

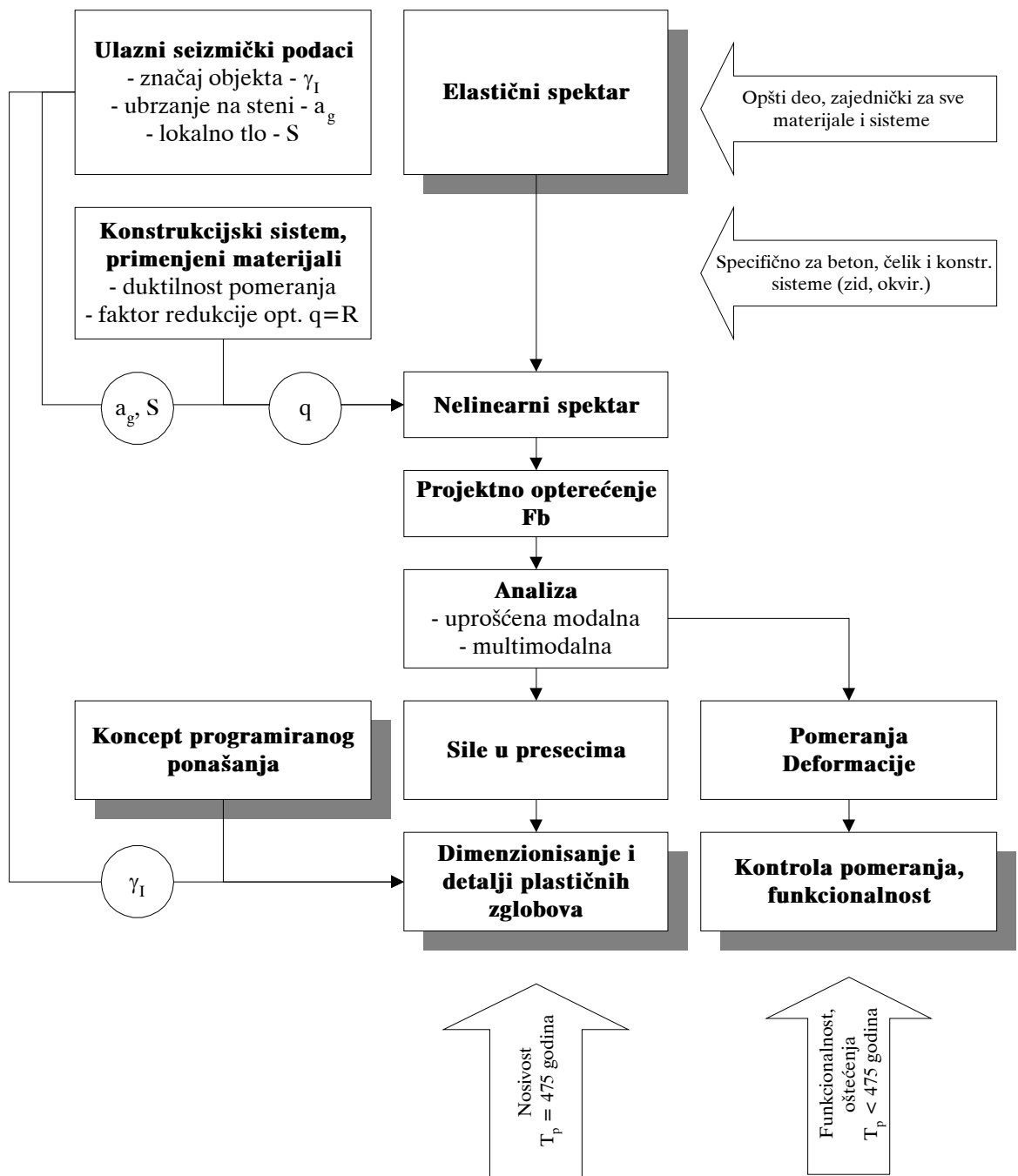
6. KONCEPT SAVREMENIH PROPISA - UVOD U EVROKOD 8 (EC8)

UVOD

Prethodna razmatranja se u ovom poglavlju sistematizuju u formi savremenih propisa, za čiji je "uzorak" usvojen predlog budućih evropskih propisa Evrokod 8 /13/.

6.1 OPŠTI ALGORITAM PROPISA

Na osnovu prethodnih opštih razmatranja treba oformiti korektan, ali i dovoljno jednostavan koncept i detalje propisa za primenu u svakodnevnoj praksi.



Slika 6.1 Algoritam projektovanja seizmički otpornih konstrukcija

Uvažavajući činjenicu da je zemljotres samo jedno od *dejstava na konstrukciju*, a da sva ostala (stalno, korisno,...) inženjeri u praksi modeliraju kao *spoljno opterećenje* konstrukcije, većina propisa, pa i EC8 *efekte zemljotresa* na konstrukcije interpretira kao još jedan *slučaj spoljnog opterećenja*, slika 2.3.a. U tom slučaju, iznos *projektnog opterećenja*, uz uslov da je *obezbeđen duktilan nelinearan odgovor konstrukcije* generalno se određuje prema opštem algoritmu prikazanom na slici 3.12. Imajući u vidu specifičnosti konstrukcija u pogledu primenjenih materijala, tehnologija građenja i konstrukcijskih rešenja objekata - dispozicija, opšti algoritam se naravno modifikuje. Usvajajući dodatno i *koncept programiranog ponašanja* kao meru obezbeđenja pouzdanosti *plastičnog mehanizma* konstrukcije u celini, algoritam prema EC8 prikazan je na slici 6.1.

6.2 ULAZNI SEIZMIČKI PODACI

Prema EC8, nacionalna teritorija se deli na "*seizmička područja*", zavisno od "*lokalnog hazarda*". Za povratni period *referentnog zemljotresa* usvaja se $T_p = 475$ godina.

Kao referentni podatak za opisivanje efekata zemljotresa usvaja se *maksimalno ubrzanje tla* a_g na nivou *osnovne stene*, slika 1.1. Za primenu u praksi, seizmičke karte intenziteta treba zameniti *kartama ubrzanja osnovne stene*. Oblasti sa ubrzanjima $a_g > 0,10g$ smatraju se oblastima *visoke seizmičnosti*. U oblastima sa ubrzanjima $a_g < 0,04g$ nije potrebna posebna analiza za uticaje zemljotresa.

Klasifikacija *lokalnog tla*, vrši se prema brzini prostiranja *smičućih talasa* kroz tlo. Za različite *klase tla* definiše se multiplikator S ubrzanja a_g osnovne stene:

Klasa A	stena	brzina talasa $V_s > 800$ m/s	$S = 1,0$
Klasa B	zbijene naslage	brzina talasa $V_s > 200$ m/s	$S = 1,0$
Klasa C	rastresite naslage	brzina talasa $V_s < 200$ m/s	$S = 0,9$

6.3 ELASTIČNI SPEKTAR UBRZANJA

Efekti dejstva zemljotresa na *elastičan sistem* sa jednim stepenom slobode i periodom oscilovanja T opisuju se *elastičnim spektrima ubrzanja*, sa prigušenjem od 5%.

$$S_e(T) = a_g S A(a_g) \quad (6.1)$$

Funkcija $A(a_g)$ za kategoriju tla B prikazana je crtkastom linijom na slici 6.2. Kriva dobro opisuje efekte zemljotresa El Centro, ali ne i naše *lokalne zemljotrese*, o čemu eventualno treba voditi računa pri donošenju budućih *nacionalnih propisa*.

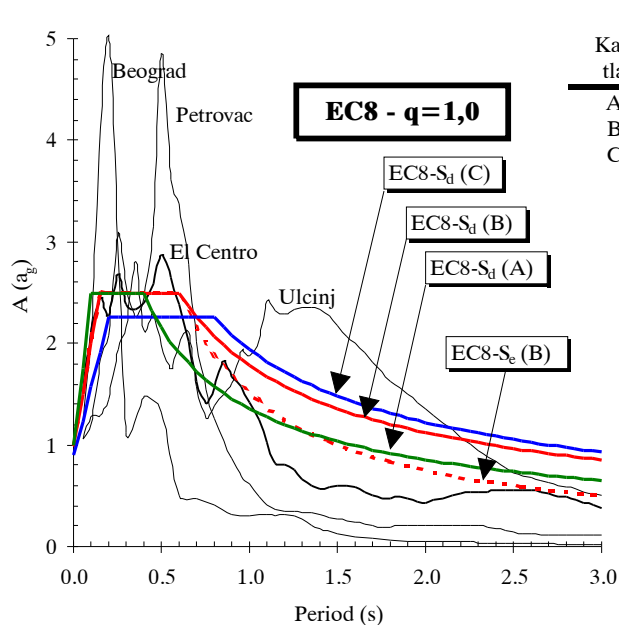
Elastični spektri ubrzanja definisani su relacijama (6.2-5), gde je β_0 *faktor amplifikacije* ubrzanja konstrukcije, T_B , T_C i T_D *karakteristične periode*, S *parametar lokalnog tla*, a μ *korekcionni faktor* za slučaj prigušenja različitih od 5% (za $\xi = 5\%$, $\mu = 1,0$). U tabeli 6.1 prikazane su vrednosti parametara zavisno od kategorije lokalnog tla.

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \beta_0 - 1) \right] \quad (6.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta \beta_0 \quad (6.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta \beta_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)^{k_1} \quad (6.4)$$

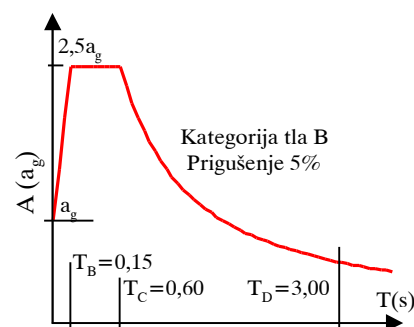
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta \beta_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)^{k_1} \left(\frac{T_D}{T} \right)^{k_2} \quad (6.5)$$



Slika 6.2 Elastičan spektar ubrzanja

Tabela 6.1

Kat. tla	S	β_0	k1	k2	T_B	T_C	T_D
A	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,40	3,0
B	1,0	2,5	1,0	2,0	0,15	0,60	3,0
C	0,9	2,5	1,0	2,0	0,20	0,80	3,0



Slika 6.3 Parametri spektra

Za kategoriju tla *B*, na slici 6.3 ilustrovane su karakteristične vrednosti *elastičnog spektra ubrzanja*, pri čemu je $A(a_g) = S_e(T)/a_g S$. Za krute konstrukcije, sa niskim periodama sopstvenih oscilacija, ubrzanje konstrukcije je praktično jednako ubrzanju tla a_g . U oblasti srednjih perioda $T < T_C$, ubrzanja konstrukcije su 2,5 puta veća od ubrzanja tla.

6.4 KLASSE DUKTILNOSTI KONSTRUKCIJA

Elastični odgovor konstrukcije je teorijska gornja granica opterećenja konstrukcijskog sistema. Međutim, svaka armiranobetonska konstrukcija poseduje izvestan kapacitet nelinearnih deformacija, kako zbog pojave prslina, tako i zbog činjenice da dimenzionisanje preseka sa dilatacijama čelika od 0,010 ili više, obezbeđuje izvestan minimalni kapacitet nelinearnih deformacija - *najnižu realnu duktilnost* konstrukcije.

Pri *redukciji elastičnog odgovora* do nivoa prihvatljivog, *projektnog opterećenja* takođe postoji granica. Niže sile podrazumevaju veći udeo nelinearnih deformacija koje konstrukcija treba da izdrži bez značajnijeg pada nosivosti. Pored toga, rano otvaranje plastičnih zglobova, pri malim horizontalnim silama, snižava opštu stabilnost konstrukcije za dejstva gravitacionih opterećenja i vetra. Zbog toga se, za različite *vrste konstrukcijskih sistema* ograničava najniža vrednost projektnog opterećenja, odnosno *najviša prihvatljiva duktilnost* konstrukcije.

Nezavisno od vrste konstrukcijskog sistema, EC8 nudi izbor između tri nivoa projektnog opterećenja, nazvana *klasom duktilnosti*: klasa *visoke duktilnosti* sa oznakom DCH (najniži iznos projektnog opterećenja), klasa *srednje duktilnosti* - DCM i klasa *niske duktilnosti* - DCL (najviši iznos projektnog opterećenja). Za svaku od klasa duktilnosti, definisani su i odgovarajući uslovi za konstruisanje detalja koji treba da obezbede *zahtevano ponašanje konstrukcije*.

Projektanti se u praksi sve češće susreću sa složenim arhitektonskim zahtevima, koji za posledicu imaju nejasna konstrukcijska rešenja sa stanovišta ponašanja u uslovima zemljotresa, koja se ne uklapaju u "idealne konstrukcijske sisteme" na koje se eksplicitno odnose stavovi EC8. Ovakvi sistemi se često nazivaju *sistemima ograničene duktilnosti*, za koje se dokaz sigurnosti vrši sa povećanim seizmičkim uticajima.

6.5 DOZVOLJENA VREDNOST FAKTORA REDUKCIJE OPTEREĆENJA - FAKTORA PONAŠANJA PREMA EC8

Činjenicu da raspoloživa *duktivnost pomeranja* realnih konstrukcija zavisi od raspoložive *duktivnosti krivina* preseka elemenata kao i konstrukcijskog sistema, EC8 uvažava definisanjem promenljive vrednosti faktora redukcije opterećenja R , koji se u EC8 naziva *faktor ponašanja* q :

$$q = q_0 k_D k_R k_W \quad (1,5 \leq q \leq q_0) \quad (6.6)$$

gde su

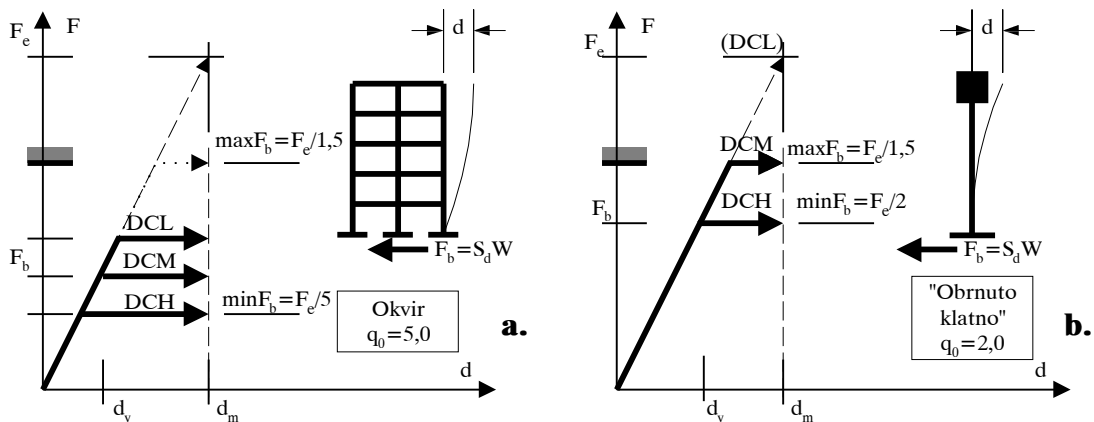
- q_0 osnovna vrednost faktora ponašanja, zavisna od vrste konstrukcijskog sistema, definisana u Tabeli 6.2;
- k_D faktor koji uzima u obzir usvojenu klasu duktilnosti, jednak: $=1,00/0,75/0,50$ za klase duktilnosti DCH/DCM/DCL, respektivno;
- k_R faktor koji uzima u obzir pravilnost konstrukcije po visini, jednak: $1,00/0,80$ za regularne odnosno neregularne konstrukcije, respektivno;
- k_W faktor koji uzima u obzir "preovlađujuću vrstu loma konstrukcijskih sistema sa zidovima", zavisno od toga da li su *zidovi vitki ili kratki*. Za okvirne sisteme je $k_W = 1$, dok za sisteme zidova i dvojne sisteme zidova, njegova vrednost zavisi od preovlađujućih proporcija zidova, i manja je od 1,0 kada je odnos visine prema širini zida manji od 3.

Tabela 6.2: Osnovne vrednosti faktora ponašanja q_0

VRSTA KONSTRUKCIJSKOG SISTEMA		q_0
Okvirni sistem		5,0
Dvojni sistem	sa dominantnim okvirima	5,0
	sa dominantnim zidovima, sa povezanim zidovima	5,0
	sa dominantnim zidovima, sa nepovezanim zidovima	4,5
Sistem zidova	sa povezanim zidovima	5,0
	sa nepovezanim zidovima	4,0
Sistem sa jezgrom		3,5
Sistem obrnutog klatna		2,0

Minimalna vrednost faktora ponašanja ograničena je na 1,5, iz čega treba zaključiti da "bilo kakva" armiranobetonska konstrukcija, dimenzionisana prema graničnim stanjima nosivosti, poseduje minimalnu duktilnost, tako da nivo opterećenja može da se obori na 1/1,5 (67%) punog elastičnog opterećenja.

To što je za dve konstrukcije usvojena ista klasa duktilnosti, ne mora da znači da će i nivo opterećenja biti isti, slika 6.4. Vodotoranj, tzv. *sistem obrnutog klatna* visoke duktilnosti projektuje se na 2,5 puta veće seizmičko



Slika 6.4 Klase duktilnosti: konstrukcijski sistem - projektno opterećenja

opterećenje od okvira takođe visoke duktilnosti.

Izborom klase duktilnosti i vrednosti faktora ponašanja, projektant utiče na nivo projektnog opterećenja usled zemljotresa, pri kome će da nastupi formiranje plastičnog mehanizma konstrukcije. Niže projektno opterećenje podrazumeva potrebnu veću

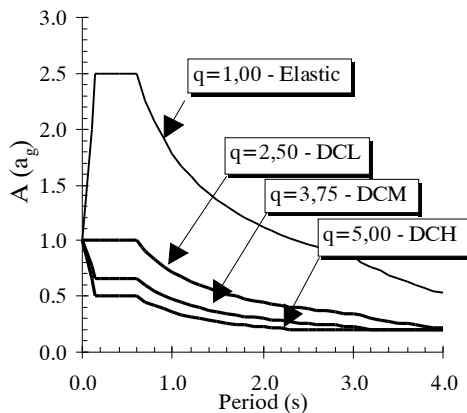


duktilnost, veći iznos nelinearnih deformacija i strožije uslove za konstruisanje detalja.

Prema tome, na projektantu je da izabere *optimalno rešenje*, balansirajući između nosivosti i duktilnosti.

6.6 PROJEKTNII (NELINEARNI) SPEKTAR UBRZANJA

Prema EC8, za usvojenu *klasu duktilnosti*, vrednost *faktora ponašanja q* je *konstantna vrednost*. Uticaj perioda oscilovanja, videti sliku 3.10.a, EC8 aproksimira različitim definisanim projektnim spektrom u području kraćih odnosno dužih perioda oscilovanja.



Slika 6.5 Projektni spektar ubrzanja

umesto ubrzanja osnovne stene a_g pojavljuje se odnos $\alpha = a_g/g$:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = \alpha S \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (6.7)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = \alpha S \beta_0 / q (= S_e(T) / gq) \quad (6.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \alpha S \frac{\beta_0}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)^{k_{d1}} \geq 0,20\alpha \quad (6.9)$$

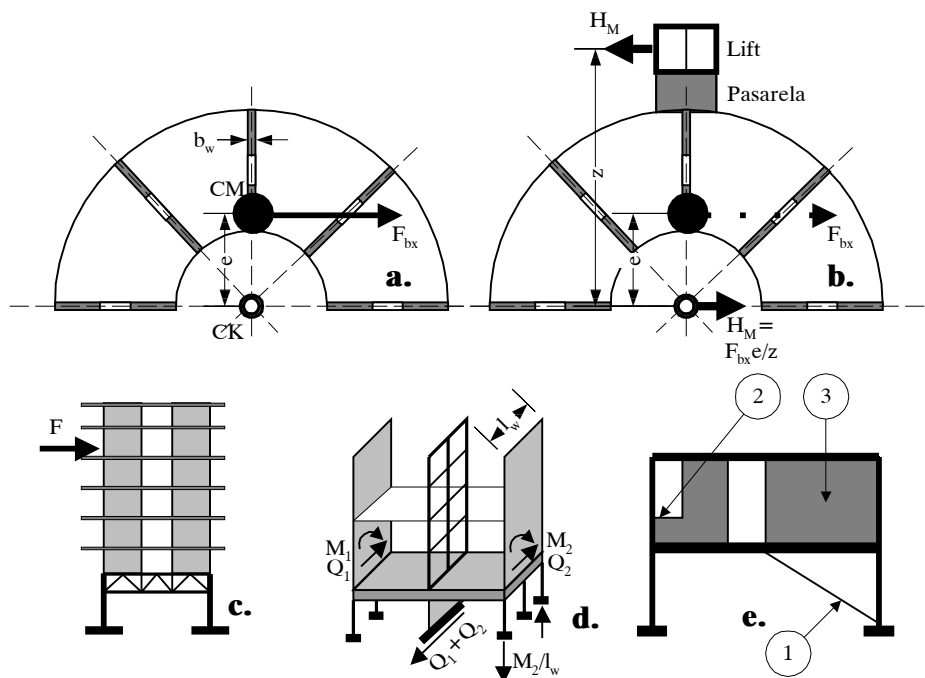
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \alpha S \frac{\beta_0}{q} \left(\frac{T_C}{T_D} \right)^{k_{d1}} \left(\frac{T_D}{T} \right)^{k_{d2}} \geq 0,20\alpha \quad (6.10)$$

gde je $k_{d1} = 2/3$ a $k_{d2} = 5/3$.

Za kategoriju tla B , na slici 6.5 prikazan je nelinearni, projektni spektar ubrzanja za različite vrednosti faktora ponašanja q .

6.7 REGULARNOST KONSTRUKCIJE

Za pouzdano ponašanje konstrukcije pri zemljotresu, jedna od najefikasnijih mera je obezbeđenje *regularnosti konstrukcije*, kako u osnovi tako i po visini, slika 6.6.



Slika 6.6 Regularnost konstrukcije

samo u slučaju horizontalnih uticaja u upravnom pravcu, kada rezultanta seizmičkih sila koje deluju u centru mase prolazi kroz centar krutosti. Pri dejstvu zemljotresa u poprečnom pravcu, stvara se neuravnoteženi moment torzije u osnovi $F_{bx} e$ koji može lako dovesti do kolapsa.

Dodavanje vertikalnog liftovskog šahta, povezanog pasarelom sa tavanicom objekta, formalno rešava problem torzije, jer se moment torzije osnove može prihvatiti spregom sila $H_M = F_{bx} e/z$, slika 6.6.b.

Betonska konstrukcija liftovskog jezgra verovatno da može da prihvati predviđena opterećenja, ali problem fundiranja je u ovakvim slučajevima ponekada teško rešiv. Naime, značajne horizontalne sile prenete su na element čije je gravitaciono opterećenje nesrazmerno, pa je teško sprečiti preturanje konstrukcije, bez povezivanja sa temeljima susjednih elemenata koji imaju značajniju normalnu silu.

Na slici 6.6.c prikazan je primer konstrukcije takođe hotela, sa dva AB zida oslonjena na rešetkasti okvir. Za uticaje gravitacionih opterećenja konstrukcija je stabilna, može da bude stabilna i u slučaju zemljotresa, samo je nejasno koji nivo opterećenja usvojiti, kolika je vrednost faktora ponašanja, i kako izgleda plastični mehanizam odnosno raspored plastičnih zglobova? U "uklještenju" šestoetažnih nosećih zidova elastično "fundiranih" na okviru, sigurno ne mogu da se realizuju plastični zglobovi.

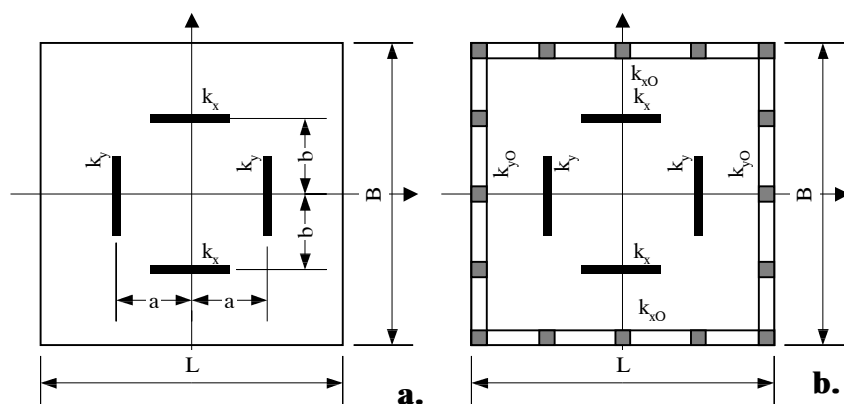
Tehnički je izvodljivo, ali ipak treba izbegavati komplikovane "migracije" horizontalni sila naglom promenom konstrukcijskog sistema u jednoj etaži, slika 6.6.d. Prenos seizmičkog opterećenja bočnih zidova mora u nivou najniže tavanice da se reorganizuje, da se momenti do temelja sprovedu spregom sila stubova, što može da ugrozi stubove, a da se transversalne sile preko tavanice prevedu na srednji zid.

Konstrukcije koje su stabilne za uticaje gravitacionih opterećenja, mogu u toku zemljotresa da postanu nestabilne i da dožive kolaps, slika 6.6.a. Radijalno raspoređeni zidovi konstrukcije hotela mogu da prime horizontalne uticaje praktično samo u svojoj ravni. Rezultanta sila zidova prolazi kroz centar krutosti - CK, na ekscentricitetu e u odnosu na centar mase - CM. Konstrukcija je uslovno stabilna

Konačno, "sitni detalji" mogu da izmene pretpostavljeno ponašanje konstrukcije. Konstrukcija okvira na slici 6.6.e. može pri zemljotresu da se blokira prisustvom stepenica, detalj 1. Naknadno umetanje pregradnih zidova u ravni okvira može da izazove skraćenje visine stuba i lom transverzalnim silama, detalj 2. Ako je površina ispune značajna a ispunjena intimno spojena sa okvirom, detalj 3, velika je verovatnoća da će se umesto sistema sa dve mase, konstrukcija ponašati kao sistem sa *fleksibilnim prizemljem*, i da će se sva deformacija obaviti u okviru prizemlja, što je vrlo neprijatno i nepoželjno, prema EC8 praktično zabranjeno.

6.8 TORZIONA KRUTOST KONSTRUKCIJE

Pri razmatranju stabilnosti konstrukcija usled samo gravitacionih opterećenja, obično se ne proverava torziona krutost i stabilnost objekta u celini, otpornost na uvrtnje oko vertikalne ose usled gravitacionih opterećenja. Pri zemljotresu, torzione oscilacije, deformacije i naprezanja postaju značajni, pri čemu torziona krutost objekta utiče čak i na dozvoljenu maksimalnu vrednost redukcije opterećenja, faktora ponašanja q .



Slika 6.7 Torziona krutost

Na slici 6.7.a prikazana je osnova poslovnog objekta, sa četiri AB zida, bez izraženih okvira. Torziona krutost konstrukcije najveća je ako su zidovi na fasadi, $a=L/2$, $b=B/2$. Ako su zidovi koncentrisani ka centru osnove i konstrukcija prelazi u "sistem sa jezgrom", tada bi veće dopuštene nelinearne deformacije

zidova uz rotacije tavanice mogle u ravni fasade da izazovu neprijatne posledice, prevelika ukupna pomeranja. U konkretnom slučaju, kada je $a=L/4$ ($b=B/4$), torziona krutost objekta prema EC8 postaje niska, i sistem treba tretirati kao *sistem sa jezgrom*, sa sniženom osnovnom vrednošću faktora ponašanja $q_0 = 3,5$.

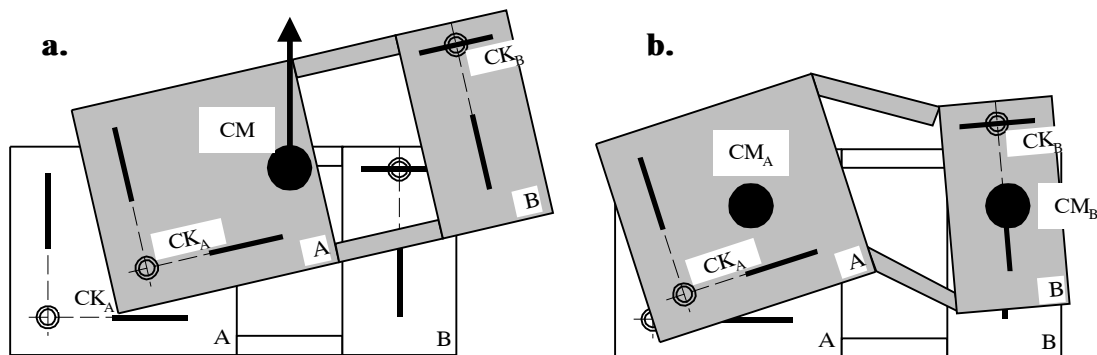
U ovakvim situacijama, potrebno je konstruisati okvire po obimu objekta, čest koncept konstrukcije u slučaju visokih objekata, slika 6.7.b.

Za prizemlje konstrukcije na slici 6.6.d takođe se može reći da je torziona krutost problematična.

6.9 KRUTOST TAVANICA U SVOJOJ RAVNI

Da bi *vertikalni noseći elementi* mogli da prihvate inercijalne sile masa tavanica, moraju pre svega da budu pouzdano povezani sa tavanicama. Sa druge strane, da bi se obezbedila proračunska pretpostavka da tavanice diktiraju pomeranja priključenih vertikalnih elemenata, moraju konstrukcije tavanica u svojoj ravni da budu dovoljno krute, slika 6.8.a.

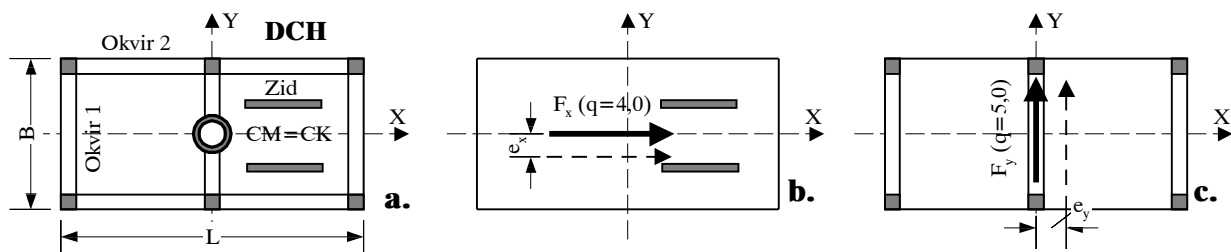
U suprotnom, može doći čak i do nezavisnog oscilovanja pojedinih vertikalnih elemenata sa pripadajućim masama tavanica, pa i do kolapsa sistema, ukoliko su dva dela konstrukcije pojedinačno torziono nestabilni, delovi A i B na slici 6.8.b.



Slika 6.8 Krutost tavanica

6.10 OSNOVNI NOSEĆI SISTEM PRI ZEMLJOTRESU

Ako je dispozicija konstrukcije usvojena, potrebno je odlučiti koji od raspoloživih konstrukcijskih elemenata treba uključiti u *proračunski model* za prijem horizontalnih opterećenja. Načelno, treba uključiti sve elemente čije prisustvo značajnije utiče na dinamičko ponašanje konstrukcije, na period oscilovanja i iznos opterećenja i pomeranja. Na slici 6.9 prikazana je osnova objekta koji sadrži okvire i dva zida u x - pravcu, za koju je usvojeno da se projektuje kao konstrukcija klase visoke duktilnosti - *DCH*. Zbog potpune simetrije, centar masa CM i krutosti CK se poklapaju, slika 6.9.a.



Slika 6.9 Osnovni noseći sistem

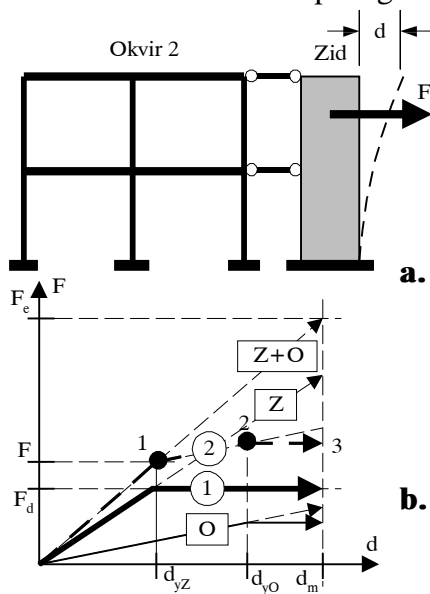
Za kontrolu objekta za uticaje zemljotresa u x - pravcu, obično se za *osnovni noseći sistem* usvajaju samo zidovi, slika 6.9.b. Za uticaj zemljotresa u y - pravcu nema dileme, tri okvira su noseći sistem.

Objekat u celini svrstan je u klasu visoke duktilnosti, ali vrednost faktora ponašanja pa ni *projektog opterećenja* nije ista za oba pravca, jer se razlikuje konstrukcijski sistem. Za nepovezane zidove je $q_0 = 4,0$, a za okvire je $q_0 = 5,0$.

Prikazana dispozicija nameće još jedno pitanje. Formalno, zbog poklapanja centra masa i krutosti, pri horizontalnim uticajima nema torzionih naprezanja. Međutim, bilo zbog različitih kvaliteta materijala (različito E_b), bilo zbog različitog stanja prslina (različita krutost), bilo zbog odstupanja rasporeda opterećenja od pretpostavljenog, torzioni efekti uvek postoje, i treba ih uzeti bar u minimalnom iznosu - tzv. *slučajni ekscentricitet*. Za ilustraciju, red veličine koji se često primenjuje je iznos od 5% odgovarajuće dimenzije objekta, $e_x = 0,05B$, odnosno $e_y = 0,05L$ prema slici 6.9. b-c.

Izbor zidova za osnovni sistem u x - pravcu ne znači da se okviri u tom slučaju mogu u potpunosti zaboraviti - zanemariti. Okviri moraju da prate deformacije osnovnog sistema - zidova, sa nepoznatim računskim uticajima jer nisu uključeni u proračun. Prema nekim propisima, okvire ipak treba proračunati na deo ukupne sile, recimo 25% od F_x . Prema

EC8, okviri u ovom slučaju pripadaju konstrukciji klase visoke duktilnosti, pa detalje armature svakako treba prilagoditi visokim zahtevima za tu klasu.



Slika 6.10 Dvojni sistem

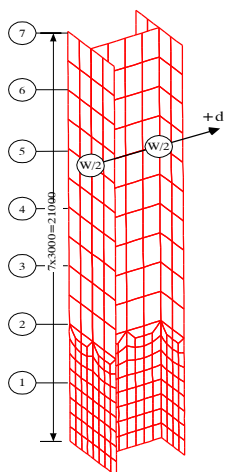
Na slici 6.10. ilustrovan je odgovor *dvojnog sistema* konstrukcije, okvira i zida pri zemljotresu. Odgovor samostalnog zida na uticaj sile F prikazan je linijom Z , odgovor samo okvira linijom O a odgovor kompletnog sistema okvira i zida linijom $Z+O$, slika 6.10.b. (O ponašanju dvojnih sistema, videti /15/, /16/).

Ako se za osnovni noseći sistem usvoji samo zid, čest slučaj u praksi, *proračunski mehanizam* konstrukcije se formira pri opterećenju F_d i pomeranju d_{yz} , linija 1 na slici 6.10.b. Budući da se i okvir pomera, odgovor realne konstrukcije približno je prikazan linijom 2 (period, ukupno opterećenje i pomeranje d_m neće biti baš isti). Ukoliko pri pomeranjima d_{yO} i okviri pređu u mehanizam, ostvaren je potpuni mehanizam konstrukcije. Prema tome, izostavljanje okvira iz osnovnog sistema ne oslobađa projektanta obaveze da oceni i obezbedi pouzdano ponašanje okvira. U

ovakvim slučajevima, naprezanje okvira može da se proceni naknadno, zadavanjem modelu okvira sračunatog iznosa i oblika pomeranja osnovnog sistema, prema poglavlju 5.6.

6.11 PRORAČUNSKA KRUTOST ELEMENATA

Tendencija propisa je da se seizmička pouzdanost konstrukcije osigurava prvenstveno *dobrim detaljima i konceptom konstrukcije*, a manje složenim numeričkim modelima i numeričkim analizama. Međutim, i jednostavni numerički algoritmi zahtevaju pažljiv izbor *ulaznih parametara*, od kojih je *krutost elemenata* jedan od najvažnijih, jer direktno utiče na veličinu perioda oscilovanja, vrednost ukupnog opterećenja, relativnu raspodelu opterećenja između vertikalnih elemenata kao i iznos ukupnih i relativnih pomeranja.



Slika 6.11 Model zida

Prema EC8, krutosti elemenata mogu da se usvoje na osnovu bruto dimenzija elemenata bez uticaja prslina i armature, "osim kada su pomeranja merodavna"? Pri tome, nema uputstva kako odrediti krutosti u tom slučaju, praktično u svim slučajevima. Kao što je zbrka u propisima, tako je i u praksi.

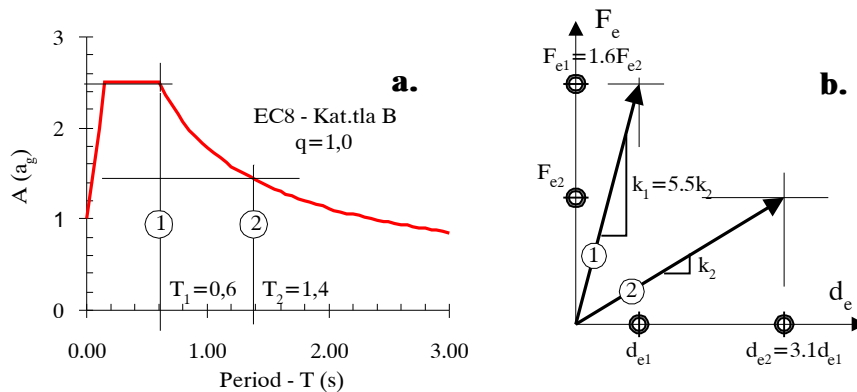
U praksi se *proračunske krutosti grede* obično usvajaju na osnovu dimenzija rebra, sa zanemarenjem efekta T -preseka zbog prisustva ploče tavanice. Analogno važi za stubove. U slučaju zidova, najčešće se proračunski moment inercije i samostalnih i složenih zidova sa flanšama određuje samo na osnovu bruto dimenzija pravougaonog preseka rebra zida. Koliko je to opravdano, videće se.

Stvar se u međuvremenu dodatno zakomplikovala pojavom komercijalnih softvera za prostornu analizu konstrukcija na bazi konačnih elemenata, gde projektant ima sužene mogućnosti intervencije jer program automatski obuhvata uticaj ne samo flanši složenih zidova, nego i tavanica, slika 6.11.

Primer 6.1.....

Za presek složenog zida iz primera 4.5, izvršiti analizu posledica različitih proračunskih krutosti preseka konstrukcije konzole na odgovor konstrukcije pri seizmičkim opterećenjima. Masa sistema određena je tako da, sa krutošću EI_0 bruto preseka složenog zida, period oscilovanja iznosi $T_1=0,6s$

Ako se za krutost preseka na savijanje EI usvoji krutost EI_0 bruto I - preseka složenog zida, elastični odgovor konstrukcije, za vrednost faktora ponašanja $q=1,0$ i tlo klase B prema EC8, prikazan je linijama 1 na slici 6.12.



Slika 6.12 Složeni zid, analiza efekata proračunskih krutosti

nom na osnovu elasto-plastične aproksimacije, period oscilovanja iznosi $T_2 = 1,4s$ ($T_1/T_2 = \sqrt{EI_2/EI_1}$), a odgovor konstrukcije prikazan je linijama 2 na slici 6.12. Ukupno opterećenje je 1,6 puta manje ($F_1/F_2 = (T_2/T_1)^{2/3}$), ali je i pomeranje 3,1 puta veće ($d_1/d_2 = F_1 \times EI_2 / F_2 \times EI_1$) nego u slučaju modeliranja krutosti na osnovu bruto preseka zida.

Veći nivo opterećenja zahteva više armature, ako može da se smesti, plastični mehanizam će kasnije da se formira i oštećenja će verovatno biti manja. Međutim, na osnovu proračunskog pomeranja d_{e1} ne može da se zaključi da li su pomeranja u redu, jer je proračunska krutost nerealno visoka. Sračunate vrednosti bi trebalo korigovati, pri čemu navedena relacija $d_1/d_2 = F_1 \times EI_2 / F_2 \times EI_1$ možda može da se usvoji kao gornja granica faktora korekcije računskih pomeranja.

Krutost preseka sračunata samo sa dimenzijama rebra 20/300cm u ovom slučaju praktično se poklapa sa računskom efektivnom krutošću, ali ne treba zaboraviti da ona zavisi od nivoa normalne sile kao i količine i rasporeda armature. Oba parametra su u navedenom primeru na donjoj granici uobičajenih vrednosti.

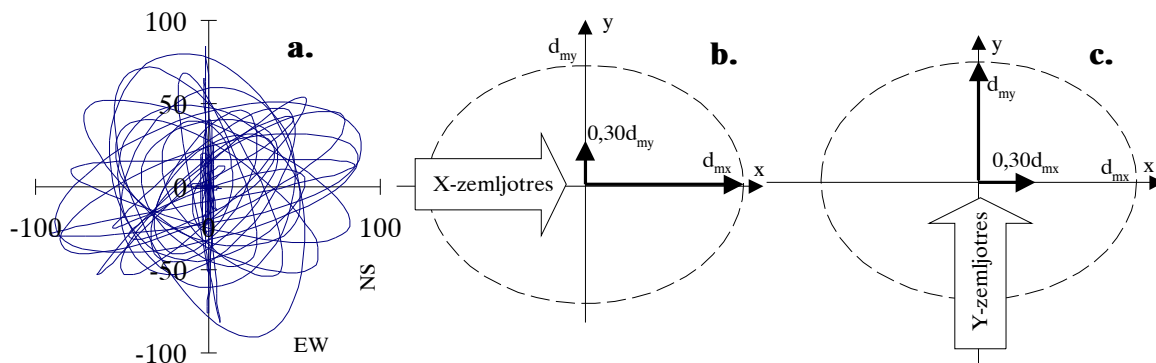
Usvajanje u praksi samo karakteristika rebra za proračun krutosti preseka složenih preseka zidova zasniva se upravo na činjenici da će nakon dostizanja čvrstoće betona na zatezanje, beton zategnute flanše i dela rebra zida biti isključen iz nosivosti i krutosti preseka, osim armature u ovom zonama. Međutim, onda bi trebalo biti dosledan, pa i za krutost jednostavnog zida pravougaonog preseka, koji nema flanše, takođe usvojiti efektivnu krutost preseka, što u praksi najčešće nije slučaj. Usvajanje snižene krutosti zida I-preseka zida, i pune krutosti zida pravougaonog preseka, za posledicu ima poremećaj relativnih krutosti i promenu centra krutosti konstrukcije što dovodi do nerealnih torzionih momenata i preraspodele seizmičkog opterećenja po pojedinim zidovima.

Praktično isti rezultat dobiće se i modeliranjem konstrukcije konačnim elementima, slika 6.11, postupak koji u principu daje najkruće proračunske modele o čemu treba voditi računa.

Sa 5,5 puta manjom proračunskom krutošću EI_{ef} određeno

6.12 PROSTORNO DEJSTVO ZEMLJOTRESA

Kretanje konstrukcije pri zemljotresu je prostorno, primer zapisa Petrovac na slici 6.13.a gde su zajedno prikazani uticaji obe istovremeno registrovane komponente ubrzanja tla na relativno kretanje mase. Spektar ubrzanja prikazuju *maksimalni odgovor sistema* u ravni, pri očekivanom ubrzanju tla.



Slika 6.13 Prostorno dejstvo zemljotresa

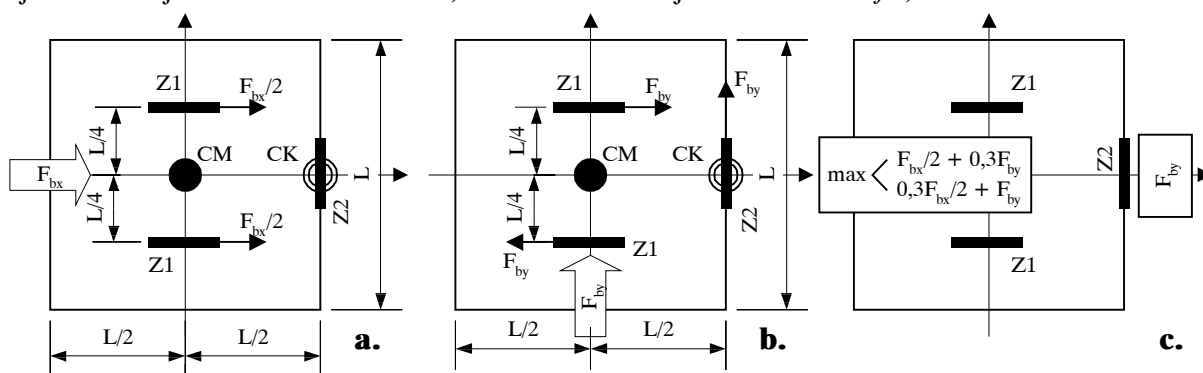
Kako se *maksimalna ubrzanja tla* ne mogu istovremeno javiti u dva ortogonalna pravca, to se prostorno dejstvo zemljotresa prema EC8 može približno uzeti u obzir kombinacijom maksimalnog dejstva u jednom pravcu, sa 30% istovremenog dejstva u upravnom pravcu, slike 6.13.b-c, gde je prikazano proračunsko pomeranje konstrukcije u osnovi. Za obe istovremene komponente važi isti projektni spektar ubrzanja. Ako su pomeranja elastičnog i nelinearnog sistema približno jednaka, pri vrednosti faktora ponašanja $q=4-5$ konstrukcija će preći u plastični mehanizam i pri 30% maksimalnog pomeranja d_{mx} ili d_{my} . Posledice iznetog zahteva su koso savijanje stubova, pri verovatnom istovremenom dostizanju kapaciteta nosivosti plastičnih zglobova greda priključenih na stub iz dva pravca.

Primer 6.2.....

Na slici 6.14 prikazana je osnova prizemnog objekta sa tri noseća zida.

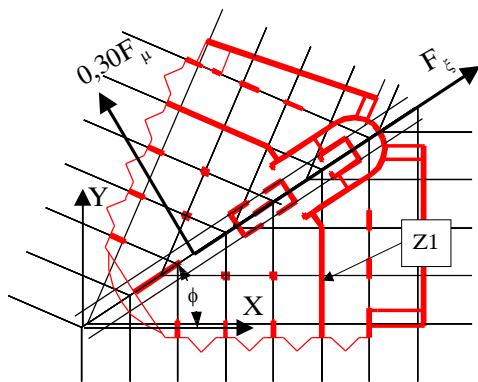
Pri dejstvu zemljotresa u X - pravcu, ukupna sila deli se na dva zida $Z1$, slika 6.14.a. Pri dejstvu zemljotresa u Y - pravcu, usled nepoklapanja centra masa CM i centra krutosti CK , javlja se i moment torzije u osnovi, koji može da bude prihvaćen samo spregom sila zidova $Z1$, slika 6.14.b, tako da je u sva tri zida sila jednaka F_{by} .

U našoj praksi i propisima, objekat treba proveriti *ili* za jedan, *ili* za drugi slučaj dejstva zemljotresa. Prema EC8, ova dva slučaja se *kombinuju*, tako da zidove treba



Slika 6.14 Koncept određivanja proračunskih uticaja zidova

dimenzionisati prema opterećenju prikazanom na slici 6.14.c.



Slika 6.15 Dejstvo pod uglom

Primer na slici 6.14 ukazuje na još jedno pitanje, a to je koji je *ugao dejstva zemljotresa* ϕ merodavan. Obično se dejstvo zemljotresa ispituje u pravcima *glavnih osa konstrukcije* objekta. U principu, svaki pojedinačni element konstrukcije Z_1 treba pouzdano da izdrži bilo koji pravac *ortogonalnog para* istovremenih seizmičkih dejstava. Najčešće su objekti konstruisani u ortogonalnom sistemu, kao i svi primeri do sada. Ako nije očigledno, onda treba ortogonalni par vektora dejstva postaviti u više položaja, slika 6.15.

6.13 PRORAČUN UTICAJA USLED ZEMLJOTRESA

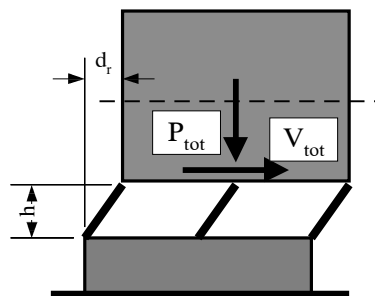
Za regularne i umereno vitke konstrukcije ($T_1 < 2s$ prema EC8), analiza se najčešće vrši *uprošćenom modalnom spektralnom analizom*, na bazi samo osnovnog tona oscilovanja. Uticaji viših tonova oscilovanja obično se uvode korekcijom spektralnih krivih u području dužih perioda, kao i korekcijom sračunatih dijagrama momenata i transverzalnih sila zidova uvođenjem *proračunskih anvelopa*.

Savremeni propisi više pažnje poklanjaju dobroj dispoziji, konstruisanju i obradi detalja, uz primenu koncepta programiranog ponašanja. Stav je da konstrukciju treba dobro pripremiti za očekivana pomeranja, koja je ionako teško tačno predvideti, pogotovo kada se dogodi zemljotres "mimo propisa", koji se ne uklapa u propisane spektralne krive, primer zapisa Ulcinj. U sportskom žargonu, zglobove konstrukcije treba dobro *bandažirati*.

6.14 EFEKTI DRUGOGA REDA

U praksi se efekti drugoga reda najčešće ne analiziraju, niti komentarišu, između ostalog i zbog toga što nije postojao jednostavan postupak njihove kontrole. Ovi efekti mogu biti posebno značajni kod konstrukcija sa fleksibilnim prizemljem ili spratom, slika 6.16. Prema EC8, efekte drugoga reda ne treba uzeti u obzir ako je za sve spratove zadovoljen uslov

$$\theta = P_{tot} d_r / V_{tot} h \leq 0,10 \quad (6.11)$$



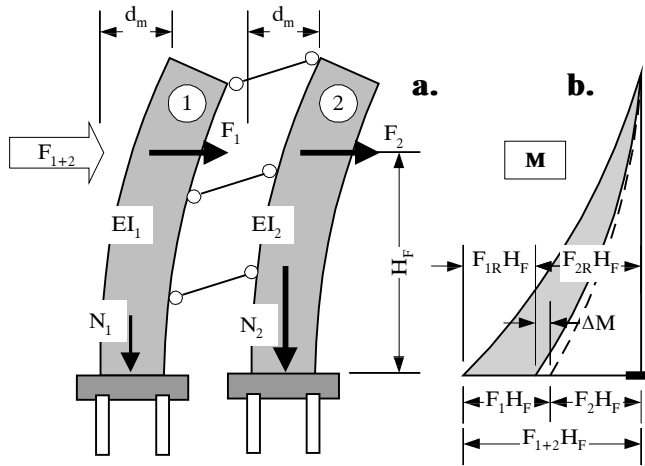
Slika 6.16 Uticaji drugoga reda

gde je V_{tot} rezultujuća seizmička sila u nivou posmatranog sprata, P_{tot} suma gravitacionog opterećenja u nivou sprata, h spratna visina a d_r stvarno relativno pomeranje - smicanje sprata. Ukoliko uslov (6.11) nije zadovoljen, uticaji drugoga reda obuhvataju se jednostavnim uvećanjem sračunatog horizontalnog opterećenja F_b .

Prema (6.11), ako je seizmičko opterećenje 5% gravitacionog, $V_{tot} / P_{tot} = 0,05$, efekti drugoga reda su zanemarljivi ukoliko je relativna rotacija sprata $d_r / h \leq 0,10 \times 0,05 = 0,005$. Pri visini sprata od $h = 3000 \text{ mm}$, spratno pomeranje treba da je manje od $d_r \leq 15 \text{ mm}$.

6.15 PRERASPODELA UTICAJA

Na slici 6.17 prikazana su dva zida, u opštem slučaju različite krutosti na savijanje EI i normalnih sila N usled gravitacionih opterećenja.



Slika 6.17 Preraspodela opterećenja

Pri jednakim pomeranjima d_m , svaki od zidova prihvata svoj deo seizmičkog opterećenja čija je rezultanta F_{1+2} , slika 6.17.a, na visini H_F od temelja. Na slici 6.17.b prikazani su momenti savijanja zidova, proizvod sile i kraka sile.

Za primer, pretpostavlja se da je moment inercije zidova isti, ali da zid 2 ima znatno veće gravitaciono opterećenje $N_2 > N_1$. U tom slučaju, horizontalno opterećenje zidova je jednako, $F_1 = F_2$, pa su i momenti jednaki. Zbog manje normalne sile, zid 1

zahtevaće više armature, a i temelji će biti nepovoljnije opterećeni. To znači i da će zid 1 imati izraženije prsline, pa realna krutost dva zida istih nominalnih dimenzija neće biti ista.

Savremeni propisi dozvoljavaju da se u ovakvim slučajevima umanju opterećenje kritičnog zida 1, ali da se razlika momenata ΔM , a to znači i deo horizontalnih sila prebaci na zid 2, tako da ostane sačuvana rezultanta F_{1+2} kao i "moment preturanja" $F_{1+2} H_F$. Zavisno od klase duktilnosti, vrednost momenta preraspodele ΔM se ograničava na 20-30%.

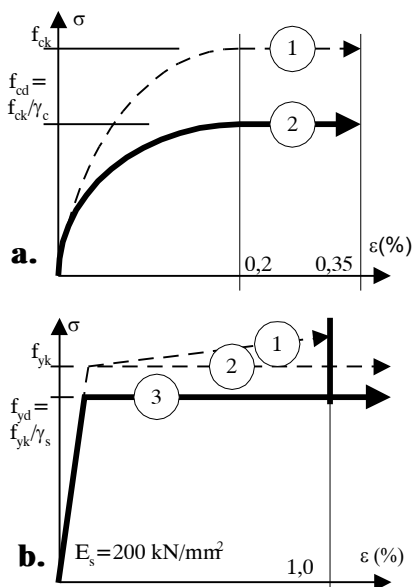
6.16 KOEFICIJENTI SIGURNOSTI

Prema jugoslovenskim propisima, koeficijent sigurnosti za sva opterećenja u kombinaciji u slučaju zemljotresa iznosi $\gamma = 1,3$. Na prvi pogled, budući da se multiplikuju opterećenja, reklo bi se da se zahteva sigurnost od pojave plastičnih zglobova. Savremeni propisi znatno jasnije definišu problem.

EC8 na primer, razlikuje koeficijente sigurnosti za materijal γ_M od koeficijenata sigurnosti γ_F za opterećenja. Ordinate radnog dijagrama betona, definisanog čvrstoćom cilindra f_{ck} , takođe parabola i prava, dele se koeficijentom sigurnosti za beton $\gamma_c = 1,50$, linija 2 na slici 6.18.a. U slučaju čelika, EC8 takođe ograničava dilatacije na 1% ako se modelira i ojačanje čelika, linija 1 na slici 6.18.b. Ukoliko se koristi bilinearni model sa horizontalnom granom, dilatacije čelika nisu ograničene, linija 2. U svakom slučaju, ordinate napona se dele sa koeficijentom sigurnosti za čelik $\gamma_s = 1,15$, linija 3 na slici 6.18.b.

Prema EC8, koeficijent sigurnosti za sva opterećenja u slučaju zemljotresa jednak je $\gamma_F = 1$, jer mi upravo želimo da se pri tom opterećenju formira mehanizam, ne štitimo se od njegove pojave.

Uticaji usled dejstva zemljotresa ustvari se množe sa koeficijentom značaja objekta γ_i , ali tu je u pitanju korekcija povratnog perioda zemljotresa za važnije

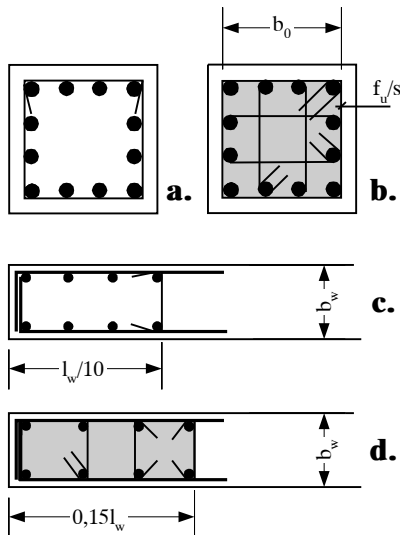


Slika 6.18 Modeli betona i čelika

objekate, da sa istom pouzdanošću izdrže zemljotres sa povratnim periodom $T_p > 475$ godina.

6.17 DIMENZIONISANJE, KONSTRUISANJE DETALJA I OBEZBEĐENJE ZAHTEVANE DUKTILNOSTI

Da bi se obezbedila zahtevana *duktivnost pomeranja* konstrukcije i opravdao čitav algoritam, potrebno je da se na nivou preseka elemenata obezbedi odgovarajuća *duktivnost krivine*. Zavisno od klase duktilnosti, EC8 postavlja određene zahteve u vezi armiranja preseka, minimalnih i maksimalnih dozvoljenih procenata armiranja, utezanja preseka uzengijama, nastavljanja armature itd.



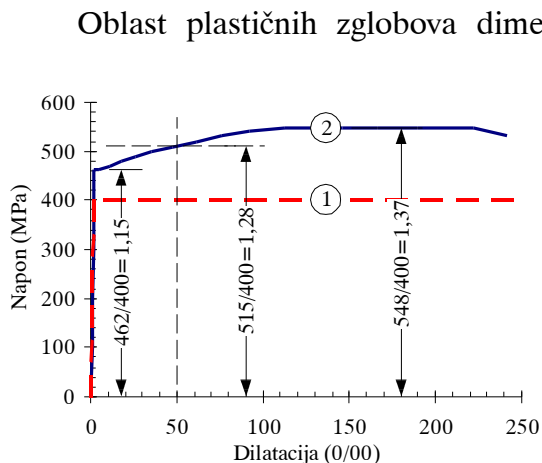
Slika 6.19 Utezanje preseka

Presek stuba i kraja zida na slici 6.19.a,c je prema EC8 praktično neutegnut, neduktilan, jer su uzengije usidrene u zaštitnom sloju betona koji ima tendenciju otpadanja, pa će se uzengije "razmotati", kao i zbog toga što su samo četiri ugaone podužne šipke armature bočno pridržane uzengijama, usidrene u jezgro preseka betona.

Isti principi važe i za pritisnute krajeve zidova, koji se tretiraju kao skriveni stubovi aksijalno opterećen tzv. *efektivnom normalnom silom*.

6.18 PROGRAMIRANO PONAŠANJE

6.18.1 Faktor preopterećenja



6.20 Opit kidanja RA400/500

Za svaku od *klasa duktilnosti*, za stubove je definirana zahtevana minimalna vrednost tzv. *konvencionalnog faktora duktilnosti krivine - CCDF*. Umesto dokaza *CCDF*, EC8 dozvoljava da se zahtevani *CCDF* smatra zadovoljenim ako je obezbedena vrednost *mehaničkog zapreminskog procenta armiranja - utezanja uzengijama*

$$\omega_{wd} = \frac{V_h f_{yd}}{V_0 f_{cd}} \quad (6.12)$$

gde je V_h zapremina sloja uzengija na ramaku s , a V_0 zapremina utegnutog jezgra betona visine s . Prema slici 6.19.b, zapremina uzengija iznosi $V_h = 8f_u b_0$, a zapremina utegnutog jezgra $V_0 = sb^2$.

Presek stuba i kraja zida na slici 6.19.a,c je prema EC8 praktično neutegnut, neduktilan, jer su uzengije

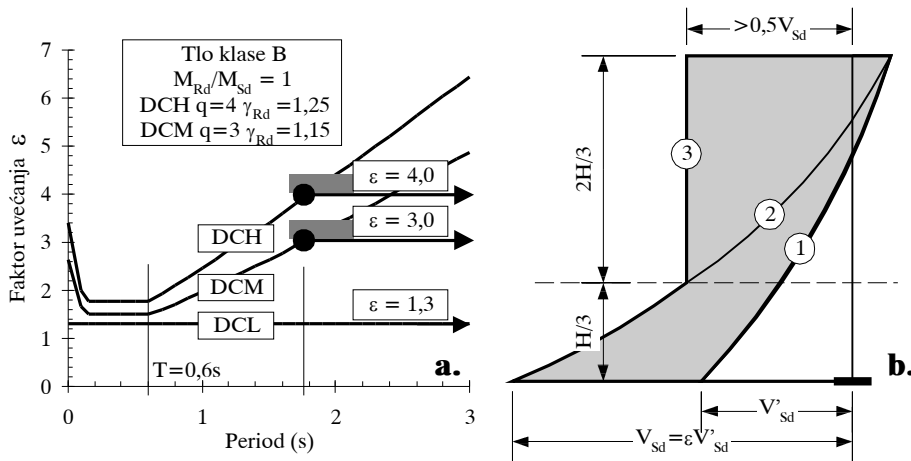
savijanja M_{Sd} dobijenu analizom. Međutim, realan moment nosivosti M_{Rd} koji se može javiti pri *pomeranjima usled zemljotresa*, određuje se na osnovu stvarno ugrađene i angažovane armature preseka, kao i uz pretpostavku da su stvarne karakteristike čelika veće od nominalnih, uz eventualno zalaženje dilatacija čelika u zonu ojačanja. Veća nosivost čelika obuhvata se *faktorom preopterećenja γ_{Rd}* čija vrednost se kreće u granicama *1,15-1,25*. Sa vrednošću *momenta*

preopterećenja M_{Rd} treba sračunati uticaje u priključenim elementima na plastični zglob.

Na slici 6.20 prikazani su rezultati opita kidanja rebraste armature RA400/500 izvršeni u IMK - GF-a, linija 2, kao i nominalni radni dijagram rebraste armature, linija 1. Naznačeni odnos *stvarnih* i *nominalnih karakteristika* potvrđuje predložene iznose faktora preopterećenja γ_{Rd} .

6.18.2 Zidovi

U slučaju zidova, stav o obezbeđenju "elastičnog dela zida" na uticaje jednake kapacitetu nosivosti na savijanje plastičnog zgloba, uz preopterećenje čelika i efekte viših



Slika 6.21 Faktor uvećanja transverzalnih sila zida

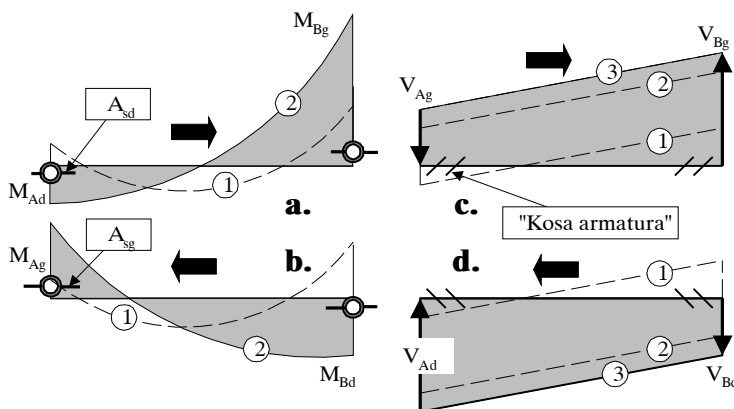
tonova dovodi do dramatičnih posledica, slika 6.21. Računske transverzalne sile zida V_{sd} , linija 1 na slici 6.21.b, treba multiplikovati faktorom uvećanja ε , čime se dobija proračunska vrednost transverzalnih sila V_{sd} , linija 2, na osnovu koje se formira proračunska anvelopa, linija 3. Vrednost faktora uvećanja ε definisana je izrazom

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (6.13)$$

Na slici 6.21.a prikazane su vrednosti faktora uvećanja ε za tri klase duktilnosti. Za periode oscilovanja konstrukcija sa zidovima duže od 1,6 sekundi, sračunate transverzalne sile treba znatno uvećati, praktično vratiti na *nivo elastičnog odgovora konstrukcije*.

6.18.3 Grede

Za prelazak konstrukcije u *plastični mehanizam*, potrebno je da se u *svakom rasponu grede* okvira pojave *dva plastična zgloba*. Ako su uticaji usled zemljotresa veliki u odnosu na uticaje usled gravitacionih opterećenja, najveći ukupni momenti javiće se na krajevima grede, i prema njima se određuje potrebna gornja A_{sg} i donja A_{sd} armatura plastičnih zglobova grede, slika 6.22.a-b. U opštem slučaju, jedan od maksimuma momenata savijanja može da se javi i polju grede, pa se položaj plastičnih



Slika 6.22 Programirano ponašanje grede: 1) "g+p/2", 2) "g+p/2" + zemljotres, 3) proračunski dijagram transverzalnih sila V

grede, pa se položaj plastičnih

zglobova projektuje pažljivim konstruisanjem *anvelope nosivosti podužne armature*.

U slučaju konstrukcija visoke zahtevane duktilnosti, osiguranje greda od *krtog loma* "smicanjem" vrši se prema *najvećim mogućim vrednostima* transverzalnih sila greda koje uopšte mogu da se pojave pri *pomeranjima usled zemljotresa* - dostizanju *kapaciteta nosivosti na savijanje* plastičnih zglobova, sa realno ugrađenom armaturom, uključujući i deo armature iz ploče (T - presek) i uz preopterećenje čelika, linija 3 na slici 6.22.c-d.

Ukoliko pri zemljotresu mogu da se pojave velike transverzalne sile *promenljivog znaka*, osiguranje oblasti plastičnog zgloba od proloma *vertikalnim klizanjem preseka* po ukrštenim prslinama zahtevaće postavljanje *ukrštene kose armature*.

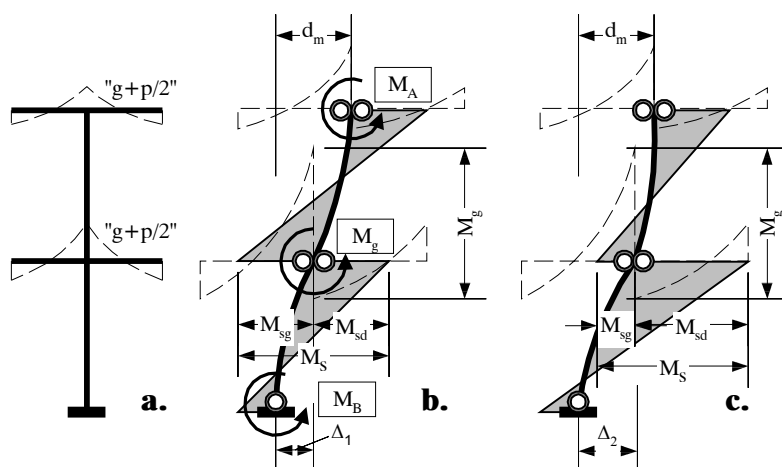
6.18.4 Stubovi

Poželjno je da u plastičnom mehanizmu konstrukcije stubovi "participiraju" samo jednim plastičnim zglobom, u uklještenju stuba.

Usled gravitacionog opterećenja, unutrašnji stubovi okvira obično imaju zanemarljive momente savijanja, slika 6.23.a - "čekaju zemljotres". Pri pomeranjima d_m usled zemljotresa i dostizanju *kapaciteta nosivosti plastičnih zglobova priključenih greda* u čvoru okvira, M_A i M_g na slici 6.23.b, ukupna nosivost gornjeg i donjeg preseka stuba stuba treba da je veća od *rezultujućeg momenta* greda M_g

$$M_s = M_{sg} + M_{sd} > \phi M_g \quad (6.14.)$$

gde je ϕ dodatni faktor korekcije. Vrednost "ulaznog momenta" M_g je poznata jer je limitirana fizičkim parametrima, ali *raspodela ovog momenta* na gornji, M_{sg} i donji, M_{sd} presek stuba u slučaju zemljotresa prilično je neizvesna. Naime, raspodela ulaznog momenta bitno zavisi i od oblika deformacija stuba, relativnih pomeranja dva kraja stuba,



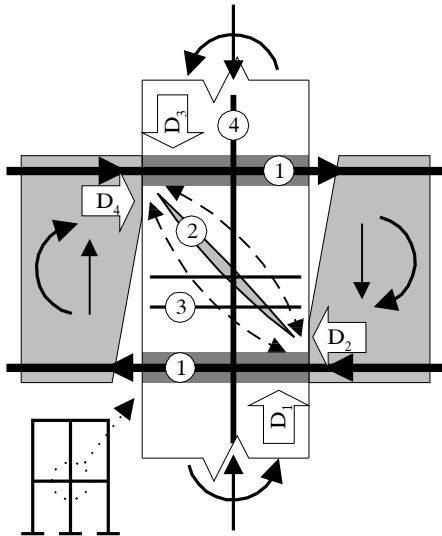
Slika 6.23 Programirano ponašanje stubova

nosivosti na savijanje krajeva stuba.

Očigledna je želja da se krti lom "smicanjem" bilo kog elementa konstrukcije spreči, pri bilo kojem iznosu i obliku *pomeranja konstrukcije pri zemljotresu*.

6.18.5 Čvorovi okvira

Tradicionalno, "dimenzionisanjem" je obuhvaćen *proračun* greda i stubova, dok se čvorovi potom *konstruišu*. Iskustva dogođenih zemljotresa pokazuju da kolaps konstrukcije može da nastupi i zbog otkazivanja nosivosti oblasti betona na ukrštanju stuba i grede - *čvorova okvira*. Konceptualno, oblast čvora treba razmatrati kao deo stuba, slika 6.24.



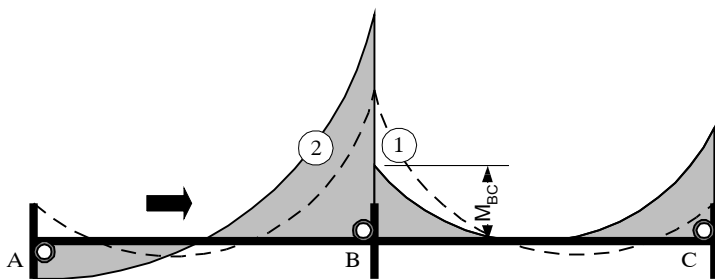
Slika 6.24 Čvor okvira

betona bočnim cepanjem i otvaranjem prslina, detalj 2 na slici 6.24. Uzengije - 3 i podužna armatura stuba - 4 treba da dopune mehanizam prenosa sila kroz čvor, tako da čvor postaje "nova pozicija staitčkog proračuna".

6.18.6 Konstrukcijski sistem

Razmatran na nivou elemenata konstrukcije, koncept programiranog ponašanja deluje vrlo jednostavno, "inženjerski". U praksi se stvari naravno komplikuju.

Na slici 6.25 prikazan je čest slučaj okvira većih raspona, sa velikim uticajima *gravitacionog opterećenja*, kod koga računski momenti usled zemljotresa ne uspevaju da "obrnú"



Slika 6.25 Gde je drugi plastični zglob ?

ipak dozvoli pojava plastičnih zglobova i u stubovima, ali samo unutrašnjim, stub *B* na slici 6.25. Krajnji stubovi *A* i *C* "štite konstrukciju" od pojave fleksibilnog sprata. Generalno, ono što treba apsolutno sprečiti kod *okvirnih konstrukcija* je *istovremena pojava* plastičnih zglobova na *oba kraja svih stubova sprata*.

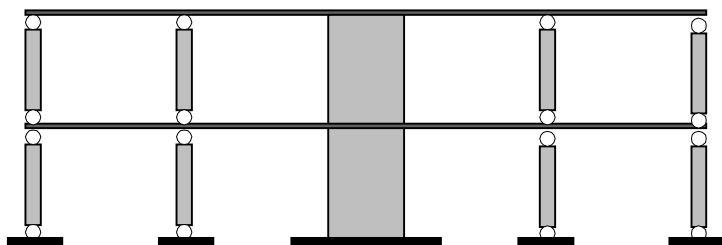
Ukupan rezultat restriktivnih uslova za obezbeđenje željenog plastičnog mehanizma i duktilnosti mogu da budu poražavajući za konkurentnost i atraktivnost primene betona u oblastima povišenog seizmičkog rizika. Današnje tehnologije materijala i građenja omogućavaju izvođenje stubova malih dimenzija preseka uz veliku aksijalnu nosivost, na primer. Međutim, zahtevi za obezbeđenje pouzdanog ponašanja *AB* konstrukcije pri zemljotresu često ne dozvoljavaju iskorišćenje mogućnosti materijala. Rezultat je povećana masa i cena konstrukcije kao i "unesrećeni arhitekta", koji je očekivao "paučinastu" konstrukciju. Sve to, da bi na kraju, posle zemljotresa još imali i oštećenja, jer sve vreme razmatramo klasičan, *pasivan koncept zaštite od zemljotresa*.

Pomeranja usled zemljotresa izazivaju momente suprotnog znaka na krajevima priključenih greda. Horizontalna armatura greda je sa jedne strane stuba "vučena", a sa druge strane "gurana" kroz čvor, tako da može da nastupi lom usled *proklizavanja armature grede kroz čvor*, detalja 1 na slici 6.24. Obezbeđenje od proklizavanja svodi se na ograničenje maksimalnog prečnika armature grede u zavisnosti od širine grede. Problem je naglašeniji kod krajnjih stubova, sa gredom samo sa jedne strane stuba.

Ako je proklizavanje sprečeno, tada je obezbeđeno formiranje *mehanizma rešetke* sila kojim se *trajektorije pritisaka* skreću kroz čvor, sa jedne na drugu stranu grede odnosno stuba, sile D_i na slici 6.24. Ukoliko je pritisak u rezultujućem dijagonalnom pravcu prevelik, može da nastupi, između ostalog, lom

znak momenta savijanja M_{BC} iznad srednjeg stuba. Osim što u polju *BC* nedostaje jedan plastični zglob do stvaranja potpunog mehanizma, postavlja se pitanje na koje uticaje treba dimenzionisati stub, da li je u pitanju "raspad" koncepta programiranog ponašanja?

Jedno od rešenja je da se



Slika 6.26 Savremeni koncept AB konstrukcije-studija

Stubovi su zglobno vezani na oba kraja - "pendel stubovi", izvedeni od betona povišenih čvrstoća (MB100 na primer) ili spregnuti, eventualno izvedeni montažno. Horizontalnu stabilnost obezbeđuje AB zid, prema konceptu "ako problem ne može da se reši na zadovoljavajući način, možda može da se eliminiše".

Konstrukcija ima jednostavnu oplatu, korisna visina spratova je velika, lako se vode instalacije ispod tavanice, tavanice i stubovi su konstruisani sa maksimalnim iskorišćenjem mogućnosti betona, izbegnuto je neprijatno pogoršanje uslova proboja tavanice pri pomeranjima objekta usled zemljotresa, zidovi štite konstrukciju od velikih pomeranja i pojave fleksibilnog sprata, a i sama konstrukcija zidova bi se mogla "doterati", bitno je da se ne vidi "šta je unutra".

6.19 KONTROLA POMERANJA KONSTRUKCIJE

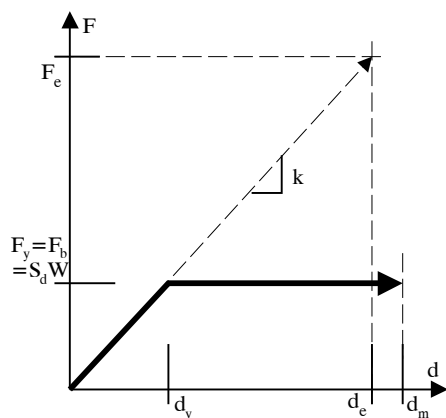
Sa usvojenim računskim seizmičkim opterećenjem F_b , za povratni period zemljotresa od $T_p=475$ godina, vrši se analiza naprezanja i deformacija linearno elastičnog modela konstrukcije sa krutošću k - "statički proračun".

Što se tiče pomeranja, rezultat proračuna je pomeranje d_y na *granici elastičnosti* odnosno formiranja *plastičnog mehanizma*. U praksi se često previđa da "realno" pomeranje elastične konstrukcije iznosi d_e a nelinearne, realne konstrukcije d_m , slika 6.27. Prema EC8, realno pomeranje pri projektnom zemljotresu može da se usvoji u iznosu

$$d_m = q d_y \quad (6.15)$$

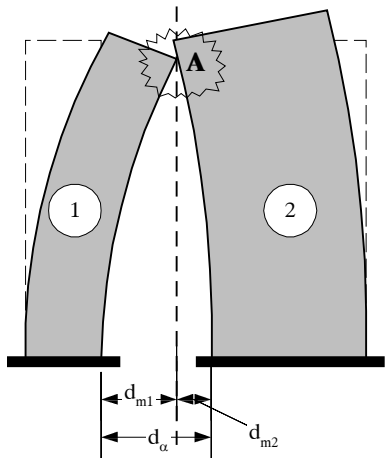
Kako je $F_b / F_e \sim q$, sledi da su pomeranja pri linearnom i nelinearnom odgovoru konstrukcije jednaka, $d_m = d_e$ - tzv. "koncept jednakih pomeranja".

Ako je to tako, proračun konstrukcije za nivo opterećenja F_e elastičnog odgovora konstrukcije, $q = 1,0$, kao rezultat daje "tačna pomeranja pri zemljotresu", ali i prevelike, neredukovane sile u preseccima. Ovaj stav pruža različite korisne mogućnosti primene u praksi.



Slika 6.27 "Jednaka pomeranja"

Sračunato maksimalno pomeranje d_m koje može da se dogodi jedanput u 475 godina merodavno je za određivanje *širine dilatacije* između objekata, da bi se izbeglo sudaranje konstrukcija, slika 6.28. Ako se to ne može izbeći, bar treba izbeći da tavanica jednoga objekta udari i prelomi stubove drugog objekta. Samu veličinu pomeranja sa povratnim periodom od 475 godina EC8 na primer direktno ne ograničava, naprezanja sa efektima drugoga reda su limitirajući faktor.



Slika 6.28 Sudar konstrukcija

Do ovoga trenutka pažnja je bila usmerena na pitanja obezbeđenja nosivosti konstrukcije. Projektante, a još više investitore interesuje i kako će konstrukcija da se ponaša pri "običnom" zemljotresu, koji može da se pojavi svakih 50 godina na primer, 2-3 puta u toku eksploatacije objekta. Ako će tom prilikom sva stakla, pregradni zidovi i skupocena oprema da budu upropašćeni, sve to možda bez oštećenja noseće konstrukcije čija je cena inače reda veličine 25% ukupne cene objekta, onda je koncept nepotpun.

Da bi se obim oštećenja objekta pri zemljotresu sa većom verovatnoćom pojave sveo u prihvatljive granice, EC8 ograničava *relativna spratna pomeranja* usled zemljotresa sa *povratnim periodom od $T_p=475$ godina* na

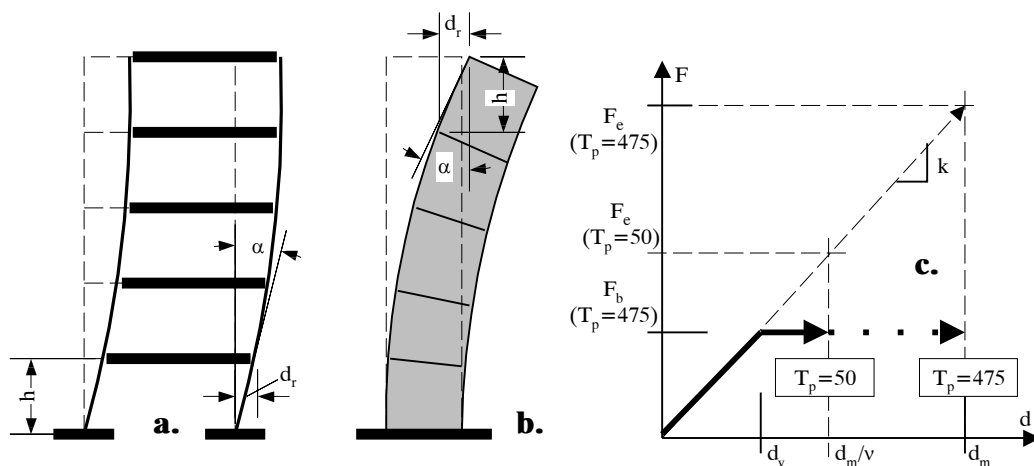
$$d_{r,i} / v \leq 0,004 h_i \quad (\text{krute pregrade}) \quad (6.16)$$

$$d_{r,i} / v \leq 0,006 h_i \quad (\text{fleksibilne pregrade}) \quad (6.17)$$

gde je $d_{r,i}$ relativno pomeranje - smicanje sprata i , h_i visina sprata i , a v faktor koji računski pomeranja usled projektnog zemljotresa prevodi na slučaj zemljotresa sa kraćim povratnim periodom T_p . Za obične zgrade, vrednost faktora iznosi $v = 2$.

Pomeranje jednako polovini računskog pomeranja pri zemljotresu sa povratnim periodom od $T_p=475$ godina izazvaće zemljotres sa povratnim periodom od približno $T_p=50$ godina, sa duplo manjim ubrzanjem tla, slika 6.29.c. I u tom slučaju konstrukcija može da zađe u nelinearnu oblast, ali sa manjim oštećenjima, slika 6.29.c.

Odnos d_r / h približno je jednak uglu nagiba sprata α . Ako se realni oblik deformacija aproksimira parabolom, kritičan nivo je prizemlje i donje etaže u slučaju



Slika 6.29 Koncept dozvoljenih pomeranja

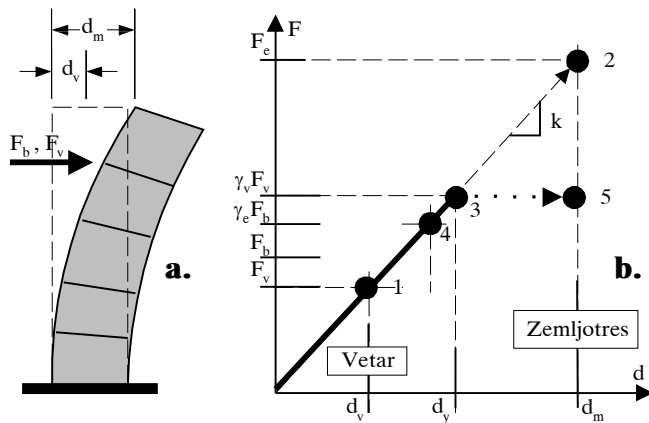
okvirnih konstrukcija, odnosno najviši delovi u slučaju konstrukcija zidova.

Treba uočiti da navedeni kriterijumi praktično definišu *minimalnu potrebnu krutost* konstrukcije objekta, o čemu treba voditi računa već kod usvajanja dispozicija konstrukcija.

6.20 KADA SE EFEKTI ZEMLJOTRESA MOGU ZANEMARITI ?

Uobičajeno je u praksi da se *merodavno opterećenje* ocenjuje poređenjem vrednosti sila u presecima - *prema kriterijumu nosivosti*. Najveći "konkurent" zemljotresu je vetar, pa se postavlja pitanje u kom slučaju zemljotres "nije merodavan".

Ako su za određivanje dimenzija preseka ili količine armature merodavni granični uticaji usled vetra $\gamma_v F_v > \gamma_e F_b$, tada je vetar merodavan za definisanje *nosivosti konstrukcije*.



Slika 6.30 Vetar - zemljotres

Zemljotres definitivno nije merodavan jedino ako je opterećenje vetrom veće i od nivoa *elastičnog odgovora konstrukcije* na zemljotres, $F_v > F_e$.

Osim uticaja vetra, i druga opterećenja mogu da izazovu pomeranje i savijanje stubova - gravitaciona opterećenja, temperatura, skupljanje betona, potisci tla itd. Čest slučaj u praksi je da pri dimenzionisanju preseka kombinacija sa uključenim zemljotresom "nije merodavna", ili da je potreban *minimalni procenat armiranja*. U takvim situacijama razmišljanje o zemljotresu kao *prinudnom pomeranju*, približno jednakom pomeranju elastične konstrukcije je za preporuku. Ono što će pri zemljotresu da se dogodi to su *pomeranja*, naprezanja može ali i ne mora da bude.

6.21 OKVIRNE KONSTRUKCIJE SA ISPUNOM

Na slici 6.6 ilustrovani su problemi koji mogu da nastanu usled prisustva pregradnih zidova. Nije tema ovoga kursa, ali se iz metodoloških razloga skreće pažnja da savremeni propisi obično sadrže dodatne odredbe za ovakve slučajeve, pa i EC8.

6.22 MONTAŽNE KONSTRUKCIJE

U praksi je uobičajeno da se praktično ne pravi razlika između livenih i montažnih AB konstrukcija. Sve do sada izloženo odnosi se na livene armiranobetonske konstrukcije, kod kojih postoji kontinuitet armature i betona.

Nije redak slučaj da projekat konstrukcije, predviđen za izvođenje u livenom betonu, izvođač preradi na delimičnu ili čak potpunu montažu. To jeste moguće, ali onda treba pogledati i dodatne delove propisa koji se odnose na specifične probleme montažnih konstrukcija i *veze elemenata*. Ova pitanja takođe nisu predmet ovoga kursa.

6.23 FUNDIRANJE

Fundiranje je geomehanički ali i konstrukcijski problem. Problemi ponašanja tla pri zemljotresu obično pripadaju posebnoj oblasti pa i propisima. Što se tiče konstrukcija zgrada, pretpostavka prethodnih izlaganja je da su naprezanja tla u granicama elastičnosti,

bez trajnih deformacija ili nestabilnosti tla, niti izraženijih neravnornih sleganja delova konstrukcije pri zemljotresu. Što se tiče konstrukcije temelja, ona treba da obezbedi pretpostavljeni odgovor konstrukcije na zemljotres, pri čemu se nelinearni odgovor konstrukcije može delom realizovati i u okviru temeljne konstrukcije. Međutim, ni to nije predmet ovoga kursa.