde me pilota me diametër 100 cm të armuara dhe pilota betoni të kafshuara 80 cm. Distanca aksiale nga pilotat mbajtës është 1.4 m. Për efekt të prezencës së ujërave nentokesore dhe thellësisë së gropës u përzgjedh kjo strukturë mbrojtëse për gropën e themelit e cila shkon në thellësi të ndryshme. Në varesi të skemave janë përllogaritur ankorat dhe gjatësitë e tyre nominale.

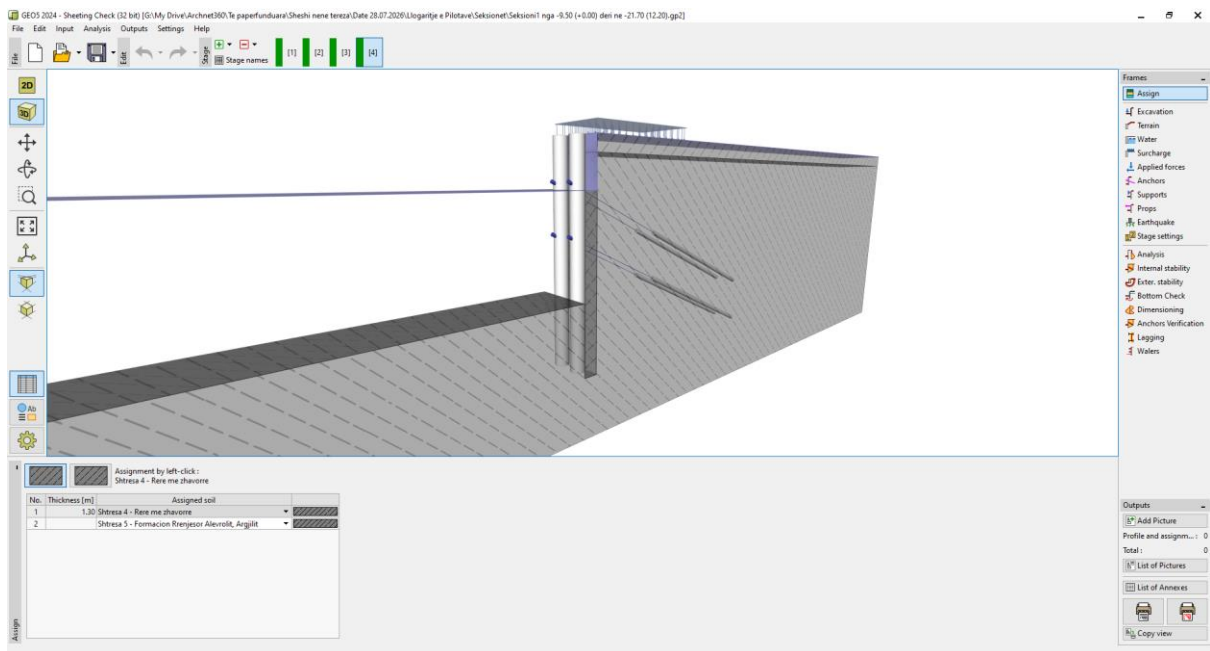


Figura 26: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota

Sipas analizave ne kete faze rezultojn keto forca te brendshme ne strukture

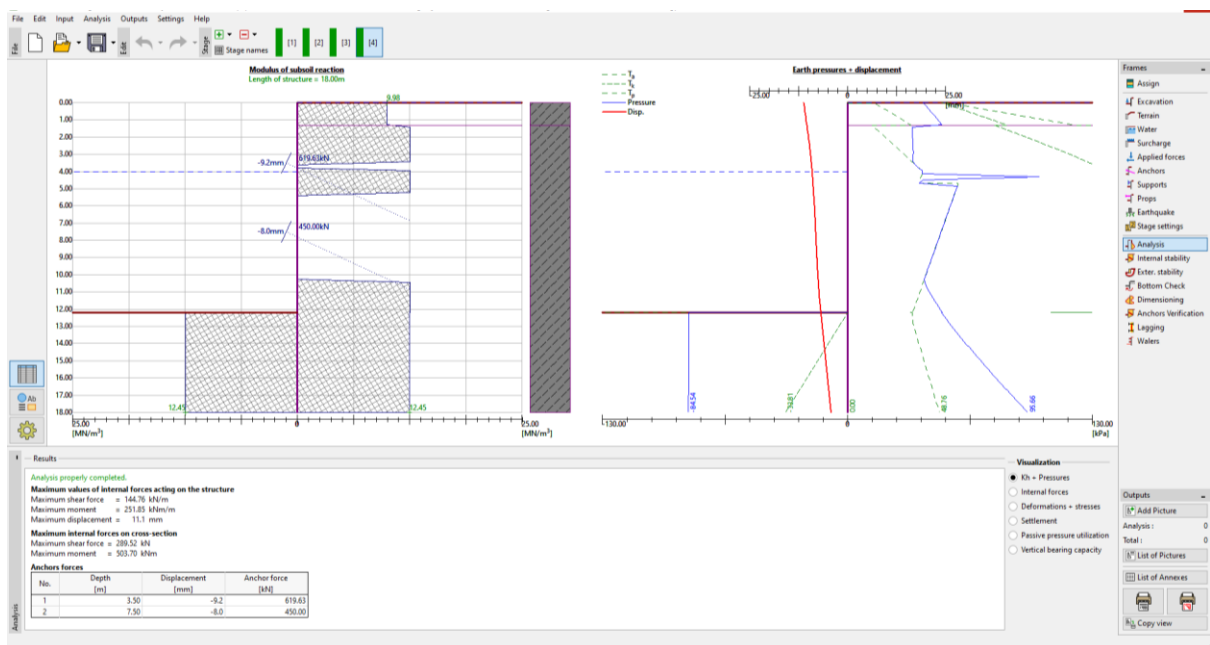


Figura 28: Rezultatet

Skema eshte e qendrueshme.

Te gjithe skemat e llogaritura jane paraqitur ne vizatimet bashkengjitur kesaj faze te projektimit. Ngelen per tu verifikuar pas verifikimit te kushteve te plota gjeologjike sondazheve ne terren dhe peracaktimin e detajeve gjate projekt zbatimit.

6. Rezultate

Mbi bazen e rezultateve të dimensionimit të elementeve është bërë edhe armimi i tyre si dhe detajimi i secilit element në vecanti.

7. Konkluzionet

Objekti në këtë fazë është konceptuar me sistem konstruksioni tip Ramë kombinuar dhe me mure strukturore beton arme në zona perimetrale

- Ngarkesat, të përhershme të përkohshme dhe të veçanta (sizmike) janë marrë në përputhje me KTP dhe EC-1 si edhe me Studimin Inxhinierë Sizmiologjik të zonës.
- Kombinimet e ngarkesave janë bërë në përputhje me KTP dhe EC1.
- Në projekt zbatim të respektohen saktë rregullat e konstruimit të prerjes terthore të kolonave për ndërtimet në rajonet sizmike, në lidhje me distancën maksimale të shufrave të lidhura me qoshe stafe, dhe vendosjen e stafave. Janë respektuar zonat kritike, gjatësia e tyre dhe shpeshtimi i stafave në fund dhe në krye të kolonës, në të gjithë gjatësinë e këtyre zonave kritike.
- Përqindjet e armimit të themelit, kolonave, trareve dhe soletave duhet të jenë brenda normave të përcaktuara nga KTP-89 dhe nga EC2 dhe EC8.
- Strukturat janë parashikuar të projektohen me material (beton dhe çelik) të markave (klasave) të larta të përshtatshme për ndërtime të këtij lloji dhe për zona me sizmicitet të konsiderueshëm.
- Duhet të merret në konsideratë largimi i ujerave nentokesore nga gropa e themelit. Në gropën e themelit nuk duhet të ketë prezencë ujërash gjatë betonimit të themeleve dhe strukturave të tjera nentokesore.
- Për çdo problem që do të vihet re me rreshqitje të mundshme të skarpave do të thërritet menjëherë konstruktori dhe gjeologu për marrjen e masave të metejshme. Gjatë gërmimit situata të jetë nën monitorim të vazhdueshëm. Hedhja e shtresës së cakullit të minave të realizohet pa vonesa së bashku me betonimin e pllakes së themelit dhe mureve.
- Nëse konstatohen problematika që rezultojnë në mospërputhje midis projektit dhe faktit të respektohen rregullat konstruktive për zbatimin e kësaj kategorie ndërtimesi për çdo ndryshim.
- Zeri për transportin përfshin, në mënyrë të shprehur dhe të pandashme, të gjitha kostot, tarifat, detyrimet dhe shpenzimet që lidhen me transportin, pranimin dhe depozitimin e materialeve inerte të dalë nga punimet e gërmimit apo prishjet, në venddepazitimet e autorizuara dhe/ose të miratuara nga autoritetet kompetente vendore, në përputhje me legjislacionin në fuqi dhe kërkesat e përcaktuara nga autoritetet përkatëse. Çdo detyrim financiar që lind në lidhje me depozitimin e këtyre materialeve konsiderohet i përfshirë në çmimin e kontraktuar dhe përballohet tërësisht nga Kontraktori.

Përfundimisht, objekti është realizuar konform standarteve të projektimit, termave të referencës dhe detyrës së projektimit si edhe plotëson kushtet e sigurisë dhe qëndrueshmërisë. Projekti plotëson kërkesat teknike të strukturave, që kërkojnë ndërtesat civile në Republikën e Shqipërisë.

Ing. Reshit Bedhia