



REPUBLIKA E SHQIPËRISË
BASHKIA PEQIN

RELACION TEKNIK KONSTRUKTIV

TITULLI I PROJEKTIT

PROJEKT ZBATIMI: RINDERTIMI I SHKOLLES 9-VJECARE SHEZE

KONSULENTI

“ A .SH. Engineering” sh.p.k

- MAJ 2024 -

PROJEKTI KONSTRUKTIV.

Pershkrimi i strukturave te objektit.

a. Modeli strukturor.

1. SHKOLLA

Objekti ka forme te rregullt ne plan me dimensione maksimale 47.00m x 21.63m dhe nuk peson thyerje ne lartesi, eshte 1 kat. Lartesia maksimale e objektit arrin kuoten +3.5m, ndersa kuota e tabanit te themelit eshte -1.50m.

2. KOPSHTI

Objekti ka forme te rregullt ne plan me dimensione maksimale 18.40m x 10.95m dhe nuk peson thyerje ne lartesi, eshte 1 kat. Lartesia maksimale e objektit arrin kuoten +3.5m, ndersa kuota e tabanit te themelit eshte -1.50m.

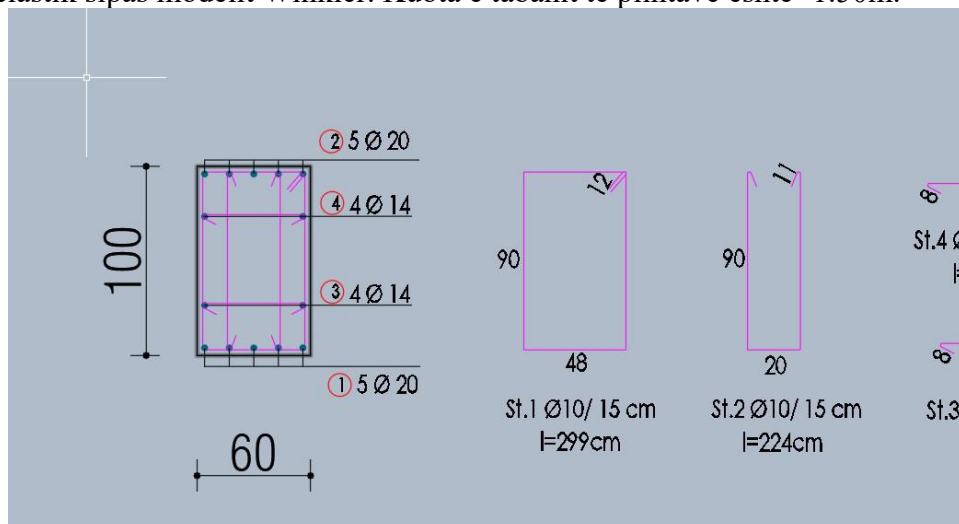
Objekti eshte konceptuar nga ana statike si nje strukture tre dimensionale (3D). Skema e llogaritjes se strukturave eshte hapesine, konstruksion i kombinuar prej b/a me skelet dhe diafragma vertikale (sistem rame), ku modeli i struktures ne teresi dhe i çdo elementi eshte bere mbi bazen e metodikes se elementeve te fundem .

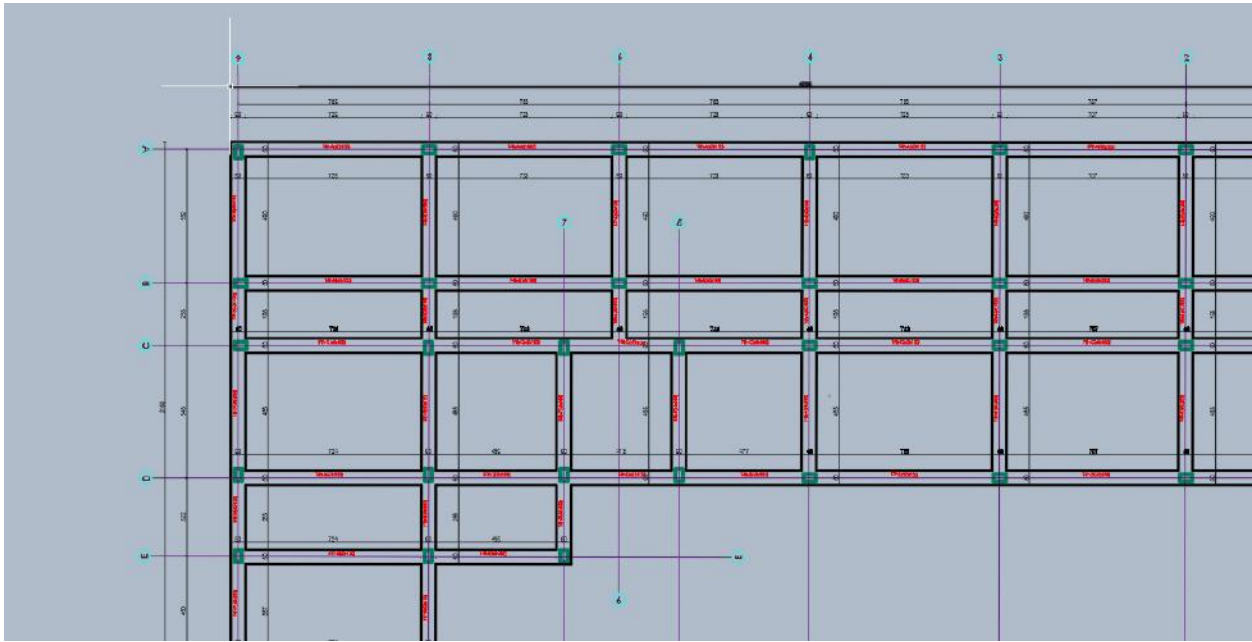
Nje skeme e tille lejon marjen ne konsiderate te te gjitha ngarkesave qe veprojne ne godine.

b. Pershkrimi i struktures.

1. SHKOLLA

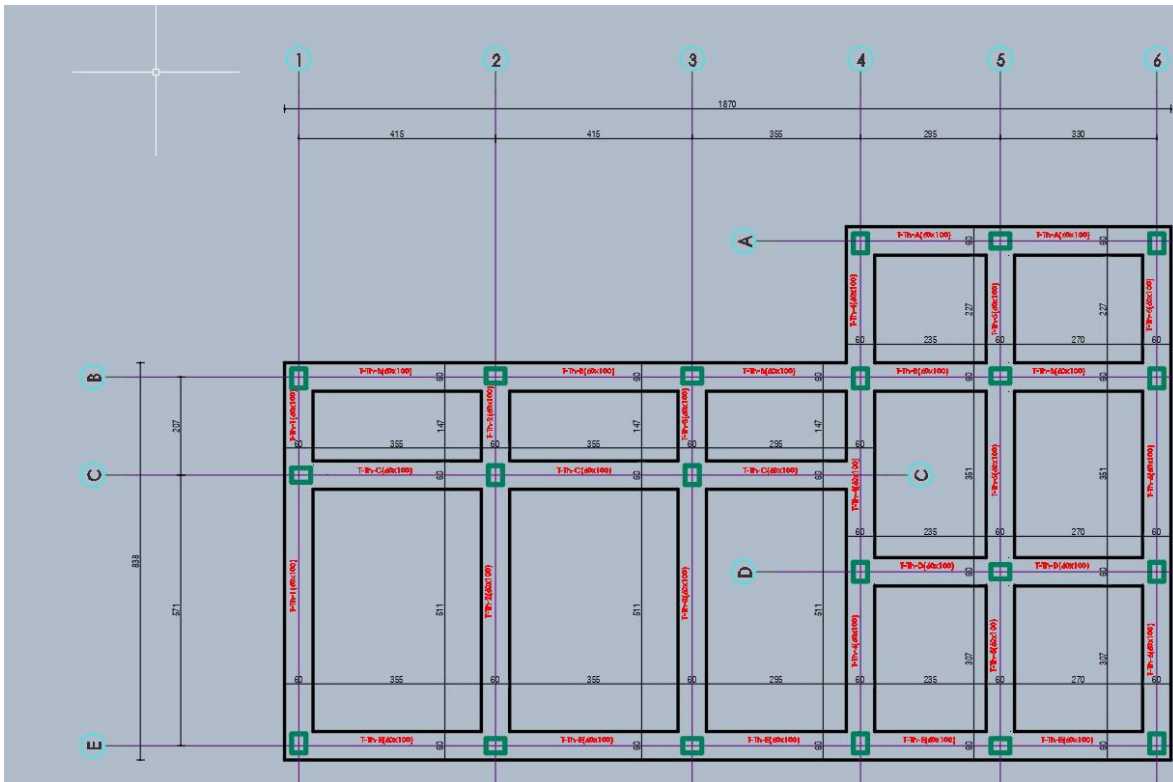
Themelet jane konceptuar dhe llogaritur si trare b/a me permasa 60x100cm, mbeshtetur mbi bazament elastik sipas modelit Winkler. Kuota e tabanit te plintave eshte -1.50m.





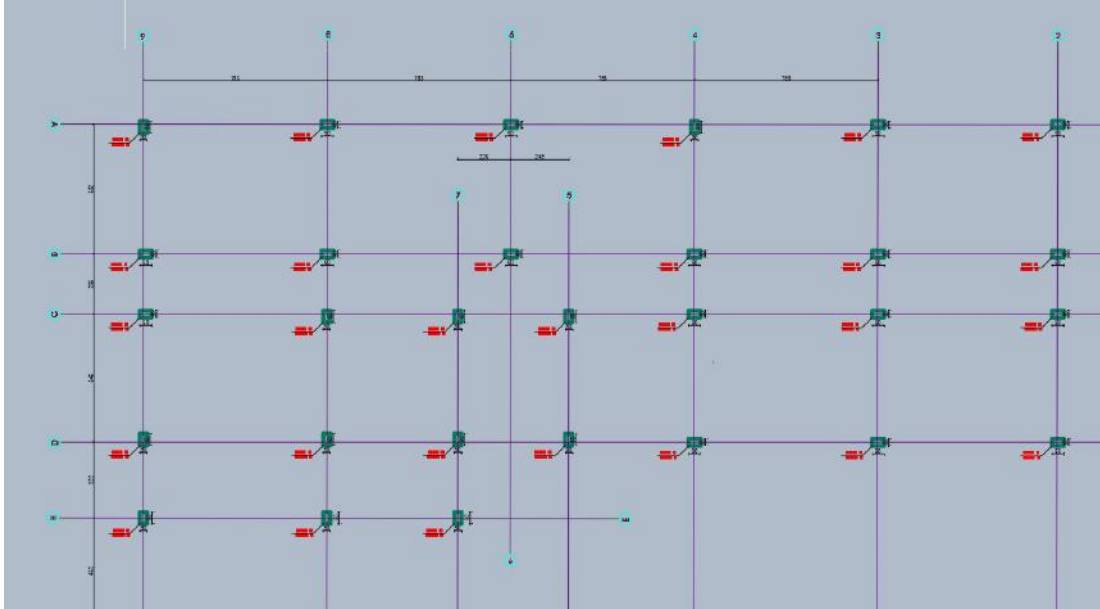
2. KOPSHTI

Themelet jane konceptuar dhe llogaritur si trare b/a me permasa 60x100cm, mbeshtetur mbi bazament elastik sipas modelit Winkler. Kuota e tabanit te plintave eshte -1.50m.



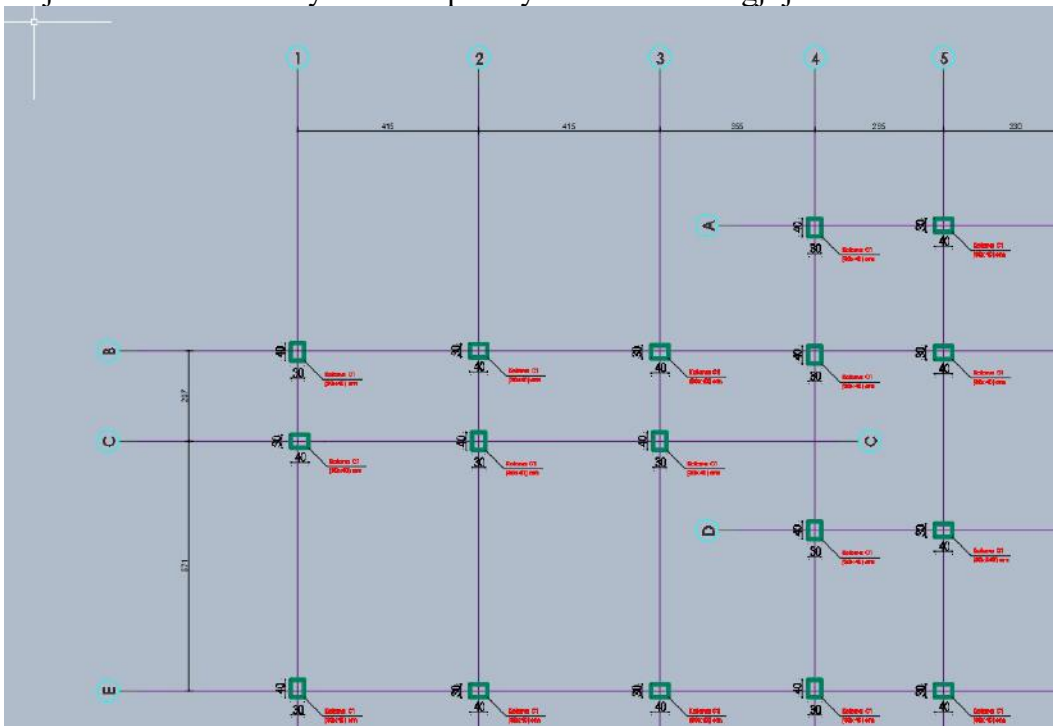
1. SHKOLLA

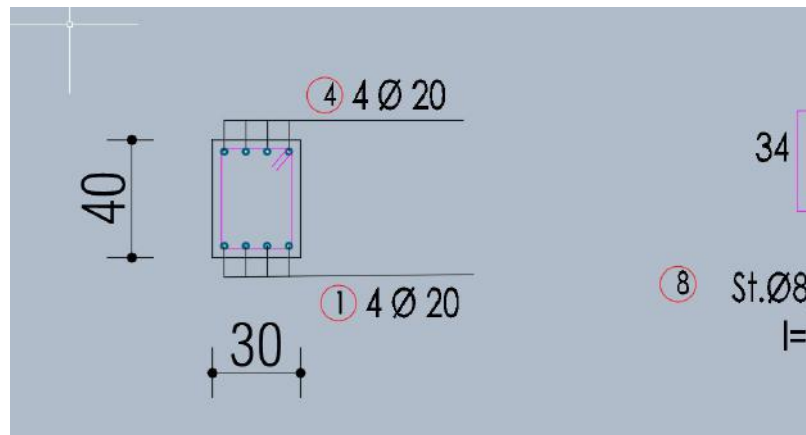
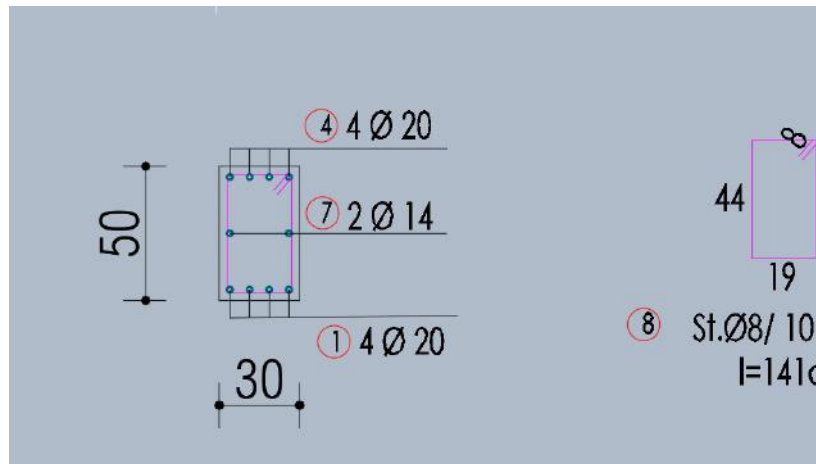
Kollonat e objektit jane projektuar me hap te ndryshem. Ne drejtimin gjatesor, largesia me e madhe aksiale midis tyre eshte 7.86m, ndersa ne drejtimin terthor eshte 5.52m . Kollonat jane projektuar me seksion drejtkendor me dimensione 30X50cm te vendosura sipas te dy drejtimeve. Seksioni i tyre eshte i pandryshueshem me ngjitjen ne lartesi.



2. KOPSHTI

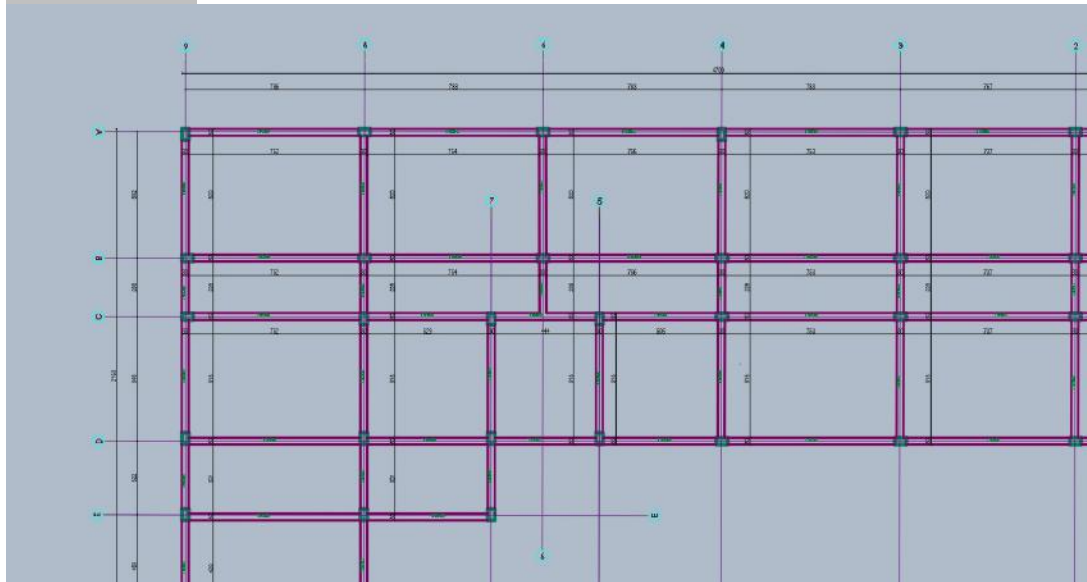
Kollonat e objektit jane projektuar me hap te ndryshem. Ne drejtimin gjatesor, largesia me e madhe aksiale midis tyre eshte 4.15m, ndersa ne drejtimin terthor eshte 4.11m . Kollonat jane projektuar me seksion drejtkendor me dimensione 30X40cm te vendosura sipas te dy drejtimeve. Seksioni i tyre eshte i pandryshueshem me ngjitjen ne lartesi.



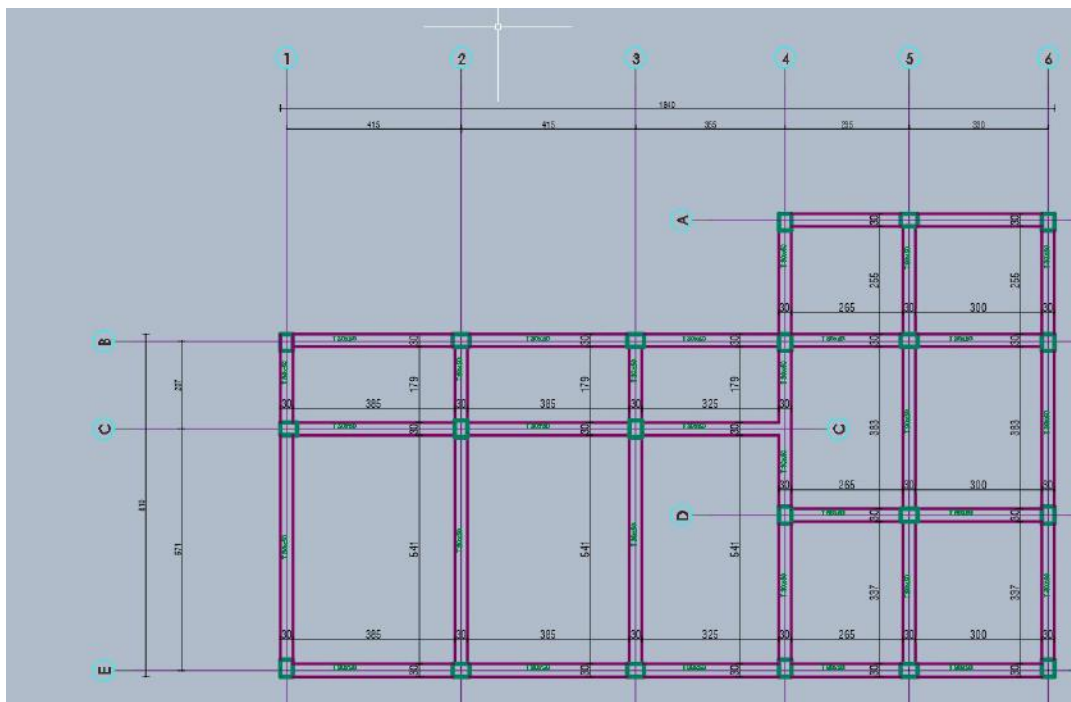


Traret për të tre objektet në kuotën +/-0.00, janë projektuar si trare të thella, të vazhduar me disa hapësira drite, me seksion me dimensione 30x50cm. Në kuotën +3.5m traret perimetrale janë projektuar si trare të thella me dimensione 30x50cm, ndërsa traret e brendshme janë projektuar si trare petashuq, të vazhduar me disa hapësira drite seksion me dimensione 50x30cm. Trarët janë llogaritur nga ngarkesat trapezoidale ose trekëndore që vijnë nga soletat si dhe ngarkesat e njëtrajtshme që vijnë nga muret. Traret janë armuar me shufra gjatesore dhe stafa shumë degëshe të vendosura më afër pranë mbështetjeve.

1. SHKOLLA



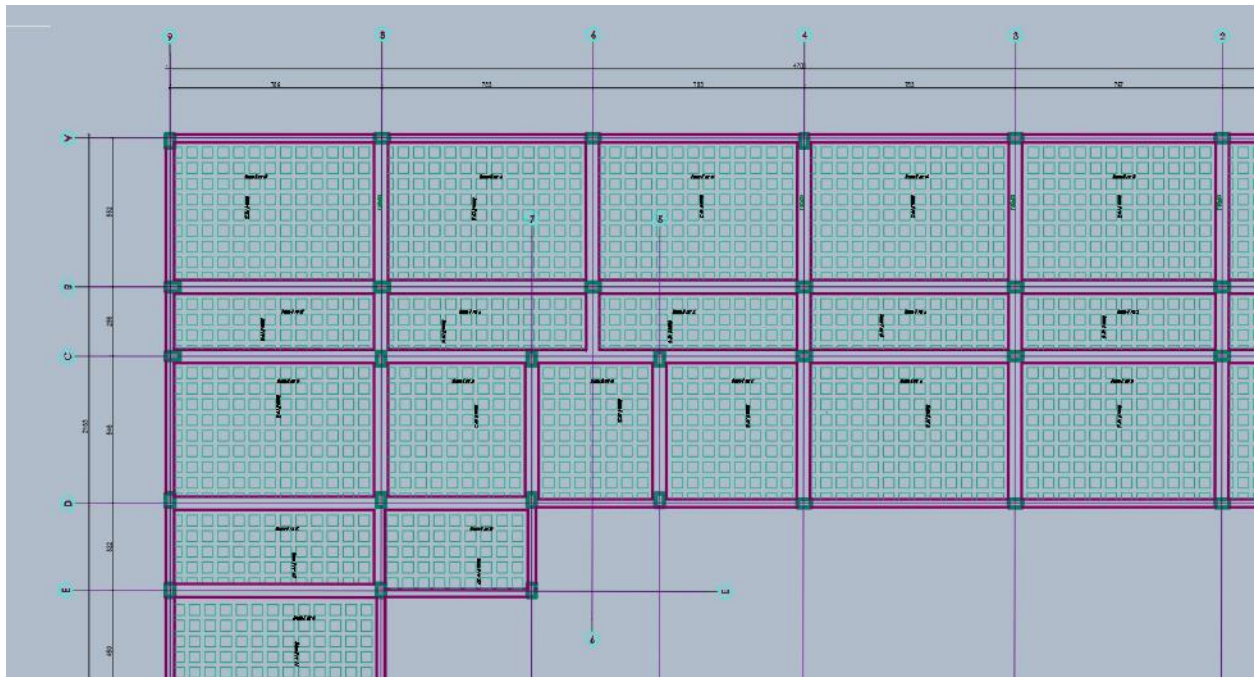
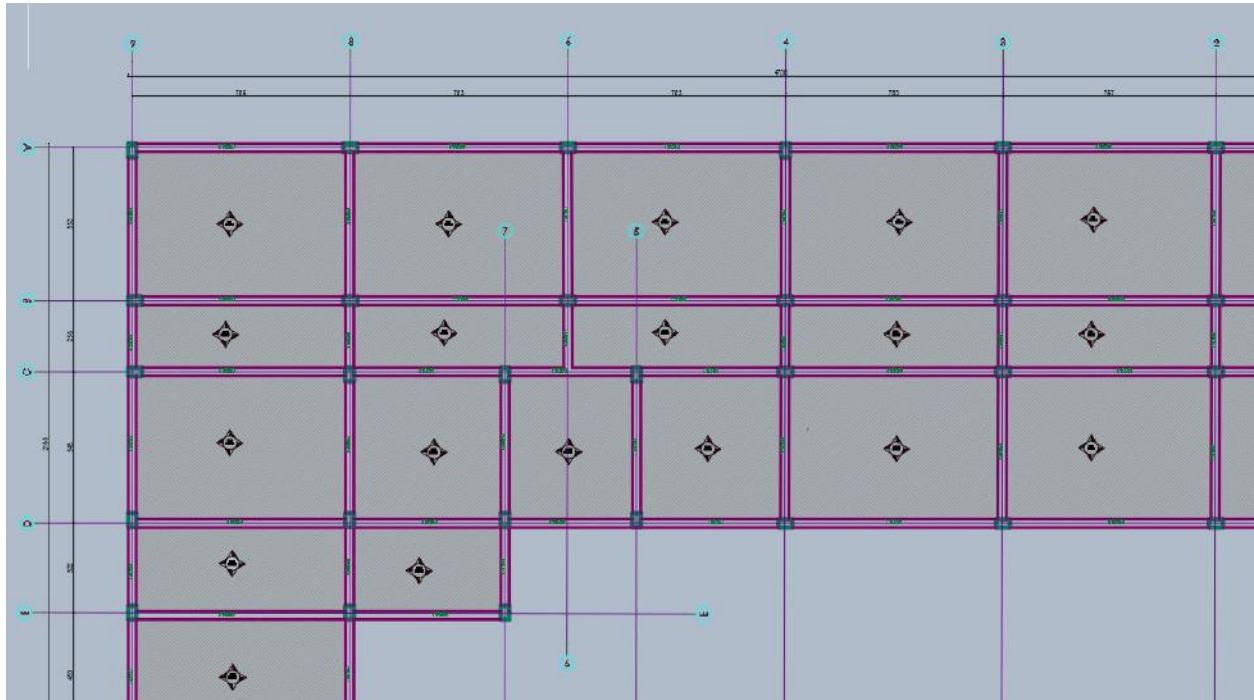
2. KOPSHTI



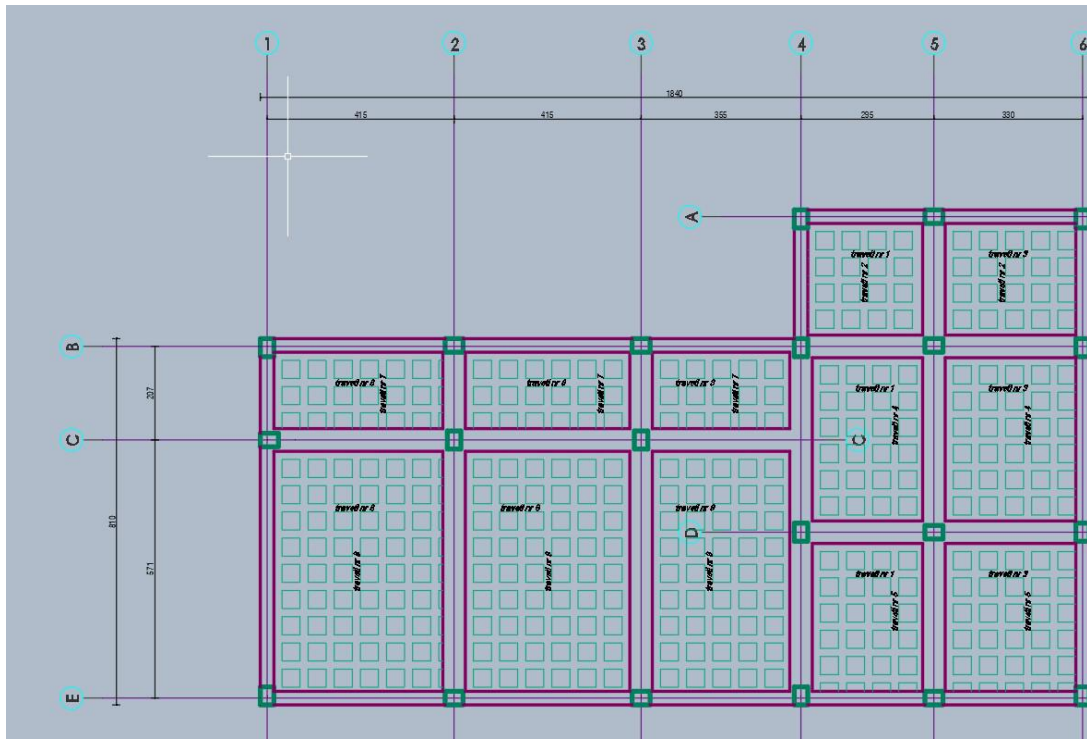
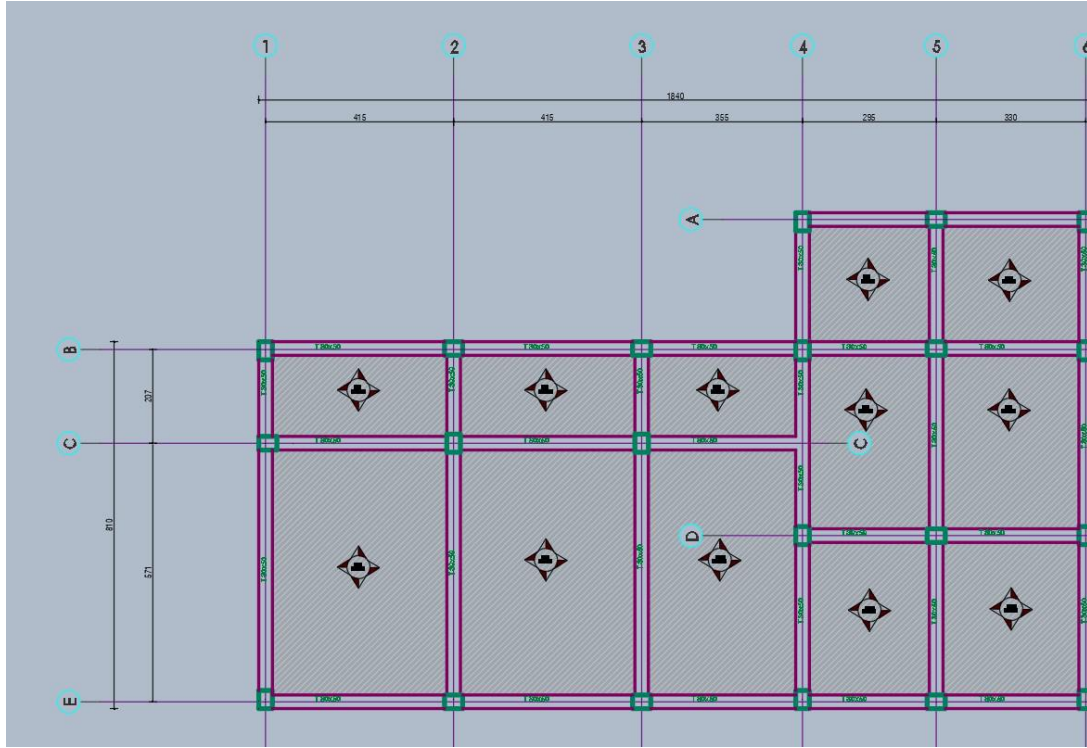
Soletat per te tre objektet : ne kuoten +/- 0.00 eshte projektuar si solete b/a monolite me trashesi $h=15\text{cm}$, e cila punon sipas te dy drejtimeve (kesone).

Per kuoten $+3.5\text{m}$ soletat jane projektuar me trashesi 25cm ($20+5\text{cm}$), me traveta b/a monolite te vendosura sipas te dy drejtimeve. Gjeresia e travetit eshte 18cm , distanca aksiale midis travetave 58cm . Soletina e cila ben shprendarjen uniforme te ngarkesave, ka trashesi $h=5\text{cm}$ dhe eshte armuar me zgare me $d=8/25\text{cm}$.

1. SHKOLLA



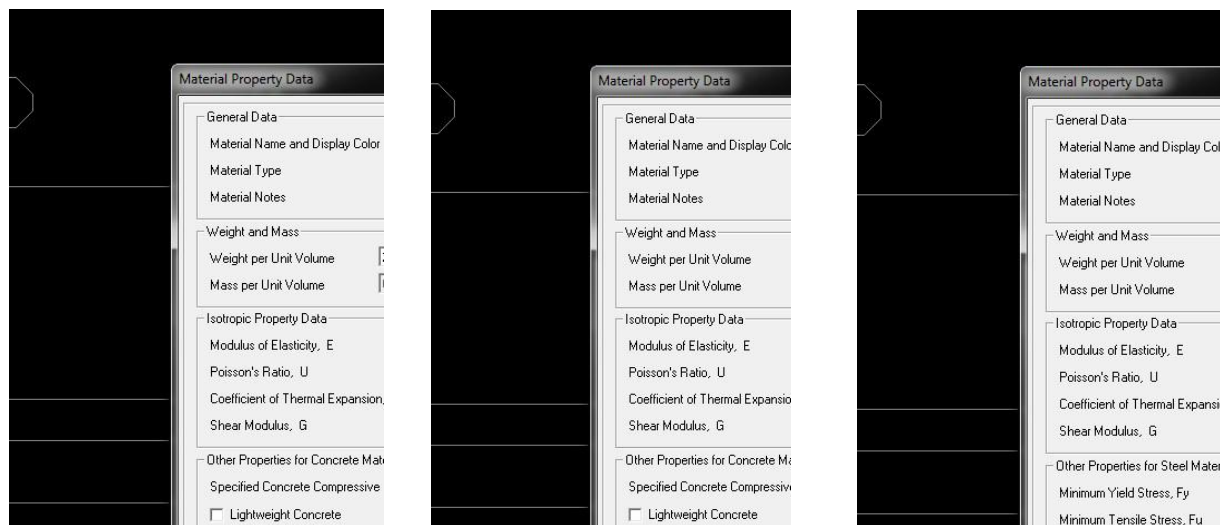
2. KOPSHTI



c. Materialet :

-**Betoni** : C25/30 per kollonat dhe C20/25 per traret e themelit, traret, soletat.

-**Hekuri** eshte pranuar hekur i standartit European, i klases S-500, me rezistence $R_{sn}=5000 \text{ daN/cm}^2$.



Ngarkesat llogaritëse në projekt dhe kombinimi i tyre.

• Ngarkesat statike

Të përhershme G (të Normuara)

-Pesha vetiake e betonit	25.00 kN/m ³
-Pesha e mureve të lehtësuara	2.10 kN/m ²
-Pesha e mureve të plota	3.60 kN/m ²
-Shtresat në dysheme	1.50 kN/m ²
-Shtresat e pllakave	1.00 kN/m ²
-Shtresat e shkallëve	1.30 kN/m ²
-Pesha vetiake e dheut	18.00 kN/m ³

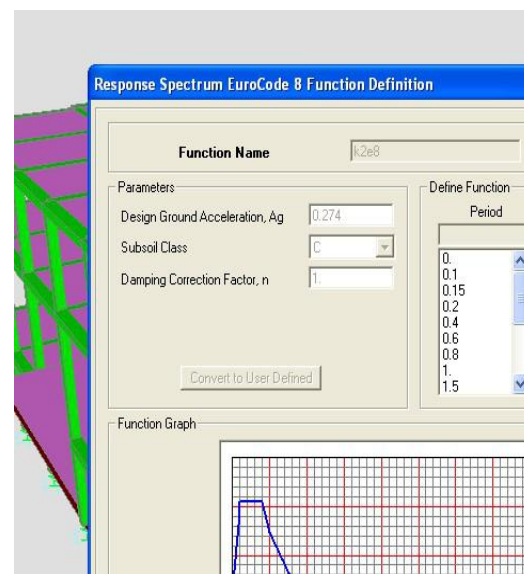
• Ngarkesa sizmike E x, Ey

Parametrat e marrë në llogaritje sipas Eurocode-8 janë:

- Sheshi i ndërtimit përbëhet nga troje të **klases C**.
- Nxitimi maksimal në bazamentin e sheshit të ndërtimit është $a_g = 0.274g$.
- Sizmiciteti i Zonës : **I = 8 balle**.
 $T_B=0.2 \text{ sec}$; $T_C= 0.6 \text{ sec}$; $T_D= 2.0 \text{ sec}$
- Faktori i kategorizimit të tokës sipas llojit **S=1.15**
- Koeficienti i shuarjes **z = 5%**
- Faktori i korrigjimit të shuarjes $\eta= 1$
- Objekt i rregullt në lartësi $k_r=1$

Të përkohshme P (të Normuara)

- Për banesat	2.00 kN/m ²
- Për zyrat	2.00 kN/m ²
- Për dyqanet	5.00 kN/m ²
- Për shkallët e dyqaneve	5.00 kN/m ²



Kombinimi i ngarkesave

Tab.1 Kombinimet e ngarkesave

A	$1.35G + 1.50Q$		
1B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx$	1C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx$
1D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx$	1E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx$
1F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx$	1G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx$
1H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx$	1I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx$
2B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx$	2C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx$
2D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx$	2E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx$
2F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx$	2G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx$
2H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx$	2I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx$
3B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx$	3C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx$
3D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx$	3E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx$
3F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx$	3G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx$
3H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx$	3I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx$
4B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx$	4C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx$
4D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx$	4E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx$
4F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx$	4G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx$
4H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey-eccx$	4I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy - 1.00Ey-eccx$

Analiza dinamike e strukturës.

Për të pasqyruar sa më saktë karakteristikat dinamike të strukturës janë marrë në konsideratë 12 forma bazë lekundjesh. Kjo ka sjellë si rezultat përfshirjen në lekundje të pothuajse rreth 98 % të masës së godinës.

Elementët e strukturës janë kontrolluar edhe në përputhje me deformimet e lejueshme që shkaktohen në to nga veprimi i ngarkesave normative. Në keto kombinime, koeficientët e kombinimit të ngarkesave janë pranuar njësi. Efekti i përdredhjes aksidentale është përfshirë në llogaritjen e godinës duke u inkuorporuar automatikisht në nivelin e forcave sizmike.

Spostimet e ndërkatit (driftet), sipas të dy drejtimeve të eksitimit të strukturës kanë rezultuar brenda kufijve që percaktohen në EC-8, për strukturat elementët jostrukturorë të të cilave nuk do të jenë duktile.

KODET DHE STANDARTET

Për projektimin e këtij objekti, janë përdorur kodet dhe standartet e mëposhtëme:

Kushtet teknike Shqipëtare – KTP:

Në aplikimin e Rregullave Teknike referohen dhe respektohen Standardet dhe Rregullat Teknike të Projektimit në fuqi në vendin tonë.

Kodet europiane (Eurokodet)

- EN 1990 – Eurokodi 0: Bazat e projektimit të konstruksioneve të ndërtimit.
- EN 1991 – Eurokodi 1: Veprimet mbi strukturat
- EN 1992 – Eurokodi 2: Projektimi i konstruksioneve betonarme

EN 1996 – Eurokodi 6:	Projektimi i ndërtesave me mure mbajtëse
EN 1997 – Eurokodi 7:	Projektimi gjeoteknik
EN 1998 – Eurokodi 8:	Projektimi i strukturave rezistente ndaj tërmetejeve

Shënim:

Nisur nga periudha e gjatë kohore në të cilën janë formuluar standartet shqiptare, d.m.th. ato janë akoma të pa rinovuara, struktura do të llogaritet kryesisht referuar normave europiane EC, dhe vetëm ku do të jetë e nevojshme apo e domosdoshme do të përdoren standartet KTP

Standarte dhe Rregulla Teknike të referuara

Përveç referencave të përgjithshme, në kushtet teknike citohen, në vendet përkatëse, edhe këto referenca të tjera:

- ISO 1000: Njësitë e Sistemit Nderkombëtar (S.I.) dhe rekomandimet për përdorimin e shumëfishave, nënfishave të tyre, si dhe disa njësi të tjera;
- ISO 8930: Parimet e përgjithshme mbi sigurinë (besueshmërinë–riliabilitetin) e konstruksioneve – Lista e termave ekuivalente;
- EN 1090–1: Zbatimi i konstruksioneve metalike–Rregulla të përgjithshme dhe rregulla për ndërtesat;
- EN 10025: Produkte hekuri (çeliku) të paleguar (jo aliazh), të përpunuar në të nxehtë–Kushte teknike të dorezimit (furnizimit)
- EN 1337–1: Mbështetjet strukturore – Kërkesa të përgjithshme
- pr EN 12512: Konstruksione prej druri– Metodat e provave – Provat ciklike të nyjeve të realizuara me përforcues mekanike.

Njësitë matëse

Njësitë S.I. duhet të përdoren në përputhje me Rregullat Teknike në fuqi (sipas Standarteve ISO 1000). Për llogaritjet rekomandohet të përdoren njësitë që vijojnë:

forcat dhe ngarkesat:	kN, kN/m, kN/m ² ;
masat njësores (densitetet)dhe masat	kg/m ³ , t/m ³ kg, t
peshat njësores (peshat specifike):	kN/m ³ ;
nderjet dhe rezistencat:	N/mm ² (= MN/m ² ose MPa), kN/m ² (=kPa);
momentet (përkulje etj):	kNm;
shpejtimit (akseleracionet):	m/s ² , g (= 9,81 m/s ²).

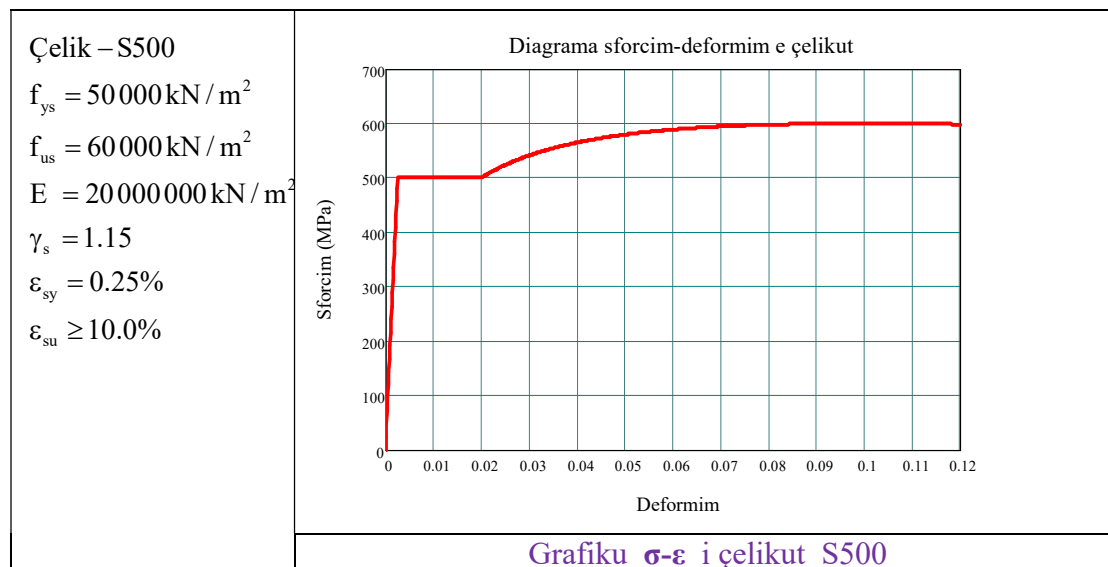
Vetitë fiziko-mekanike të materialeve

Materialet që do të përdoren për projektimin e strukturës (betoni dhe çeliku) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në Eurokodin 2 si dhe në Eurokodin 8.

Çeliku

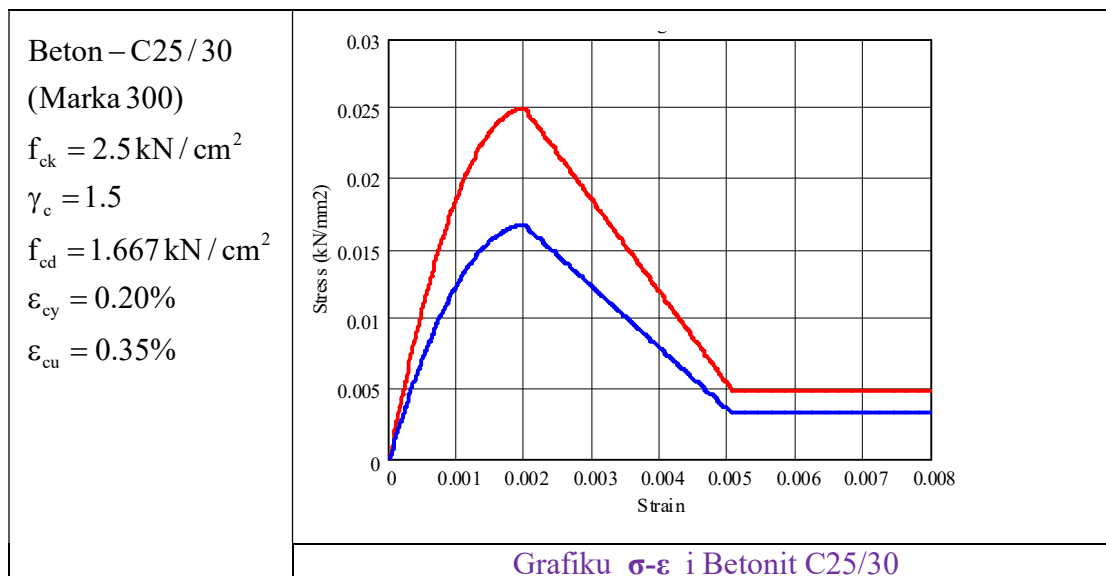
Diagrama reale e Çelikut S500

Çeliku që do të përdoret duhet të gëzojë veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet). Në elementët parësorë sizmike, për armaturën e hekurit duhet të përdoret çelik i klasës B ose C, sipas tabelës C1 në Aneksin Normativ C të Eurokodit 2, EN 1992. Më poshtë jepen karakteristikat dhe diagrama e çelikut të përdorur në strukturën tonë. Referuar eurokodeve shufrat e çelikut duhet të jenë patjetër të vjaskuara (çelik periodik)



Betoni

Bazuar te EC8, në strukturat me duktilitet mesatar DC-M, nuk mund të përdoret, për elementet paresore sizmike betoni me klase me te vogel se C16/20. Betoni i klasës M300 (C25/30) do të përdoret për realizmin e themeleve, kolonave, mureve b/a, trareve dhe soletave. Diagrama reale e betonit të pa-shtrënguar (C25/30)



Kushtet gjeologjiko inxhinierike – kategoria e truallit

Për të identifikuar kushtet e truallit, sipas tipeve që jepen në Tabelën 3.1 të EC-8, duhet të kryhen analizat (studimet) përkatëse. Vendi i ndërtimit dhe natyra e truallit mbajtës do të duhej që normalisht të mos ketë risqe të karakterit të çarjes së truallit, paqëndrueshmëri shpati apo ulje (çedime) të vazhdueshme të shkaktuara nga lëngëzimi ose ngjeshja (densifikimi) në rast termeti.

Do të duhej që, në varësi të klasës së rëndësisë të strukturës dhe kushteve të veçanta të projektit, për përcaktimin e veprimet seizmike të kryhen studime mbi truallin dhe/ose studime gjeologjike.

Për të marrë parasysh ndikimin e kushteve lokale të truallit nën veprimin seizmik, mund të përdoren tipet e truallit A,B,C,D dhe S1 e S2, të përshkruar nëpërmjet profileve stratigrafike dhe parametrave të dhënë në tabelën 3.1. Kjo mund të bëhet gjithashtu duke konsideruar në mënyrë plotësuese, ndikimin e gjeologjisë së thellë (sismo-tektonikes) në veprimin seizmik.

Vendi i ndërtimit do të klasifikohet sipas vlerës së shpejtësisë mesatare të valeve të prerjes (tërthore), nëse kjo është e mundur të përftohet; përndryshe do të përdoren vlera e NSPT.(Standart Penetration Test blow-count)

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

$$v_{s,30} = 30 / \sum_1^N \frac{h_i}{v_i}$$

Ashtu sic edhe u theksua më sipër,ndërtesa do të vendoset në një truall me karakteristika të mira (trualli i tipit C).

Ngarkesat që veprojnë në strukturë dhe kombinimet e tyre

Ngarkesat dhe veprimet

Të përgjithshme

Ngarkesat dhe veprimet janë shkaqet nga të cilat mund të lindin sforcime, deformime, vibrime, etj. në elementet e strukturës ose në strukturën në teresi.

Klasifikime thelbesore te ngarkesave

Me termin “ngarkesë” nënkuptohen veprimet e drejtperdrejta ,domethene forcat e perqëndruara dhe të shpërndara që veprojne mbi strukture dhe me termin “veprim” nënkuptohen veprimet e tërthorta që bëhen shkak për deformime si p.sh deformimet nga ndryshimet e temperatures,nga ulja dhe mufatja e betonit,cedime te themeleve etj.

Ne pergjithesi,duke u mbeshtetur edhe tek EC1,do te perdorim per lehtësi vetem termin “veprim”,por duke nënkuptuar sa më sipër.

Klasifikimi i veprimeve

Sipas ndryshimit te kohes

- Veprime të përhershme “G” si pesha vetiake, pajisjet fikse, shtrimet në rruge etj.
- Veprime të përkohshme (të ndryshueshme) “Q” si mbingarkesat,ngarkesa e erës ose e deborës.
- Veprimet e jashtëzakonshme “A” si shperthimet, plasjet, etj.
- Veprimi sizmik ”AE“qe lind per shkak te termetit.

Sipas ndryshimit në hapësirë

- Veprime fikse (pesha vetiake).
- Veprime te lira (si psh mbingarkesat e levizshme, ngarkesa e eres dhe e debores).

Sipas natyrës së tyre dhe/ose përgjigjes strukturore

- Veprime statike qe nuk shkaktojne nxitime te rëndesishme te struktures ose te elementeve strukturor.
- Veprime dinamike qe provokojne nxitime te rëndesishme te struktures dhe te elementeve strukturore (ne shume raste efektet dinamike llogariten duke u nisur nga veprime thujse statike duke futur forca statike ekuivalente te rritura).

Ka raste kur disa veprime “Q” mund te konsiderohen te jashtezakonshme,si psh ngarkesa e debores etj.

- Veprimet indirekte mund te jene si te perhershme “Gind “ (çedimet) ashtu edhe te perkohshme “Qind “(efektet termike te cilat duhet te trajtohen).

Në shumicën e rasteve vlerat përfaqesuese të një veprimi të ndryshueshëm “Q” paraqiten si produkt te vlerave karakteristike me koeficientet e kombinimit.(jepen si pjese te vlerave karakt.)

Ngarkesat e përhershme G

Ngarkesat e përhershme nga skeleti (G_{sk})

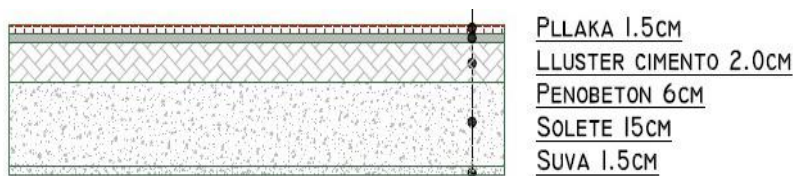
Duke iu referuar tabelës Tab. A.1 në Aneksin A të EN 1991-1-1: 2002 koeficienti i densitetit (pesha volumore) për betonet me peshë normale do të jetë $\gamma_b = 24 \text{ kN} / \text{m}^3$.

Ngarkesat e përhershme nga soleta (G_{sol})

Në tabelë jepen peshat volumore të shtresave që janë përdorur për soletën. Si dhe për betonin ato janë përcaktuar në Aneksin A të EN 1991-1-1: 2002. Duke përcaktuar volumet e sejcilit

komponent më poshtë është llogaritur ngarkesa e soletës për 1m^2 . Soleta e përdorur për katet tip është soletë monolite **H=15cm dhe 18cm ne dy hapsira per shkak te dimensioneve.**

SOLETË MONOLITE		15cm		
Shtresat	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	t(m)	$g=\gamma*t$ (kN/m ²)	
Suva	\square_{suva}	18	0.015	0.27
Beton	\square_{beton}	24	0.15	3.6
Penobeton	\square_{penobet}	0.6	0.06	0.036
Lluster	\square_{lluster}	22	0.02	0.44
Pllaka	\square_{pllaka}	20	0.015	0.3
TOTALI			0.26	4.646

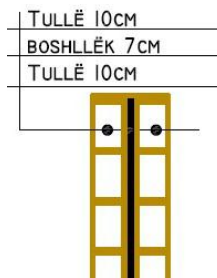


SHËNIM

Soleta e taracës është njësoj si soleta e ndërkatëve përveç shtresave hidroizoluese dhe asaj të termoizolimit për pjerrësi. Ngarkesa e taracës= **7.30 kN/m²**

Ngarkesat e përhershme nga muret e jashtme ($G_{\text{mur},j}$)

Muret e jashtme janë dopio mur (2x10cm tulla të lehtësuara+7cm boshllëk). Pesha e murit, sipas llogaritjeve ka dalë $g_{\text{mur},j} = 2.83 \text{ kN/m}^2$.



Ngarkesa e muraturës së jashtme është më e vogël realisht pasi kemi marrë parasysh dhe ndikimin e dritareve apo dritareve në to.

Ngarkesat e përkohshme Q

Ngarkesat e përkohshme në soleta (Q_{sol})

Ngarkesa e përkohshme që vepron në soletë duke iu referuar Tabelës 6.2 të EC-1 është $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ për ndërtesat e zakonshme të kategorisë A (në rastin në shqyrtim ngarkesa e përkohshme për m^2 është $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$).

Ngarkesat e përkohshme nga muret e brëndshëm (të lëvizshëm). ($Q_{\text{mur},b}$)

Muret e brëndshëm janë tek tullë (10cm tulla të lehtësuara+3cm suva). Ngarkesa e murit/ m^2 sipas llogaritjeve ka dalë $g_{\text{mur},b} = 1.54 \text{ kN/m}^2$.

Duke iu referuar pikës 6.3.1.2(8) të EC-1:

Kjo ngarkesë varet nga vetë peshë e mureve ndarëse dhe merret si më poshtë:

për mure ndarëse me peshë vetiake ≤ 1.0 kN/ml gjatësi muri, $q_k=0.5$ kN/m²;

për mure ndarëse me peshë vetiake ≤ 2.0 kN/ml gjatësi muri, $q_k=0.8$ kN/m²;

për mure ndarëse me peshë vetiake ≤ 3.0 kN/ml gjatësi muri, $q_k=1.2$ kN/m²;

Muret me ngarkesë më të madhe merren parasysh duke u bazuar tek:

pozicioni dhe drejtimi i mureve forma strukturore e soletave. Ngarkesa e mureve të lëvizshme konvertohet në ngarkesë njëtrajtësisht të shpërndarë në soletë me vlerë $q_k = 1.2$ kN/m².

Pra ngarkesa totale e përkohshme që vepron në katin tip është $3+1.2 = 4.2$ kN/m². Për sipërfaqe më të mëdha se A_0 (10 m²) të ambjenteve është e mundur që ngarkesa të reduktohet me një koeficient $\alpha_A = 5/7\psi_0 + A_0/A \leq 1.0$ sipas pikës 6.3.1.2(10) të EN 1991 1-1: 2002. Në tabelën e mëposhtme jepen sipërfaqet, koeficientët e reduktimit dhe ngarkesat e përkohshme për çdo sipërfaqe.

Ngarkesat e përkohshme në ballkone. ($Q_{mur,b}$)

Ngarkesa e përkohshme në ballkone dhe shkallë duke iu referuar Tab. 6.2 (Aneksit A) të EN 1991 1-1: 2002 është marrë $q_k = 3.0$ kN/m². koeficienti i reduktimit në ballkone është $\alpha_A = 1$.

Ngarkesa e përkohshme që shkarkon në trarët respektiv është $g_{ball} = 3.0 \cdot 1.85 = 5.55$ kN/ml

Ngarkesat aksidentale (tërmeti) A_{ed}

Struktura e marrë në analizë do të shqyrtohet si ramë hapësinore me 3 shkallë lirie në kat. Për të përcaktuar forcat sizmike në këtë rast është e domosdoshme që të llogariten masat e kateve, të cilat dalin nga ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme që veprojnë në strukturë. Duke iu referuar pikës 3.2.4(2) të EC-8, masa që kërkohet për përcaktimin e forcës inerciale rrjedh nga kombinimi: $\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ ku:

$\sum G_{k,i}$ përcakton masën e katit që rrjedh nga ngarkesat e përhershme në sejcilin kat;

$\sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ përcakton masën e katit që rrjedh nga ngarkesat e përkohshme në sejcilin kat;

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ koeficienti i kombinimit për ngarkesat e përkohshme për rastin e tërmetit i cili përcaktohet duke iu referuar pikës 4.2.4 dhe tabelës 4.2 të EC-8. Në rastin tonë φ merr vlerën 0.8 për katin tip dhe 1.0 për taracën.

Vlerësimi i lëvizjeve sizmike të truallit

Intensiteti “projektues” sizmik i lëvizjeve në sheshin e ndërtimit shprehet nëpërmjet shpejtiveve maksimale sizmike, a_g , që mund të shkaktohen në një truall të fortë (shkëmb) nga veprimi i “tërmetit të projektimit”.

Vlerësimi i rrezikut sizmik bazohet në konceptin e hershëm të “intensitetit” I, konvertimi i të cilit në shpejtim sizmik, siç dihet, nuk është aq i drejtpërdrejtë. Për aplikime projektuese të ne janë në përdorim edhe harta të mikrozonimit sizmik të mjaft qendrave të banuara të vendit, ku paraqitet e rrezikut sizmik jepen në forma më të hollësishme. Por, aktualisht, në përshtatje edhe me kërkesat e sotme, Instituti i Sizmologjisë është i angazhuar për përgatitjen e hartave të reja të rrezikut sizmik, me vlerësime të drejtpërdrejta sipas shpejtiveve sizmike, mbështetur në

konceptime probabilitare. Kjo po krijon edhe te ne një bazë të nevojshme për mundësimin e analizave bashkëkohore sizmike të strukturave ndërtimore.

Metodat bazë llogaritëse

Kërkesa për duktilitet

Për konsiderimin e efekteve sizmike, metodë kryesore është metoda e spektrave të reagimit. Spektrat elastikë paraprijnë dhe mbështesin definimin e spektrave të projektimit. Këta të fundit marrin parasysh hyrjen e strukturave në stadin plastik të punës gjatë tërmeteve të fortë, çka lidhet me nevojën që ato të posedojnë në shkallë të mjaftueshme, veç soliditetit, edhe duktilitet. Ky sigurohet në se zonat potenciale të çernierave plastike realizohen me kapacitete rrotulluese të larta apo me duktilitet të mjaftueshëm kurbature në seksionet përkatëse. Praktikisht, konsiderimi i duktilitetit bëhet gjatë kalimit nga spektri i reagimit elastik në atë të projektimit, nëpërmjet faktorit “ q ” të sjelljes të strukturave. Sipas Eurokodit 8, shprehja e përgjithshme e kufirit të sipërm të këtij faktori është:

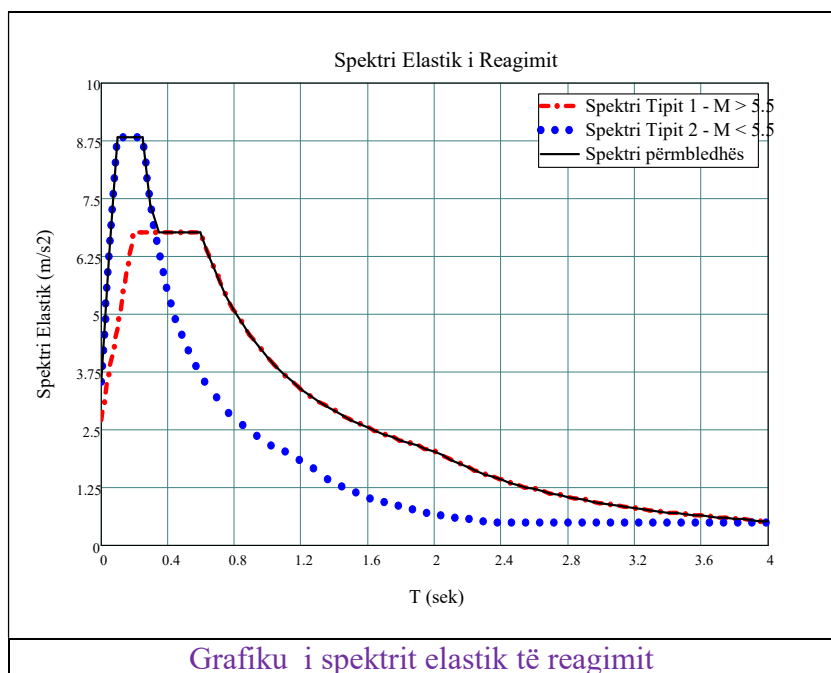
$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

ku k_w – faktori që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit strukturor (merret i barabartë me 1,0 për sistemet tip ramë dhe sistemet dualë që ekuivalentohen si sisteme me rama), kurse q_0 – vlera bazë e duktilitetit, që varet nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia e tij në lartësi (varion nga 1,5 deri në rreth 5,0). Vlera q_0 pasqyron drejtpërdrejt edhe “*mbi-rezistencën*” e sistemit. *Mbi-rezistenca* mund të shprehet nëpërmjet raportit α_u / α_1 , i konsideruar ky si raporti i veprimit sizmik që i përgjigjet krijimit të mekanizmit të plotë plastik në strukturë, kundrejt veprimit sizmik që shkakton aty çernierën e parë plastike. Vlerat e raportit α_u / α_1 pasqyrojnë edhe ndikimin e shkallës së pacaktueshmërisë statike të sistemit. Ramat me shkallë të lartë hiperstaticiteti kanë kapacitete për të përthithur sasi të mëdha energjie sizmike; prandaj, për ‘to mund të pranohen vlera relativisht të rritura α_u / α_1 .

Adoptimi i vlerave “ q ” argumentohet nga tërësia e karakteristikave fiziko-mekanike dhe strukturore të ndërtesës. Ato diktohen edhe nga zgjedhja e vetë projektuesit, e lidhur kjo me shkallën e deformueshmërisë që i caktohet strukturës, apo me klasën e pranuar të duktilitetit.

Spektrat e projektimit

Eurokodi 8 kërkon konsiderimin e dy tipe spektrash të reagimit elastik, të dalluar me numrat “1” dhe “2”. Këto tipe diferencohen duke u bazuar në nocionin e magnitudës, sipas shkallës së Rihterit. Si kriter shërben niveli 5,5 i magnitudës M_s , referuar valëve sipërfaqësore të tërmeteve që mund të prekin zonën e ndërtimit. Nëse tërmeti më i madh që pritet aty e ka magnitudën M_s jo më të madhe se 5,5 atëherë rekomandohet spektri i tipit “2”; përndryshe, përdoret tipi “1”.



Nëse të dhënat sizmologjike nuk përcaktojnë në mënyrë të vetme burimin e mundshëm sizmik si dhe nivelin e magnitudës maksimale të pritshme, atëherë, për të qënë i sigurtë, projektuesi do të duhej që të aplikonte të dy spektrat e rekomanduar në Eurokodin 8. Në këto raste, për thjeshtësi, mund të rezultonte i përshtatshëm edhe përdorimi i kurbave spektrale “mbështjellëse”, që konsiderojnë vlerat maksimale të zgjedhura nga krahasimi i dy kurbave bazë spektrale. Kjo mënyrë mund të aplikohet si për spektrat elastikë ashtu edhe ato të projektimit.

Për analizën sizmike kundrejt një veprimi horizontal sizmik, Eurokodi 8 jep shprehjet e mëposhtme të “spektrave të projektimit”, $S_d(T)$:

$$\begin{aligned}
 & \text{– për } 0 \leq T \leq T_B : & S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 & \text{– për } T_B \leq T \leq T_C : & S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 & \text{– për } T_C \leq T \leq T_D : & S_d(T) & \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 & \text{– për } T \geq T_D : & S_d(T) & \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned}$$

ku:

a_g - shpejtimi i projektimit në tipin A të truallit, që llogaritet nga: $a_g = \gamma_I a_{gR}$, ku a_{gR} përcaktohet sipas hartave të vlerësimit probabilitar të shpejtimit sizmike për periodën e përsëritjes së referencës (475 vjet).

γ_I - është faktori i rëndësisë (për objekte “të zakonshëm” merret 1 ndërsa për objekte si shkolla apo spitalet ky koeficient merret 1.2);

vlerat e madhësive T_B , T_C (kufijtë e degës të shpejtimit spektral elastik konstant), T_D (kjo vlerë përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në spektrin elastik) dhe S

(parametri i truallit, që klasifikohet në një të një prej 5 klasave kryesore të trojeve: A, B, C, D dhe E), përcaktohen sipas vlerësimeve përkatëse në Eurokodin 8;
 β është një faktor-i ashtuquajtur i “kufirit të poshtëm”-që rekomandohet të ketë vlerën 0,2.

Analiza modale sipas spektrit të reagimit

Ky tip analize aplikohet në ndërtesat që nuk kënaqin kushtet e dhëna për analizën sipas forcës anësore. Në këto raste duhet konsideruar reagimi i të gjitha formave të lëkundjeve që kontribuojnë në mënyrë të ndjeshme në reagimin global. Praktikisht, konsiderimi i ndikimit të formave më të larta mund të ndërpritet:

- kur shumica e masave modale efektive të formave të lëkundjeve të konsideruara është të paktën sa 90% e masës totale të strukturës; ose
- kur janë marrë parasysh të gjitha format e lëkundjeve me masa modale efektive më të mëdha se 5% të masës totale.

Kombinimi i reagimeve të ndryshme modale bëhet sipas dy mënyrave vijuese:

I.– Kur të gjitha reagimet e rëndësishme modale konsiderohen të pavarura njëra nga tjetra (për çdo dy forma lëkundjesh “*i*” dhe “*j*” duhet të kemi $T_j \leq 0,9 T_i$), vlera maksimale E_E e një efekti çfarido të veprimit sizmik mund të merret me anë të shprehjes së mirënjohur të “rrenjës katrore të shumës së katrorëve”, si:

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

ku:

- E_E – efekti i veprimit sizmik që shqyrtohet si forcë, zhvendosje, etj;
- E_{Ei} – vlera e këtij efekti, që i përgjigjet formës “*i*” të lëkundjeve.

II.– Në se pika (I) e mësipërme nuk kënaqet, përdoren metodika më të sakta për kombinimin e maksimumeve modale, sikurse është p.sh. “kombinimi i plotë kuadratik”.

Analiza sizmike

Duktiliteti dhe faktori “*q*”

Është zgjedhur klasa e mesme e duktilitetit (DC “M”).

Faktori i sjelljes “*q*” vlerësohet mbi bazën e shprehjes së mësipërme, duke patur parasysh që, për rastin në shqyrtim (ramë shumë herë statikisht e pacaktuar):

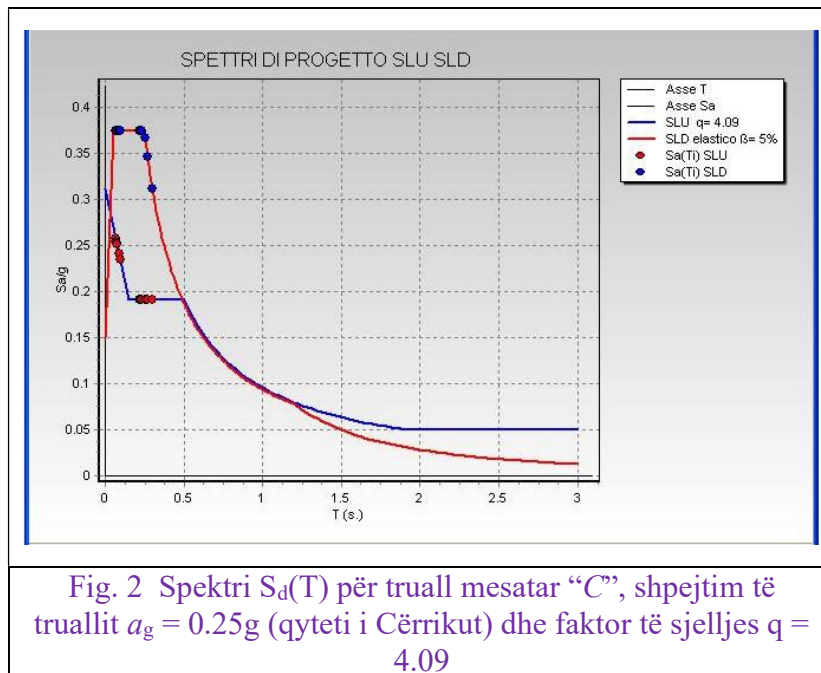
Parametrat e rrezikut sizmik

Është konsideruar rreziku sizmik i qytetit të Cërrikut. Prandaj, referuar periodës përsëritëse prej 475 vjet dhe bazuar në disa vlerësime paraprake shpejtimi sizmik a_g është pranuar i barabartë me **0,25g**.

Mbi bazën e shprehjeve të mësipërme dhe vlerave a_g e “*q*” të mësipërme, për tipin e truallit “C” spektrat përkatës të projektimit $S_d(T)$, të diferencuar për tërmetet e mundshëm me $M_S > 5,5$ (tipi “1”) dhe $M_S < 5,5$ (tipi “2”), kanë rezultuar ashtu sikurse tregohen në fig.2.

Aty jepet edhe kurba spektrale “mbështjellëse” ku, për të njëjtën periodë T , paraqiten vlerat më të mëdha spektrale nga dy tipet e mësipërm të tërmeteve. Duhet patur parasysh që në raste të caktuara, sikurse do të vërehet edhe për strukturën e analizuar, përdorimi i kurbave “mbështjellëse” në vend të dy kurbave spektrale bazë “1” dhe “2” mund të shoqërohet me

rezultate më konservative, d.m.th. me rritje vlerash spektrale, rrjedhimisht dhe të forcave sizmike korresponduese. Gjithsesi më po shtë po prezantojmë spektrin elastik dhe atë të projektimit për strukturën e llogaritur vetëm kundrejt tërmeteve me magnitudë $M_S > 5,5$ (tipi “1”)



KOMBINIMI I NGARKESAVE

Kombinimi i veprimeve për ULS

Kombinimi kryesor.

Referuar seksionit 6.4.3.2 të EC0, kombinimi kryesor mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Ose në mënyrë më të shtjelluar

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \gamma_{Fw} \cdot \psi_{0,Fw}^* \cdot F_W^*$$

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LM1} + Q_F) + \gamma_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T$$

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.35 & \text{për veprim të favorshëm} \\ 1.00 & \text{për veprim të pafavorshëm} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{për veprim të favorshëm} \\ 0 & \text{për veprim të pafavorshëm} \end{cases}$$

$$\gamma_{Fw}^*, \gamma_T = 1.5, \psi_{0,Fw}^* = 1, \psi_{0,T} = 0.6$$

Kombinimi i veçantë – Jo veprim sizmik

Sipas Eurokodit “Bazat e Projektimit” – EN 1990:2002 vlerësimi i efekteve do të duhej të bëhej sipas formatit të përgjithshëm vijues:

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

ku:

γ_{sd} koeficient i pjesshëm që lidhet me mos njohjen e forcës dhe/ose mënyrën e veprimit të saj;
 E efekti i forcës;
 E_d vlera projektuese e efektit të veprimit;
 $\gamma_{g,j}$ koeficient i pjesshëm për ngarkesat e përhershme “j”, i cili merr parasysh mundësinë e devijimit të pafavorshëm të vlerës së forcës nga vlera e tij përfaqësuese;
 $G_{k,j}$ vlera karakteristike e veprimit të përhershëm G_j ;
 γ_p koeficient i pjesshëm për veprimin nga paranderja;
 P vlera përfaqësuese përkatëse e veprimit nga paranderja;
 $\gamma_{q,1}$ koeficient i pjesshëm për ngarkesat e përkoheshme “j”, i cili merr parasysh mundësinë e devijimit të pafavorshëm të vlerës së forcës nga vlera e tij përfaqësuese;
 $Q_{k,1}$ vlera karakteristike e veprimit të përkoheshëm (variabël) kryesor “1”;
 $\gamma_{q,i}$ koeficient i pjesshëm për ngarkesat e përkoheshme “i”;
 $\Psi_{0,i}$ koeficienti i kombinimit për ngarkesën e përkoheshme “i”;
 $Q_{k,i}$ vlera karakteristike e veprimit shoqërues të përkoheshëm (variabël) “i”.

Kombinimi i efekteve të forcave që do të konsiderohet do të bazohet në vlera projektuese e veprimit të përkoheshëm kryesor vlera projektuese e kombinimit shoqërues të veprimit të përkohshëm

$$E_d = E \left\{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

Kombinimi i forcave në kllapa $\{ \}$ mund të shprehet si:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \sum_{i \geq 1} \gamma_{q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Në këtë kombinim është marrë parasysh dhe efekti i ndryshimit të temperaturës dhe forcat që sjell ky ndryshim në strukturën tonë.

Kombinimi i veçantë – Veprim sizmik

Referuar seksionit 6.4.3.3 të EC0, kombinimi sizmik mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimet e veprimit sizmik me veprime të tjera

Vlera projektuese E_d e efekteve të veprimeve me situatën projektuese sismike, kombinimin e veçantë me ngarkesën sismike, duhet të përcaktohet në përputhje me kushtet teknike në fuqi mbi kombinimet e ngarkesave (në Eurokodin EN 1990:2002)

Efektet inerciale të veprimit sizmik projektues, duhet të vlerësohen duke marrë parasysh praninë e masave që u përgjigjen të gjitha ngarkesave peshë që shfaqen (paraqiten) në kombinimin vijues të veprimeve:

$$\sum G_{kj} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

G_{kj} veprimi konstant (ngarkesa e përhershme);

$Q_{k,i}$ veprimi variable (ngarkesa e përkohshme);

$\Psi_{E,i}$ koeficienti i kombinimit për ngarkesën e përkohshme (veprimin variable) i .

Vlerat e rekomanduara për faktorët Ψ_0 dhe Ψ_2 jepen në **Tabelën 2.6**, hartuar mbi bazën e tabelës A.1.1 të Eurokodit EN 1990: 2002 (Bazat e Projektimit).

Në shprehjen më lart $\Psi_{E,i}$ është koeficienti i kombinimit për veprimin variabël Q_i i cili mban parasysh probabilitetin që të gjitha ngarkesat $\Psi_{0,i} \cdot Q_{ki}$ (për gjëndjen kufitare të kufizimit të dëmtimeve) ose $\Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$ (për gjëndjen e fundit kufitare – **ULS**) të ndodhen në të gjithë strukturën në momentin (në rastin) e tërmetit ($\Psi_{E,i}$ merret duke shumëzuar $\Psi_{0,i}$ ose $\Psi_{2,i}$ me koeficientin ϕ). *Koeficientët e kombinimit $\Psi_{E,i}$ marrin parasysh mundësinë që ngarkesat $\Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$ të mos jenë të pranishme në të gjithë strukturën gjatë kohës së ndodhjes së tërmetit. Këta koeficientë mund të marrin parasysh gjithashtu pjesmarrjen e reduktuar të masave në levizjen që kryen struktura për shkak të lidhjes jo të ngurtë midis tyre.*

Vlerat $\Psi_{2,i}$ jepen në Rregullat Teknike përkatëse në fuqi që trajtojnë kombinimin e ngarkesave (tek Eurokodet, Eurokodi EN 1990:2002), kurse vlerat $\Psi_{E,i}$ jepen nëpërcaktimet përkatëse të këtyre Rregullave Teknike të Projektimit antisizmik, adoptuar sipas EC 8.

RREGULLA TË PËRGJITHSHME

KERKESAT TË PËRGJITHSHME PËR NDËRTESET NË LIDHJE ME VEPRIMIN SIZMIK

Strukturat në rajonet (zonat) sizmike, duhet të llogariten dhe të konstruohen në mënyrë të tillë që të plotësohen sa më mirë kërkesat e mëposhtme:

Kërkesa e mos-shembjes (No-collapse requirement)

Si kriter projektimi që i përgjigjet kësaj kërkesë është mundësia e perballimit të një tërmeti të fortë dhe relativisht të fortë që mund të ndodhë gjatë jetegjatesisë së objektit, në mënyrë të tillë që të mos ketë të tilla dëmtime strukturore se përmbysje, rrëshqitje, shembje, shkatërrime globale apo lokale të ndërtesës, që do të ishin të rrezikshme sidomos për sigurinë e njerezve. Projektimi duhet të sigurojë atë që, pas tërmetit, struktura të ruajë akoma një integritet strukturor dhe kapacitet mbajtës të konsiderueshëm. Tërmeti korrespondues i kësaj kërkesë çelësohet “tërmet projektimi”, kurse niveli i projektimit që u referohet kriterëve të mësipërme njihet me emërtimin “Projektim sipas gjendjes së fundit kufitare.”, për shkurt ULS (Ultimate Limit State).

Sipas kësaj kërkesë baze, sistemi strukturor duhet të verifikohet për sa i përket rezistencës së mjaftueshme dhe kapacitetit shuarez (disipues) të energjisë sizmike, karakteristika këto të lidhura me shfrytëzimin e mundshëm të reagimit jolinear të strukturave.

”Ballanca” midis rezistencës adekuate dhe kapacitetit shuarez të energjisë realizohet mbi bazën e klasifikimit të duktilitetit të strukturave dhe faktoreve sasiore korrespondues.

Ashtu siç edhe u prek disi më sipër, veprimi projektues sizmik shprehet nepermjet:

a) veprimit sizmik të referencës që lidhet me një probabilitet referencë kapercimi të tij, P_{NCR} , në 50 vjet ose me një periode perseritese referencë, T_{NCR} dhe b) faktorit të rëndësisë γ_I

SHENIM: Vlerat për P_{NCR} ose T_{NCR} janë: $P_{NCR}=10\%$ dhe $T_{NCR}=475$ vjet. (NCR-No Collapse Requirement)

Kerkesa e kufizimit te demtimeve (Damage limitation requirement)

Struktura duhet te projektohet dhe ndertoht e tille qe nje veprim sizmik, i cili kundrejt veprimit sizmik projektues , ka nje probabilitet me te madh qe te ndodhe-ajo ta perballoje pa pesuar demtime dhe kufizime perkatese perdorim(funksionaliteti),kostoja e te cilave do te ishte shume e larte ne krahasim me koston e vete struktures.

Veprimi sizmik qe duhet te merret parasysh per "Kerkesen e kufizimit te demtimeve" ka nje probabilitet kapercimi, PDLR, ne 10 vjet dhe nje periode perseritje, TDLR. ne mungese te te dhenave me te sakta, per kontrollin e "Kerkeses se reduktimit te demtimeve" ndaj veprimit sizmik projektues llogarites.

SHENIM :Vlerat per PDLR ose TDLR jane:PDLR=10% dhe TDLR=95 vjet.

Ne rajonet sizmike,rreziku sizmik duhet te merret parasysh ne fazen fillestare te llogaritjes konceptuale te struktures,duke aktivizuar keshtu krijimin e sistemeve strukturnore te cilet me kosto sa me te ulet te arrijne te kenaqin kerkesat baze te mesiperme.

Bazat e llogaritjes konceptuale

- 1.Thjeshtesia strukturnore
- 2.Uniformiteti dhe simetria
- 3.Rezistenca dhe shtangesia bi-direksionale(dy-drejtimore).
- 4.Rezistenca dhe shtangesia ne perdredhje.
- 5.Sjellja ne trajte diafragme e nderkatit.
- 6.Themele te zgjedhura dhe te projektuara mire.

Thjeshtesia strukturnore

Thjeshtesia strukturnore karakterizuar nga ekzistenca e menyrave (rugeve) te pastra dhe direkte per transmetimin e forcave sizmike,eshte nje objektivi i rendesishem qe duhet te ndiqet,qe ne fazen e modelimit,ashtu dhe te analizes,dimensionimit,detajimit dhe ndertimit sit e strukturave subjekte te shume me pak pasigurive dhe te atyre per te cilat parashikimi i sjelljes sizmike eshte mjaft real.

Uniformiteti, simetria

Uniformiteti ne plan karakterizohet nga nje shperndarje e barabarte e elementeve strukturnore, e cila lejon transmetim te shkurter dhe direkt te forcave te inercise te lindura ne masat e shperndara te nderteses.

Uniformiteti ne zhvillimin e struktures ne lartësi eshte gjithashtu i rendesishem,duke qene se ai tenton te eliminoje krijimin e zonave te ndjeshme ku perqendrimet e sforcimeve ose kerkesat e duktilitetit mund te shkaktojne kolapsin e parakohshem te objektit.

Nje marredhenie e ngushte dhe e drejte midis shperndarjes se masave dhe shperndarjes se rezistences dhe ngurtesise,eliminon jashtequndersite e medha midis mases dhe ngurtesise.

Ne qofte se objekti ka nje konfiguracion simetrik ose thajse simetrik,nje planifikim simetrik i elementeve strukture,te cilet do te shperndaheshin mire ne plan,eshte nje tregues i mire per arritjen e uniformitetit.

Aplikimi i shperndarjes se njetrajtshme te elementeve strukture,lejon nje rishperndarje me te favoreshme te forcave te brendshme dhe nje shtirje te shperndarjes se energjise pergjate se gjithë struktures.

Rezistenca dhe shtangesia bi-direksionale (dy-drejtimore)

Levizja horizontale sizmike eshte nje fenomen bi-direksional (nuk mund te parashikohet drejtimi i sakte i veprimit ne plan).Keshtu objekti duhet te jete ne gjendje t'i rezistojë veprimeve horizontale ne shume drejtime (keto mund te projektohen per lehetesi ne dy drejtime kryesore).

Per te kenaqur kete kusht,elementet strukture duhet te vendosen dhe rregullohen ne nje sistem (kuader) plan ortogonal,duke siguruar karakteristika te rezistences dhe te ngurtesise te ngjashme ne te dy drejtimet kryesore.

Zgjedhja e karakteristikave te ngurtesise se struktures, per te minimizuar efektet e veprimit sizmik,duhet te limitojë gjithashtu zhvillimin e deformimeve te medha te cilat mund te çojne ne paqendrueshmeri te tjera te shoqeruara me efekte te rendit te dyte ose me deme te teperta.

Efekti ” $P-\Delta$ “ i kombinuar me reagimin inelastik te struktures mund te coje ne nje reduktim te konsiderueshem te kapaciteteve mbajtese te elementeve rezistues vertikale per shkak te rritjes se momenteve perkules.Mund te shkaktohen keshtu situata dhe fenomene te instabilitetit strukturor.

Rezistenca dhe shtangesia ne perdredhje

Perveç rezistences dhe ngurtesise se siper trajtuar,objekti ,struktura duhet te paraqese rezistence dhe ngurtesi te mjaftueshme edhe ne perdredhje,ne menyre qe te limitojë zhvillimin e levizjeve përdredhëse të cilat tentojnë të sforcjnë në menyre jouniforme elementet strukturorë.Ne këtë linjë,përparasi paraqet përqendrimi i elementeve kryesore rezistues ndaj veprimit sizmik ne periferine e struktures.(muret mbajtese periferike).

Sjellja ne trajte diafragme e nderkatit

Ne ndertesa,dyshemete (perfshire tarracat),luajne rol shume te rendesishem ne sjelljen e pergjithshme sizmike te struktures.Ato sillen si diafragma horizontale te cilat marrin dhe transmetojne forcat e incise tek sistemet strukture vertikale dhe sigurojne që këto sisteme të punojnë bashkë për të përballuar veprimin sizmik.

Sjellja e nderkateve si diafragma është vecanërisht e përshtatshme në rastet e shpërndarjeve komplekse dhe jouniforme të sistemeve vertikale,ose kur sistemet që janë me karakteristika të deformueshmerisë horizontale të ndryshme,përdoren së bashku.(sistemet duale).

Sistemet horizontale,dyshemete (nderkatet) dhe tarracat duhet te kene rezistence dhe ngurtesi ne plan por edhe lidhje efektive me sistemet strukture vertikale.

Kujdes i vecante duhet te tregohet ne rastet e nderkateve(dyshemeve,soletave) jo-kompakte ose me forma shume te zgjatura dhe te gjera.

Ngurtesia dhe rezistenca e diafragmave ne plan,duhet te siguroje shperndarjen e forcave horizontale inerciale tek sistemet vertikale strukture,ne perputhje me analizen e marre.

Themele te zgjedhura dhe te projektuara mire

Duke konsideruar veprimin sizmik, llogaritja dhe konstruimi i themeleve dhe i lidhjeve me mbistrukturën, duhet të sigurojë që i gjithë objekti të jetë uniformisht i eksituar nga një veprim sizmik.

Nga sa më sipër, deduktojmë se reagimi i strukturen nën veprimin sizmik do të varet mjaft nga rregullsia e saj.

Kriteret e rregullsise ne plan dhe ne lartesi

Me qellimin e llogaritjes sizmike, strukturat e objekteve janë kategorizuar në :

a) të rregullta

b) të parregullta.

Ky dallim ka ndikim në këto aspekte të llogaritjes sizmike:

- modeli strukturor i cili mund të jetë model planar ose hapësor;

- metoda e analizës e cila mund të jetë një analizë e thjeshtuar e spektrit të reagimit ose një analizë modale;

- vlera e faktorit të sjelljes “q” e cila do të zvogëlohet për objektet me parregullsi në lartësi. (faktorin e sjelljes “q” do të trajtohet më poshtë).

Kriteret për rregullsi në plan.

Që objektet të konsiderohen si të rregullta në plan, ato duhet të plotësojnë këto kushte:

a) Duke siguruar ngurtësinë dhe shpërndarjen e masës, struktura e objektit duhet të jetë pothuajse simetrike (simetrike) në plan kundrejt të dy akseve.

b) Konfiguracioni në plan duhet të jetë kompakt, d.m.th. çdo soletë të kufizohet nga një kontur i mbyllur.

c) Ngurtësia në plan e soletës (nderkatit) duhet të jetë mjaftueshmerisht e madhe në krahasim me ngurtësinë e elementeve vertikale strukturore, në mënyrë që deformimi i saj të ketë një efekt të vogël në shpërndarjen e forcave përgjatë këtyre elementeve. etj

Kriteret për rregullsi në lartësi

Që objektet të konsiderohen si të rregullta në lartësi, ato duhet të plotësojnë këto kushte:

a) Të gjithë elementet mbajtës të strukturen duhet të ngrihen në mënyrë të pandërprerë për gjithë lartësinë e ndërtesës, duke filluar nga themelet dhe duke përfunduar në krye, ose kur janë të pranishme pengesa, deri në krye të një zone të përshtatshme.

b) Ngurtësia anësore dhe masa e çdo kati duhet të mbetet konstante ose të reduktohet gradualisht, pa sjellje ndryshime, që nga baza dhe deri në krye të objektit.

c) Në sistemet me skelet, raporti i rezistencës faktike të katit me rezistencën e kërkuar nga analiza nuk duhet të variojë në mënyrë joproporcionale midis kateve fqinje.

SISTEMI STRUKTUROR DHE ELEMENTËT STRUKTUROR

Percaktimi i sistemit strukturor, mënyrës së vendosjes së elementeve dhe i permasave të tyre, është një proces që kërkon njohje të mira dhe eksperiencë. Shpesh, kjo e fundit është edhe çelësi i arritjes së shpejtë të një zgjidhjeje dhe pranueshme.

Permasat e elementeve strukturore do të varen nga

- a) materiali i përdorur për realizimin e tyre;
- b) sistemi strukturor i zgjedhur;
- c) lloji dhe forma e objektit;
- d) vendi ku do të ndërtohet objekti;
- e) kushtet e veçanta në të cilat mund të ndërtohet objekti;
- f) ngarkesat;
- g) kushtet teknike në fuqi, etj.

Në mënyrë që të mund të zbatohet sa më saktë këto rregulla dhe procedura duhet të njihemi me disa koncepte të reja dhe shumë të nevojshme.

RREGULLA SPECIFIKE PËR OBJEKTET BETON-ARME.

Perkufizime të elementeve strukturale në baza të EC8:

Rajon kritik (ose **zonë disipative**): Rajon i një elementi sismik parësor, ku ndodh kombinimi më i pafavorshëm i efekteve të veprimeve apo formave (M, N, V, T) dhe ku mund të formohen çerniera plastike. Për çdo tip elementi sismik parësor, gjatësia e rajonit kritik përcaktohet në pikën (paragrafin) përkatës të këtij Seksioni.

Tra: Element strukturor (përgjithsisht horizontal), që i nënshtrohet kryesisht ngarkesave tërthore dhe një force aksiale projektuese të normalizuar jo më të madhe se 0,1 (shtypja konsiderohet pozitive).

Kollonë: Element strukturor (përgjithsisht vertikal), që mban ngarkesa peshë nëpërmjet shtypjes aksiale ose që i nënshtrohet një force aksiale projektuese të normalizuar $v_d = NEd / A_c \cdot f_{cd}$ më të madhe se 0,1.

Mur: Element strukturor (përgjithsisht vertikal), që mban elementë të tjerë dhe që ka një seksion tërthor të zgjatur, me një raport të gjatësisë ndaj trashësisë të tij l_w / b_w më të madh se 4.

Mur duktil: Mur i fiksuar në bazë në mënyrë të tillë që pengohet rrotullimi relativ i bazës kundrejt pjesës tjetër të sistemit strukturor, i projektuar dhe i detajuar (me konstruim) të tillë që të shuajë energji në një zonë çernierë plastike përkulëse, që nuk ka hapësira (boshllëqe) ose shpime të mëdha menjëherë sipër bazës së tij.

Mur me përmasa të mëdha i armuar lehtë: Mur me përmasa të mëdha të seksioneve tërthore (përmasa horizontale l_w të paktën e barabartë me 4,0m ose sa dy të tretat e lartësisë h_w të murit (konsiderohet ajo që është më e vogël), për shkak të të cilave pritet që të shfaqen plasaritje të kufizuara dhe sjellje inelastike në situatën sismike projektuese.

SHËNIM: Pritet që një mur i tillë të transformojë energjinë sismike në energji potenciale (nëpërmjet një ngritje të përkohshme të masave të strukturës) si dhe në energji të disipuar (të shuar) në truall nëpërmjet lëkundjes rrotulluese si trup i ngurtë ("rocking"), etj. Ky mur mund të projektohet efektivisht për konsumim (disipim) energjie nëpërmjet çernierës plastike në bazë, për shkak të dimensioneve të tij ose për shkak të mungesës së inkastrimit në bazë, apo të bashkimit me mure tërthore të përmasave të mëdha që pengojnë rrotullimin në bazë të çernierës plastike.

Mur i çiftëzuar (i lidhur): Element strukturor i përbërë nga dy ose më shumë mure të veçantë, të lidhur sipas një modeli të rregullt me anë trarësh duktile të konceptuar në mënyrë adekuate (trarë çiftëzues—"coupling beams"), të aftë për të zvogëluar, të paktën me 25%, shumën e momenteve përkulës në bazë, të cilët do të shfaqeshin në muret e veçantë në kushtet e një pune të ndarë nga njëri tjetri.

Perkufizime të sistemeve strukturale

Sistem me mure: Sistem strukturor në të cilin të dyja ngarkesat, vertikale dhe anësore, përballohen kryesisht nga mure strukturore vertikale, të çiftëzuar ose jo, rezistenca në përkulje e të cilëve në bazën e ndërtesës kalon madhësinë prej 65% të rezistencës totale në prerje të të gjithë sistemit strukturor.

SHËNIM: Në këtë përkufizim dhe në ato që vijojnë, pjesa e rezistencës në prerje mund të zëvendësohet nga pjesa e forcave prerëse në situatën sizmike projektuese.

Sistem me rama: Sistem strukturor në të cilin të dyja ngarkesat, vertikale dhe anësore, përballohen kryesisht nga rama hapsinore, rezistenca në prerje e të cilave në bazën e ndërtesës kalon madhësinë prej 65% të rezistencës totale në prerje të të gjithë sistemit strukturor.

Sistem dual: Sistem strukturor në të cilin përballimi i ngarkesave vertikale sigurohet kryesisht nga një rame hapsinore, ndërkohë që në rezistencën ndaj ngarkesave anësore kontribuojnë pjesërisht sistemi rame dhe pjesërisht muret strukturorë, të veçuar këta ose të lidhur (të çiftëzuar) midis tyre.

Sistem dual me rama–ekuivalente: Sistem dual në të cilin rezistenca në prerje e sistemit me rama në bazën e ndërtesës është më e madhe se 50% e rezistencës sizmike totale të të gjithë sistemit strukturor.

Sistem dual me mure–ekuivalentë: Sistem dual në të cilin rezistenca në prerje e mureve në bazën e ndërtesës është më e madhe se 50% e rezistencës sizmike totale të të gjithë sistemit strukturor.

Sistem me fleksibilitet përdredhës (i përkulshëm nga përdredhja – “torsionally flexible system”): Sistem dual ose me mure që nuk ka një ngurtësi përdredhëse minimale (shih pikën **Error! Reference source not found.**(4)P dhe (6)), si p.sh. një sistem strukturor që përbëhet nga rama të përkulshme (fleksibile) të kombinuara me mure të përqendruar afër qendrës së ndërtesës në plan.

SHËNIM: Ky përkufizim nuk përfshin sistemet me mure të cilët përmbajnë mjaft boshllëqe (shpime) përreth paisjeve dhe shërbimeve vertikale. Për sisteme të tillë do të duhej që përkufizimi më i përshtatshëm i konfigurimit të përgjithshëm përkatës të jepet rast pas rasti.

Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur: Sistem në të cilin 50% ose më shumë e masës së tij ndodhet në pjesën e 1/3 të lartësisë së ndërtesës, të marrë nga sipër, ose ku konsumimi (disipimi) i energjisë bëhet kryesisht në bazën e një elementi të vetëm strukturor të ndërtesës .

SHËNIM: Nuk i përkasin kësaj kategorie ramat një–katëshe me nivelin e sipërm (kreun) të kollonave të lidhur sipas të dy drejtimeve kryesore të ndërtesës dhe ku vlera e ngarkesës

Duktiliteti

Duktiliteti i elementeve strukturore dhe strukturave ne teresine e tyre, konsiderohet sot si nje faktor i rendesishem per vleresimin e kapaciteteve qe ato posedojne per perballimin e ngarkesave te ndryshme,ne vecanti veprimeve sizmike.

Duktiliteti dallohet nga soliditeti apo rezistenca,por ne thelb,edhe duktiliteti konceptohet si nje cilesi apo aftesi per te ofruar qendrese (rezistence) ndaj veprimeve te jashtme,vecse jo ne stadin elastik por ne ate plastik (inelastik) te deformimeve.

Pra,per elementet apo strukturat qe kane kete aftesi,d.m.th qe mund te perballojne deformime inelastike,jolineare,pa reduktime te konsiderueshme te aftesise mbajtese (kapacitetit) te tyre,thuhet se ato jane duktile,kane duktilitet.

Si i tille ,duktiliteti eshte i lidhur me karakteristikat plastike te materialeve ndertimore si dhe me menyren e reagimit inelastik te strukturave.

Duktiliteti-kerkese kryesore e projektimit antisizmik

Shumica e ndertesave betonarme apo celiku,perfshi ketu edhe ato te projektuara sipas kodeve antisizmike,posedojne nje soliditet te moderuar,te reduktuar ne krahasim me ate qe do te verehej gjate nje reagimi te supozuar si krejtesisht elastik ndaj termeteve te forte eventuale.

Perballimi i plote i forcave te brendshme qe do te rezultonin gjate atij reagimi do te kerkonte permasa dhe konstruime teper te renduara, zakonisht pertej mundesive reale ekonomike.

Minimizimi i demtimeve ne keto ndertesa si dhe sigurimi i qendreses (“mbijeteses”) se tyre ne raste termetesh te forte arrihet duke i projektuar dhe ndertuar ato ne menyre qe te ofrojne rezistence edhe ne stadin inelastik te reagimit.Ne terma te thjeshtuara,pikerisht kjo cilesi e strukturave dhe komponenteve te tyre quhet “duktilitet”.

Duktiliteti nenkupton vetine per te lejuar (perpara nje shkaterrimi te mundshem) deformime relativisht te medha pa patur reduktime te ndjeshme te aftesise mbajtese.

Gjithashtu,ne kushtet e ngarkimeve dhe shkarkimeve te perseritura,ne kete veti shprehet edhe kapaciteti per te absorbuar energji nepermjet reagimeve ciklike histeretike si ato qe tregohen ne figuren e meposhtme,per rastin e nje elementi betonarme me ngarkese perkulese.

Sic duket edhe nga figura,realizimi i cikleve histerezis ne vazhdimesi,duke ruajtur pothuajse te pandryshueshme amplituden e forces,shoqerohet me rritjen e vazhdueshme te deformimeve te elementit, zvogelimin e ngurtesise,por nuk kemi shkaterrim te tij.

Kufiri i karakteristikave duktile ne nje element apo strukture ,fizikisht eshte i lidhur me nje kufi te caktuar degradimi apo reduktimi te soliditetit,qe ne figuren e meposhtme eshte treguar me piken “C”.Megjithese arritja e ketij kufiri shpesh emertohet “kolaps”,ne fakt,pa arritur shkaterrimi i vertete i elementit,mund te kete akoma vend per deformime shtese pertej kesaj gjendjeje.Por kjo “rezerve finale” nuk merret parasysh gjate analizave.

Nje shkaterrim duktil “i perfaqesuar” pikerisht nga vija OABC,dallohet keshtu nga nje shkaterrim i tipit te thyeshem apo amorf ,qe jepet nga vija te tipi OAD.

Shkaterrimet e thyeshme (amorfe),implikojne humbjen e menjehershme dhe pothuaj te plote te soliditetit,dizintegrimin shpesh te plote te elementit apo struktures,dhe mungesen e nje paralajmerimi.Prandaj shkaterrimet e tipit te thyeshem duhet te shmangen nepermjet nje projektimi te pershtatshem dhe zbatimit korrekt te punimeve te ndertimit.

SHENIM :Diagrama e idealizuar elasto-plastike do te trajtohet ne bashkelidhur me konceptin e cernieres plastike.

Perkufizimet e duktilitetit

Le te mbeshtetemi tek figura e meposhtme. Duke iu referuar zhvendosjeve lineare,duktiliteti i elementit perkufizohet si raport i zhvendosjes totale Δ ne nje moment te dhene te reagimit kundrejt asaj te fillimit te rrjedhshmerise Δ_y .

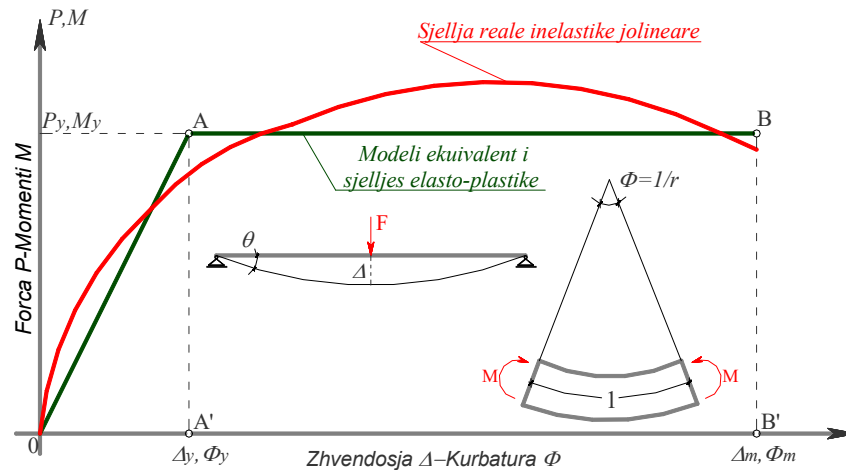
Ne qofte se shenojme duktilitetin me μ , si zakonisht ne literaturen teknike ,do te kemi:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \geq 1$$

Themi se duktiliteti ezaurohet plotesisht kur arrihet vlere maksimale μ_u e duktilitetit te disponueshem (te posedueshem) nga elementi apo struktura.Ne kete gjendje ,qe shenon edhe pragun e shkaterrimit,kemi:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Duktiliteti i disponueshem μ_u shpreh kapacitetin duktil te elementit apo struktures.



Ne “rang elementi”, duktiliteti, pervecse nga marredhenia “ $P-\Delta$ ”, mund te vleresohet edhe nga marredhenia ndermjet momentit maksimal “ M ” dhe kendit te rrotullimit “ θ ”.

Merret keshtu duktiliteti ne rrotullim “ μ_θ ”. Ky jepet si raport i kendit te rrotullimit te plote maksimal, “ θ_u ”, kundrejt kendit te rrotullimit ne pragun e rrjedhshmerise “ θ_y ”:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

Nga kurba e marredhenies ndermjet momentit “ M ” dhe kurbatures “ Φ ” (analoge me ate

Faktoret qe ndikojne ne madhesine e duktilitetit.

Disa nga faktoret kryesore nga te cilet varet duktiliteti jane:

- a) cilesia e materialeve ndertimore dhe vetite fiziko-mekanike te tyre;
- b) forma e seksioneve terthore dhe ne pergjithesi, gjeometria e elementeve perberes strukture dhe e strukturave ne teresine e tyre (per te patur duktilitet te ngritur duhen respektuar kerkesat per rregullsi apo simetri strukture.);
- c) lidhjet ndermjet elementeve strukture dhe menyra e realizmit te tyre;
- d) natyra e nderjeve mbizoteruese (te perkuljes, te shtypjes, prerjes);
- e) menyra e aplikimit te ngarkesave gjate procesit te ngarkim-shkarkimit: statike apo dinamike (por per thjeshtesi, ne shume raste pranohet qe duktiliteti dinamik te merret sa ai statik).

Ne strukturat komplekse, vleresimet sasiore numerike te faktoreve te ndryshem te duktilitetit dhe marredheniet ndermjet tyre jane pergjithesisht mjaft te veshtira per tu percaktuar. Kjo sepse per te kerkohet trajtimi duhur i varianteve te shumta te kurbave veprim –reagim.

Po kështu duhen konsideruar edhe mundësitë e ndryshme të plastifikimit dhe evoluimit të mekanizmave të shkatërrimit pas krijimit të një numri të mjaftueshëm “cernierash plastike”.

SHENIM :Koncepti i cernierës plastike do trajtohet në vijim.

Në rastin e sistemeve statikisht të pacaktuar, mundësitë e krijimit të këtyre cernierave janë të shumta dhe se ato shtohen me rritjen e shkallës së pacaktueshmerisë statike.

Që strukturat të reagojnë mirë në stadin inelastik, duhet që, në rradhë të parë, ato të realizohen me materiale duktile, sic është vecanerisht çeliku.

Por, edhe për këtë material duhet patur parasysh që, kur ai i nënshtrohet shtypjes së madhe aksiale, zhvillimi i deformimeve të mëdha inelastike, mund të interferohet me humbjen e parakoheshme të qëndrueshmerisë, çka sigurisht do të çojë në shkatërrim të strukturave mbajtëse. Betoni, guri dhe tulla, janë materiale tipike amorfe.

Ato, sic dihet punojnë shumë keq në tërheqje. Rezistenca në shtypje e tyre, mund të jetë edhe me e lartë, por, nëse nuk merren masa të vecanta përmirësuese konstruktive, deformimet maksimale kufitare në shtypje rezultojnë tepër të ulëta. Prandaj, strukturat mbajtëse prej betoni, murature apo druri, paraqesin kufizime përdorimi për rajonet me sizmitet të ngritur.

Në praktiken e ndërtimit masat përmirësuese të reagimit sizmik të strukturave të tilla, konsistojnë, në princip, në bashkimet e përshtatshme të materialeve ndërtimore amorfe me hekurin (çelikun), në mënyrë që të realizohen elemente duktile të afte për t’iu përgjigjur kërkesave për deformime të mëdha inelastike, të imponuara nga tërmetet e forta.

Konceptimi, realizimi dhe shfrytëzimi i duktilitetit dhe rezistencës post-elastike të elementeve strukturore është një metodë dhe praktikë e zakonshme e projektimit bashkëkohor në vendet sizmike të botes.

Në masat e marra për të realizuar një reagim të përshtatshëm duktil, arti i konstruimit krahas llogaritjeve analitike të nevojshme, merr një rëndësi të vecantë.

Edhe faktet e analizat inxhinierike të demtimeve të ndërtësive nga tërmetet kanë treguar se vetite duktile shfaqen të diferencuara në strukturat e tipeve të ndryshme dhe të ndërtuara me materiale të ndryshme. Strukturat metalike reagojnë më mirë ndaj tërmeteve, krahasuar me strukturat e tjera.

Krahas duktilitetit, si avantazh tjetër antisizmik i strukturave metalike, vlerësohet gjithashtu raporti i lartë “rezistence materiali-masë materiali”, çka shprehet me faktin që në këto struktura relativisht të lehta, shfaqen forca inerciale sizmike relativisht të vogla. Por, nëpërmjet një projektimi dhe zbatimi të kujdesshëm, të tilla që vë në krye kërkesave specifike të duktilitetit, mund të arrihet në atë që edhe konstruksionet betonarme të sillen si konstruksione antisizmike mjaft të përshtatshme.

Kapaciteti disipues (shuarez) i energjisë dhe klasat e duktilitetit

Llogaritja e objekteve b/arme antisizmike duhet ta pajisë strukturën me një kapacitet të duhur për shuarjen e energjisë, pa një ulje (zvogelim) të dukshëm të qëndrueshmerisë së saj kundrejt ngarkesave horizontale dhe vertikale.

Në situatat e llogaritjeve sizmike, të gjithë elementet strukturore duhet të kenë rezistencën e duhur dhe mundësinë e deformimit përtej fazës lineare, kërkuar në zonat kritike

(zona shuarese-zona të elementeve paresore sizmike, ku ndodh kombinimi me i rrezikshëm i efekteve të veprimeve të (M,N,V , T) dhe ku krijohen cernierat plastike).

Shtirirja e zonave kritike percaktohet per cdo element paresor sizmik ne menyre specifike ne funksion te kushteve te punes.),madhesi te cilat duhet te jene konform duktilitetit te plote (pergjithshem) te marre ne llogaritje.

Strukturat b/arme mund te llogariten per nje kapacitet te ulet te shuarjes se energjise dhe per nje duktilitet te ulet .(DCL)

Klasa “L” (low-e ulet) e duktilitetit, u korrespondon strukturave te projektuara sipas EC2,por me disa plotesime per te theksuar duktilitetin qe zoterojne strukturat;

Per ndertesa te cilat nuk jane te izoluara ne baze (menyre e realizimit te bazes se struktures duke perdorur amortizatore te fuqishem),llogaritja sipas kesaj alternative,eshte e rekomanduar vetem per rastet e termeteve te vogla.

Per objektet e tjera antisizmike nga ato te siper permendura,llogaritjet duhet te kryhen per nje kapacitet shuares te energjise dhe nje sjellje duktile te pergjithshme.

Sjellja e pergjithshme duktile eshte e siguruar nese kerkesat e duktilitetit perfshijne nje volum te madh te struktures,jane te ndara ne elemente te ndryshem te saj dhe ne pozicione te ndryshme ne te gjitha katet.

Keto objekte do te ndahen ne dy klasa duktiliteti ne perputhje me kapacitetin e tyre shuares te energjise:

1.me duktilitet te mesem (DCM); 2.me duktilitet te larte (DCH).

Klasa “M” (medium-e mesme) e duktilitetit, u korrespondon strukturave te projektuara sipas disa percaktimeve te posacme,te cilat i japin struktures aftesi per t`u futur ndjeshem ne fazen inelastike,pa pesuar deformime apo demtime te karakterit thyeres (amorf).

Klasa “H” (high-e larte) e duktilitetit, u korrespondon strukturave per te cilat projektimi realizohet i tille qe te siguroje zhvillimin e deformacioneve plastike ne perputhje me mekonizmat e zgjedhur ne menyre te pershtatshme (stabile),duke realizuar konsumin me te madh hysteretik (cikli Histerezis) te energjise sizmike te komunikuar nepermjet themeleve.

Pra, per te siguruar rritjen e duhur te duktilitetit ne klasat “M” dhe “H”, duhet te merren masa specifike per te gjitha elementet strukturore.

Kuptohet qe ne vendin tone ,mundesia e realizimit te sakte te punimeve ne perputhje me projektin ,specifike dhe te kompikuara sic kerkohen me siper,eshte mjaft e vogel (faktori kryesor eshte numri i vogel i punetoreve te kualifikuar).Kjo e ben shume te veshtire realizimin e strukturave me “DCH”,prandaj tentohet qe te pakten te arrihet klasa e mesme e duktilitetit.

Ne rastin tone ,objekti do te llogaritet dhe detajohet per nje duktilitet te mesem DCM.

Marredheniet “duktilitet-rezistence-ngurtesis”.

Kombinimi i cilesive duktile me kerkesat e ngurtesise dhe te rezistences,konsiderohet se realizon nje projektim adekuat (optimal) te strukturave ndertimore.Ne menyre qe te jemi te sigurt per shmangjen e nje shkaterrimi te tipit amorf,duhet te bejme verifikimin vijues:

Duktiliteti qe kerkon veprimi i dhene sizmik,d.m.th. termeti i projektimit,duhet te jete me i vogel se duktiliteti qe posedon realisht struktura ne gjendjen kufitare te saj ne prag te shkaterrimit.

Ketu duhet pasur parasysh edhe fakti qe shpesh here kerkesat per rritjen e shkalles se duktilitetit bien ndesh me ato te rezistences dhe ngurtesise.

Ne keto kushte, e sidomos ne rastin e strukturave beton-arme, behet praktikisht e pamundur arrtja e zgjidhjeve te plota, optimale, persa i perket duktilitetit strukturor. Sidoqofte, nepermjet permasimeve dhe armimeve korrekte e duke perdorur ne rradhe te pare betone te klasave te larta dhe celiqe relativisht te bute si dhe duke aplikuar vlera jo te larta te perqindjeve te armimit, mund te arrihen parametra te permiresuar te deformimeve post-elastike, pa krijuar probleme per rezistencen dhe rrigjeditetin.

Duhet pasur parasysh qe duktilitet me i madh mund te arrihet ne elementet qe punojne thjesht ne perkulje dhe me pak ne ata qe punojne ne shtypje me perkulje, me forca te vogla shtypese. Duktiliteti bie mjaft me shfaqjen e forcave te medha shtypese, e sidomos kur ka edhe forca prerese te medha. Por lidhur me duktilitetin mund te theksojme edhe "anen tjetere te medaljes": mundet qe duke i kushtuar rendesi ketij faktori te kalohet ne teprime te perdorimit te strukturave duktile. Absolutizimi i ketij faktori behet i rrezikshem, mbasi ai implikon nenvleftesimin apo

mos-marrjen parasysh te dy faktoreve te tjere te rendesishem, sic jane rezistenca dhe ngurtesia. Vetem ne kompleksin e tyre keta tre faktore (duktiliteti, rezistenca, ngurtesia) sigurojne reagim normal te strukturave ndaj ngarkesave te ndryshme, vecanerisht atyre sizmike. Duktiliteti i tepruar, mund te coje ne ate qe, per shkak te zhvendosjeve te medha post-elastike, elementet strukturore te pesojne deformime shume te medha te pakthyeshme. Keto deformime mund te

shkaktojen efekte te rrezikshme per teresine e konstruksionit sic jane efektet " $P-\Delta$ ".

Projektimi per klasen e mesme te duktilitetit (DCM)

Kerkesat per materialet

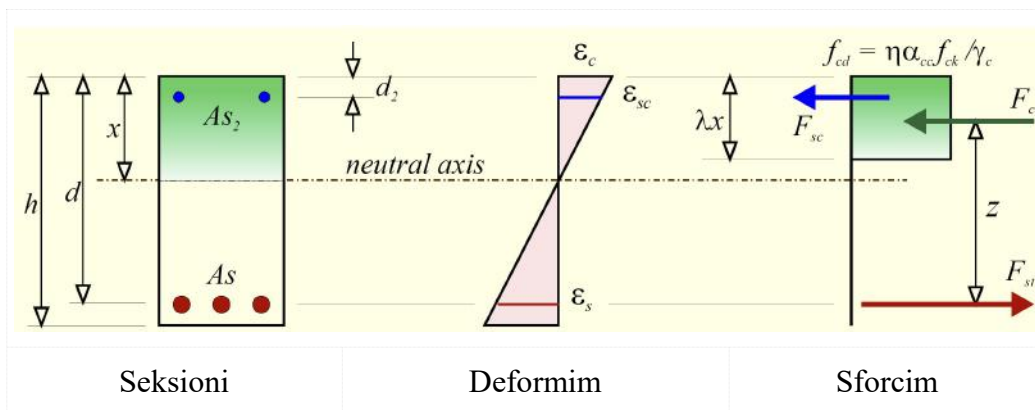
Ne elementet sizmike primare nuk lejohet perdorimi i klases se betonit me te ulet se C16/20.

Pervec kesaj kerkesese, te cilen e kemi plotesuar, ka edhe kerkesa te tjera te cilat lidhen me armaturen e perdorur qe do te trajtohen me pas.

Kerkesat geometrike

Traret

Duhet te kryhet transmetimi (transferimi) efektiv i momenteve ciklike nga nje tra paresor sizmik tek nje kolone nepermjet kufizimit te jashteqendresise te aksit te traut kundrejt atij te kolones me te cilin ai lidhet.



Konsiderohet se kënaqja e rregullit te pikes se mesiperme është e plotësuar kur kufizohet largësia midis akseve te qendrave te rendeses te te dy elementeve ne me pak se " $bc/4$ ",

ku “bc” është permasa më e madhe e seksionit tërthor të kolonës normal me aksin gjatësor të traut.

Për të përfituar nga efekti i favorshëm i shtypjes së kolonës për aderencën (kohezionin) e shufrave horizontale që kalojnë nëpër nyje, gjerësia” bw “e një trau paresor sizmik duhet të kenaqe kushtin:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$$

ku:

h_w lartësia e trarit;

b_c permasa më e madhe e seksionit tërthor të kolonës normal me aksin gjatësor të trau

Kujtojmë gjithashtu që për traret paresore duhet të respektohen kushtet:

Gjërësia e trarëve parësore sizmike nuk duhet të jetë më e vogël se 200 mm dhe raporti i gjërësisë ndaj lartësisë të brinjëve të trarëve parësore sizmike duhet të kenaqe dy kushtet vijuese:

Për situatën projektuese të qëndrueshme (kombinimin kryesor të ngarkesave):

$$\frac{l_{tot}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{dhe} \quad \frac{h}{b} \leq 2.50$$

Për situatën projektuese kalimtare (kombinimin shtesë të ngarkesave):

$$\frac{l_{tot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{dhe} \quad \frac{h}{b} \leq 3.50$$

ku:

l_{tot} largësia midis lidhjeve ndaj përdredhjes (hapësira dritë);

h lartësia totale e traut në pjesën qendrore të l_{tot}

b gjerësia e pllakës që punon në shtypje

Kolonat

Gjatë dimensionimit të elementit strukturor tra për duktilitet lokal duhet të kemi parasysh disa kritere të rëndësishëm që duhet të kemi parasysh. Këto kritere janë trajtuar në mënyrë të përbledhur të shprehur si vijon:

Me përjashtim të rasteve kur $\theta \leq 0.1$ do të duhej që, referuar përkuljes brenda një plani paralel me përmasën e konsideruar të kollonës, përmasat e seksioneve tërthore të kollonave parësore sizmike të mos jenë më të vogla se një e dhjeta e largësisë më të madhe midis pikës së kontraflksionit (infleksionit) dhe skajëve të kollonave. Ku θ koeficienti i ndikimit apo i ndjeshmërisë që i referohet zhvendosjes relative midis kateve (“*interstorey drift sensitivity coefficient*”) i cili llogaritet nga shprehja:

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

ku:

P_{tot} ngarkesa peshë totale në dhe sipër katit të konsideruar në situatën e sizmike projektuese;

d_r zhvendosja projektuese midis kateve (**interstorey drift**), e vlerësuar si diferenca e zhvendosjes mesatare anësore d_s në nivelin më të lartë dhe në atë më të ulët të katit;

V_{tot} forca totale sizmike e katit;

h lartësia e katit.

Konstruimi i elementeve parësor për gjëndjen e fundit kufitare (ULS)

A) TRARËT

Duhet të konsiderohen zona kritike zonat e një trau parësor sizmik që ndodhen brenda largësisë $l_{cr} = 1.5 \cdot h_w$ (ku h_w tregon lartësinë e traut) nga seksioni skajor ku futet në një nyje tra-kollon, sikurse edhe nga të dy anet e një seksioni tjetër terthor që tenton për të kaluar në rrjedhshmëri në situatën projektuese sizmike.

Në trarët parësore sizmike që mbajnë elemente vertikale jo të vazhduar (të nderprere p.sh kollona drejtëpërdrejtë mbi trarë), do të duhej që të konsiderohen si kritike zonat deri në largësinë $2h_w$ nga secila ane e elementit vertikal të mbeshtetur.

Brenda zonave kritike të trarëve parësore sizmike kërkesa për duktilitet lokal kënaqet nëse sigurohet një vlerë μ_ϕ për faktorin e duktilitetit të kurbaturës, të tillë që të jetë të paktën sa vlera e dhënë më lart. Kjo konsiderohet se kënaqet nëse plotësohen kushtet vijuese:

Në zonën e shtypur vendoset një sasi armature që nuk është më pak se gjysma e sasisë së vendosur të armatures së terhequr, si shtesë kjo e armaturës së nevojshme në bazë të kontrollit (verifikimit) të gjëndjes së fundit kufitare të traut (**ULS**) në situatën projektuese sizmike.

Perqindja e armaturës së tërhequr ρ nuk kalon një vlerë ρ_{max} të barabartë me:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ku:

ρ_{max} dhe ρ' janë të dyja të normalizuara kundrejt produktit $b \cdot d$ ku b është gjërësia e pllakës së poshtme (**bottom flanga**) të traut, dhe konsiderohet që në madhësinë ρ është përfshirë sasia e armaturës në soletë e vendosur paralel me traun brenda gjërësisë efektive të pllakës.

Kushtet e domosdoshme të duktilitetit kënaqen në të gjithë gjatësinë e një trau parësor sizmik, nëse raporti (përqindja) e armaturës së tërhequr ρ nuk është në asnjë vend më i vogël se sa vlera minimale vijuese ρ_{min} :

$$\rho_{min} = 0.5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

Brenda zonave kritike të trarëve parësore sizmike duhet të sigurohet vendosja e stafave të mbyllura (“hoops”) që plotësojnë kushtet vijuese:

Diametri i stafave d_{bw} është jo më i vogël se 6mm.

Largësia s e stafave nuk kalon madhësinë e përcaktuar nga kushti:

$$s = \min \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 175mm; 6d_{bl} \}$$

ku:

h_w largësia midis armaturës së sipërme dhe të poshtme;

d_{bw} diametri i stafave;

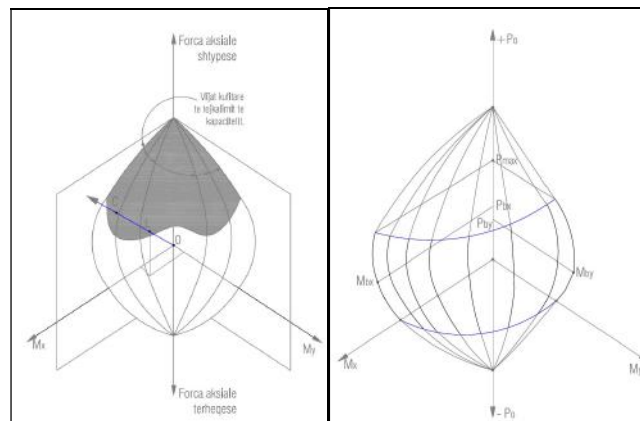
d_{bl} diametri minimal i shufrave gjatësore.

B) KOLONAT

Në projektimin e kollonave llogaritet armatura gjatësore, nëqoftëse kjo armaturë gjatësore është e specifikuar, kushti për ngarkimin e kollonës jepet nga një raport të kapacitetit të kollonës, i cili jep një orientim të kushtve të ngarkimit të kollonës duke respektuar kapacitetin e saj. Proçedura për armimin e kollonës ndjek disa hapa:

Gjenerohet një sipërfaqe interaksioni me një forcë aksiale-moment biaksial (kundrejt dy akseve x, y), për të gjitha tipet e ndryshme të seksioneve të kollonave. Një sipërfaqe tipike interaksioni paraqitet në figurën më poshtë (fig3). Kontrollohen kapacitetet e çdo kollone për forcat aksiale dhe momentet të përfutuara nga çdo kombinim ngarkesash, në çdo skaj të kollonës. Ky hap shërben edhe për të llogaritur armaturën e kërkuar.

Detajet për gjenerimin e sipërfaqes së interaksionit ndryshojnë nga kodi në kod. Kontrolli i kapacitetit bazohet në atë që pikat e ngarkesave të disenjimit bien brenda volumit të interaksionit në një forcë hapësinore, siç tregohet në figurë.



Në kushtet për projektimin e kollonës futet edhe përcaktimi i një raporti për kapacitetin. Kjo bazohet në një raport të kushteve të nderjes së kollonës kundrejt mundësive reale të kapacitetit të saj. Ky kontroll fillon me futjen në diagramën e interaksionit të (N, M_x, M_y) si pika “L” në fig.4. nëse pika ndodhet brenda volumit të hapësirës së interaksionit, atëherë mund të themi që kapaciteti i kollonës është i mjaftueshëm, në të kundërt kollona ka mbinderje.

Raporti i kapacitetit përcaktohet duke pasqyruar pikën “L” në sipërfaqen e interaksionit, pra duke përcaktuar pikën “C”. Kjo pikë përcaktohet nga një interpolim linear tri-dimensional. Raporti kapacitiv jepet nga raporti: OL/OC.

Nëse OL=OC (ose CR=1) atëherë pika shtrihet në sipërfaqen e interaksionit dhe kollona është në limit të kapacitetit;

Nëse OL<OC (ose CR<1) atëherë pika shtrihet në hapësirën e interaksionit dhe kollona ka një kapacitet të mjaftueshëm;

Nëse OL>OC (ose CR>1) atëherë pika shtrihet jashtë sipërfaqes së interaksionit dhe kollona ka

nderje më të mëdha se ato që mund të përballojë;

Më poshtë po paqesim disa kritere të rëndësishëm që duhet të kemi parasysh gjatë konstruimit të elementit strukturor kollonë për duktilitet lokal. Trajtimi i këtyre kritere është bërë në mënyrë të përbledhur meqënëse këto kritere do trajtohen në kapitullin vijues ku do tregojmë dhe ndikimin që kanë stafat në këtë element strukturor. Kriteret janë si më poshtë:

Përqindja total e armimit ρ_1 nuk duhet të jetë më pak se 0,01 (1%) dhe jo më i madh se 0,04 (4%). Në seksionet tërthorë simetrikë do të duhej të sigurohet armim simetrik ($\rho=\rho'$).

Duhet të konsiderohen zona kritike zonat që ndodhen brenda largesise l_{cr} nga të dy seksionet skajore të një kollone parësore sizmike. Nëse nuk kemi të dhenave të sakta atëherë gjatësia e zonës kritike l_{cr} mund të llogaritet si më poshtë :

$$l_{cr} = \max \{1.5 \cdot h_c; l_{cl}/6; 600mm\}$$

ku:

h_c përmasa më e madhe e seksionit tërthor të kollonës;

l_{cl} lartësia e pastër e kollonës.

Në se $l_{cl}/h_c < 3$ atëherë e gjithë lartësia e kollonës parësore duhet të konsiderohet si zonë kritike dhe duhet të armohet si e tillë që të efitohet shfaqja e efekteve të rëndit të dytë $P - \Delta$ që ndikon në uljen e ngurtësis dhe rezistencës të elementit strukturor.

Në zonën kritike, në bazën e kollonave parësore sizmike do të duhej që të sigurohet një vlerë μ_ϕ e faktorit të duktilitetit të kurbaturës, e tillë që të jetë të paktën sa vlera e dhëne më lart. Në se për një vlerë të specifikuar të μ_ϕ kërkohet një vlerë deformacioni në betoni më e madh se $\varepsilon_{cu,2} = 0.0035$ kudo në seksionin tërthor, atëherë kompesimi i humbjes së rezistencës për shkak të shpërthimit të betonit mund të arrihet nëpërmjet një shtrëngimi (kufizimi) adekuat të bërthamës të seksionit. Kjo kërkesë quhet e analizuar në se plotësohet kushti:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

ku:

ω_{wd} raporti volumetrik mekanik i stafave kufizuese (shtrënguese) në zonat kritike;

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Vëllimi i stafave kufizuese } f_{yd}}{\text{Vëllimi i bërthamës së betonit } f_{cd}}$$

μ_ϕ vlera e kërkuar e faktorit të duktilitetit të kurbaturës;

v_d forca projektuese aksiale e normalizuar ($v_d = N_{ed} / A_c \cdot f_{cd}$), e cila nuk duhet të kalojë vleren 0.55;

$\varepsilon_{sy,d}$ vlera projektuese e deformacionit të hekurit (çelikut) të tërhequr në gjëndjen e rrjedhshmerisë.

Hartoi:

“A.SH. Engineering” shpk