

POTRESNOODPORNO
PROJEKTIRANJE JEKLENIH
KONSTRUKCIJ –
učimo se na napakah

Darko Beg

UL –FGG

Katedra za metalne konstrukcije

VSEBINA

- Uvod
- Primerjava EC8 in Pravilnika o tehničnih normativih ...
- Analiza napak pri projektiranju
- Obstoječi objekti – analiza 7 konstrukcij
- Sklep

UVOD

Osnovni problem pri potresnoodpornem projektiranju jeklenih konstrukcij v Sloveniji:

V veljavi je prepričanje, da duktilnost jekla kot gradbenega materiala že zagotavlja tudi duktilnost celotne konstrukcije.

UVOD

- Napačna interpretacija tehničnih predpisov
- Ni bilo raziskav na področju jeklenih konstrukcij
- Rdeča lučka je zagorela po potresih Northridge (1994) in Kobe (1995) ter ob uvedbi SIST ENV 1998 (1995)

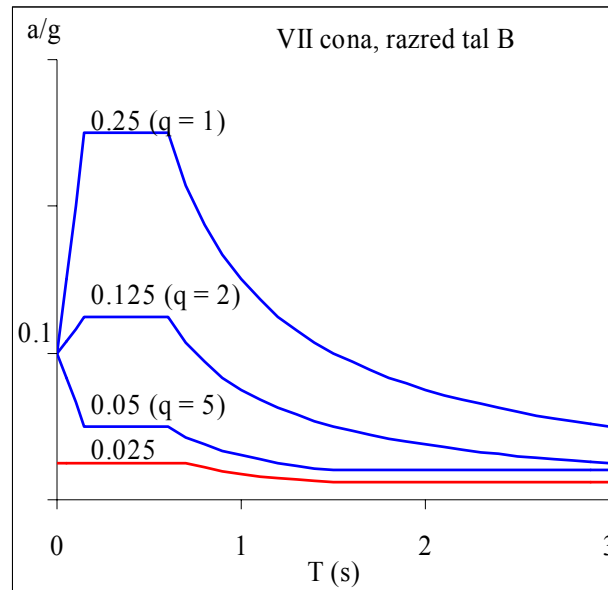
Raziskave

- INCO Copernicus “**RECOS**” projekt (1997-1999)
– skupaj z IKPIR in IMK
- Projekt MZT : “**Analiza potresne varnosti jeklenih konstrukcij v Sloveniji (1999-2001)** – skupaj z IMK
- Projekt MŠZŠ : “**Numerično modeliranje nizkocikličnega utrujanja jeklenih konstrukcij**” (2001-2004)
- Magisteriji, doktorati

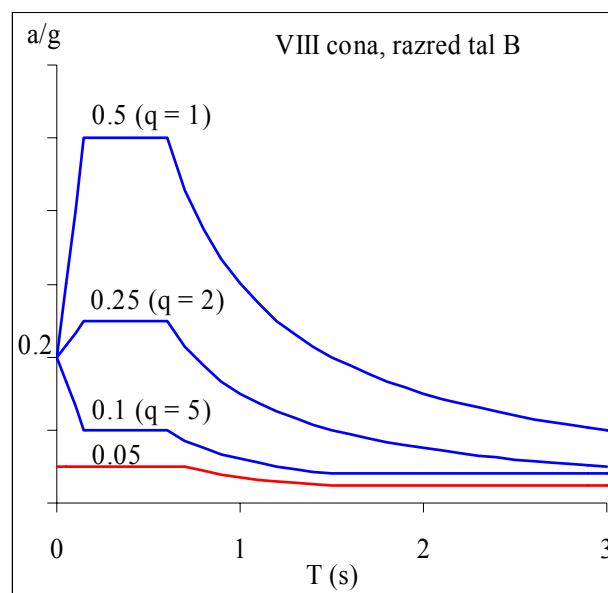
PRIMERJAVA TEHNIČNIH PREDPISOV

- Začasni tehnični predpisi za gradnjo na seizmičnih področjih (1964)
- **Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih (1981)**
- **EUROCODE 8 : SIST ENV 1998, Deli 1.1, 1.2 in 1.3 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij (1995)**

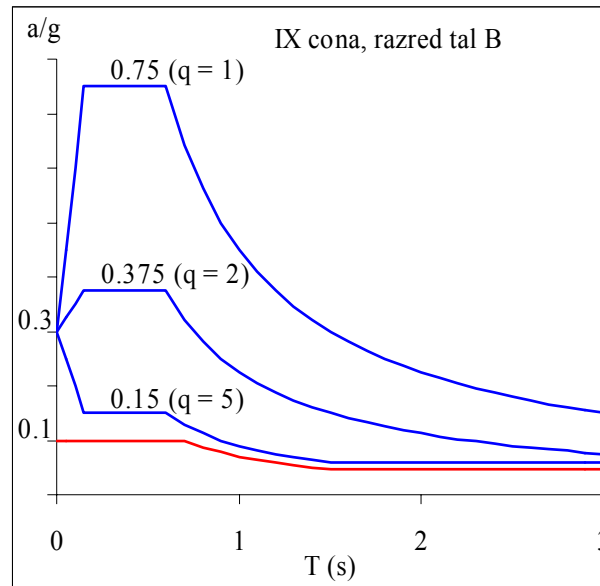
Spektri pospeškov (VII. cona)



Spektri pospeškov (VIII. cona)

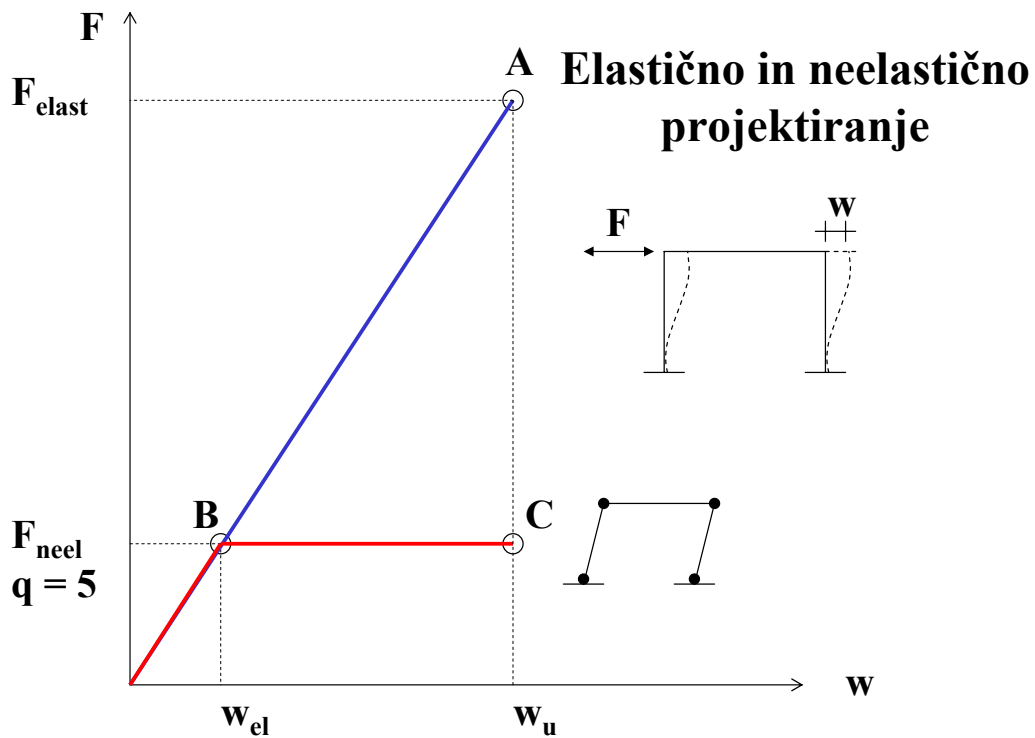


Spektri pospeškov (IX. cona)



$(a/g)_{max}$

Tehnični predpis	Eurocode 8			“Pravilnik”
	q = 1	q = 2	q = 5	
Potresna cona				
VII	0.25	0.125	0.05	0.025
VIII	0.50	0.25	0.10	0.05
IX	0.75	0.375	0.15	0.10



EC 8 – bistvene zahteve

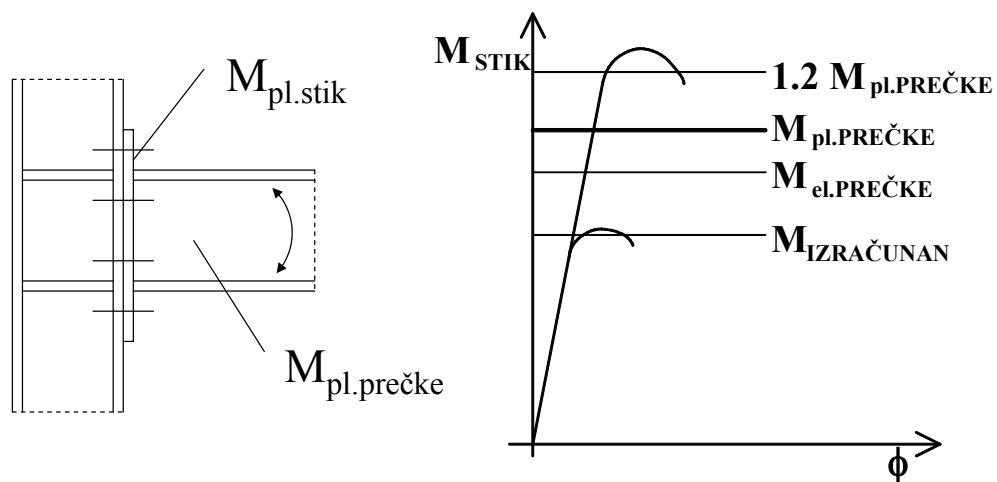
Dve vrsti konstrukcij:

- Konstrukcije, ki **niso sposobne** disipirati energije – $q = 1.0$, **duktilnost ni zahtevana**
- Konstrukcije, ki **so sposobne** disipirati energijo – $q > 1.0$, **duktilnost zahtevana**

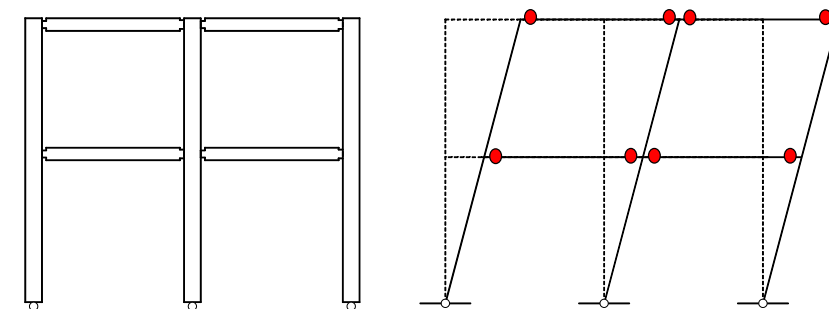
EC 8: Duktilne konstrukcije – splošne zahteve

- Uporaba kompaktnih profilov razreda 1 in 2
pri 3. razredu : $q \leq 2.0$
pri 4. razredu : $q = 1.0$
- Stiki :
 - Polnonosilni stiki – dodatna nosilnost (1.2)
 - Delnonosilni stiki – zadostna duktilnost

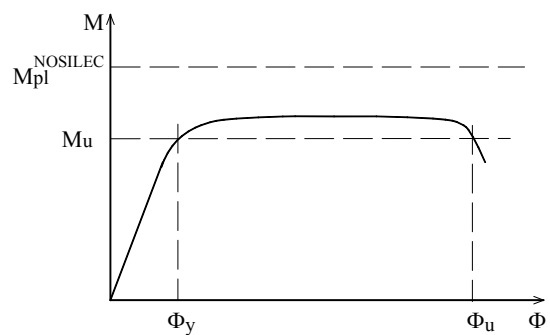
Polnonosilni stiki



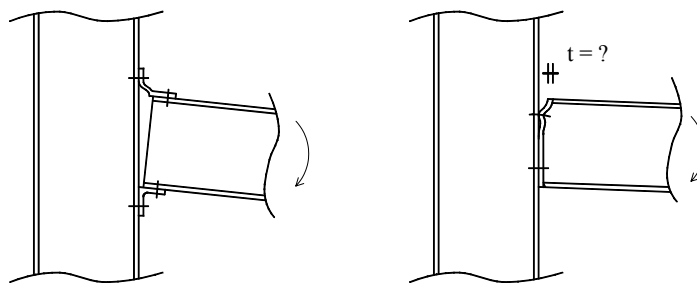
Polno- in delnonosilni stiki



ZAHTEVANA DUKTILNOST V STIKIH

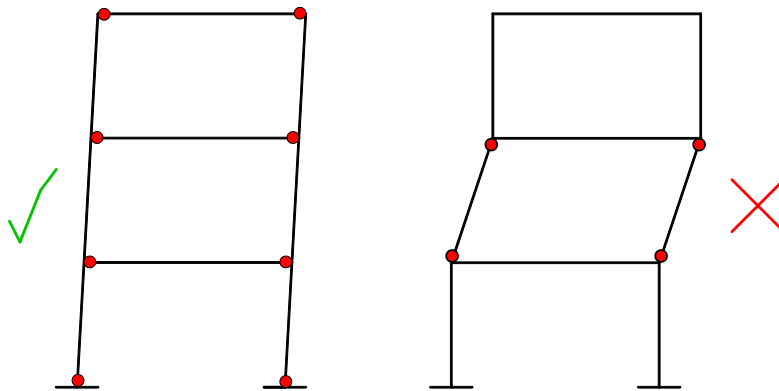


Zagotavljanje duktilnosti delnonosilnih stikov



EC 8: Duktilne konstrukcije – okvirji

- Cone disipiranja energije v **prečkah** in ne v stebrih



EC 8: Duktilne konstrukcije – okvirji

- Preprečiti je potrebno vse oblike globalne nestabilnosti pred popolnim razvojem porušnega plastičnega mehanizma – **uklon stebrov, bočna zvrnitev nosilcev** (dovolj gosto bočno podpiranje prečk)

EC 8: Duktilne konstrukcije – izvedba

- Dejanska meja plastičnosti ne sme preseči projektne meje plastičnosti za več kot **10%**.

V conah disipiranja bi se lahko nosilnost pretirano povečala – poškodbe bi se selile drugam (npr. v stike).

“Pravilnik” – bistvene zahteve

- Duktilni material
- Konstrukcije morajo biti trdne, duktilne in sposobne disipiranja energije
- Pri močnem seizmičnem delovanju delujejo konstrukcijski elementi v **nelinearnem območju**; zato morajo biti izpolnjene te zahteve:

“Pravilnik” – zahteve za duktilno obnašanje

- Izbrati cone disipiranja
- Zagotoviti visoko zmogljivost plastičnih deformacij v plastičnih členkih in sposobnost disipiranja seizmične energije
- Vozlišča, sidranja in podpore elementov v konstrukciji objekta se projektirajo tako, da prenašajo mejne statične količine brez poškodb (**polnonosilni stiki - dodatna nosilnost**)

“Pravilnik” – posebna pravila za **jeklene** konstrukcije

- Jeklene konstrukcije se projektirajo tako, da lahko konstrukcijski elementi disipirajo seizmično energijo z upogibanjem ali z nelinearnimi deformacijami. Če gre za okvirne sisteme, so nelinearne deformacije dovoljene na koncih gred ali diagonalnih vezi (**šibke prečke – močni stebri**)

“Pravilnik” – posebna pravila za **jeklene** konstrukcije

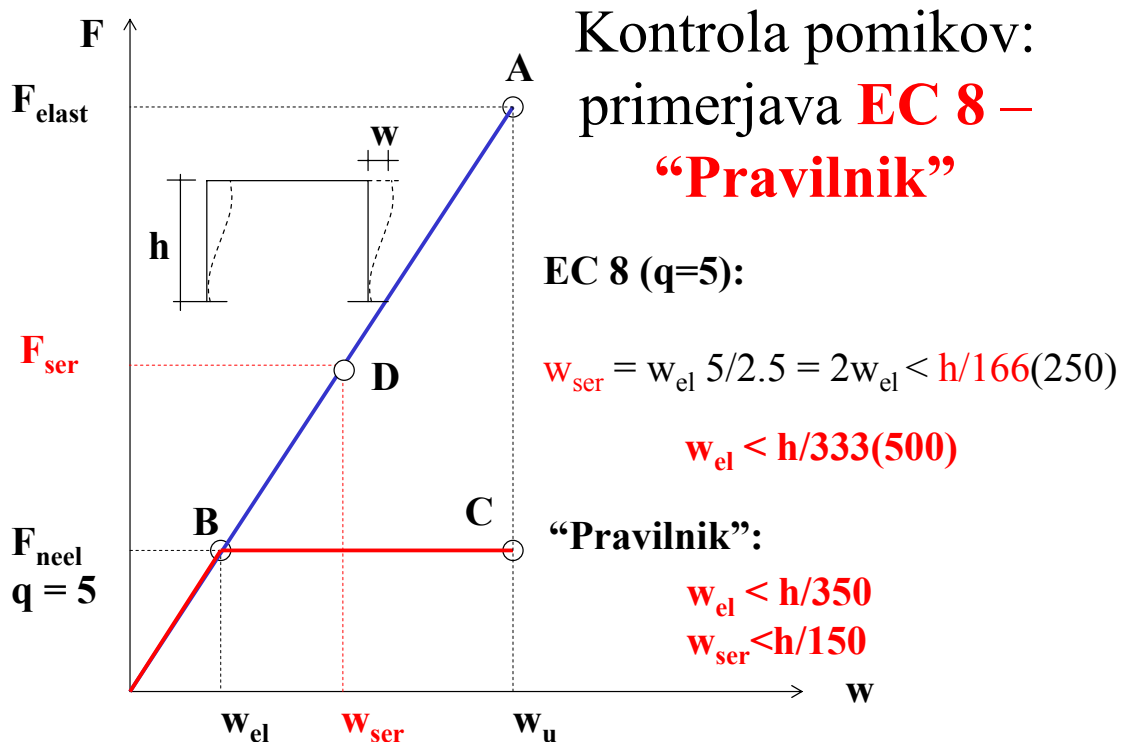
- Plastična lokalna zvijanja niso dovoljena v conah plastičnih zgibov (**kompaktni prerezi**). Vozlišča so dimenzionirana tako, da lahko zagotovijo prenos upogibnih momentov in ustreznih prečnih sil z enega na drugi element brez večjih nelinearnih deformacij v coni vozlišča (**polnosilni stiki, dodatna nosilnost**)

EC 8 in “Pravilnik”: **enake osnovne zahteve**

- Zagotoviti **duktilno** obnašanje in **disipiranje** energije
- **Šibke prečke** – močni stebri
- **Kompaktni prerezi** (brez lokalnega izbočenja)
- **Polnosilni stiki** + dodatna nosilnost

EC 8 in “Pravilnik”: razlike

- “Pravilnik”:
 - ne obravnava primera s povsem elastičnim odzivom konstrukcije pri potresni obtežbi
- EC 8:
 - natančnejša navodila za projektiranje manjše mase?



ANALIZA NAPAK

pri protipotresnem projektiranju jeklenih
konstrukcij v Sloveniji

Viri

- Revizije projektov jeklenih konstrukcij
- Raziskovalni projekt

Ključna napaka

Projektanti uporabljajo projektni (neelastični) spekter pospeškov, **kot da bi bil elastičen**. Pri tem povsem **zanemarijo** zahteve glede **duktilnosti in disipiranja energije**.

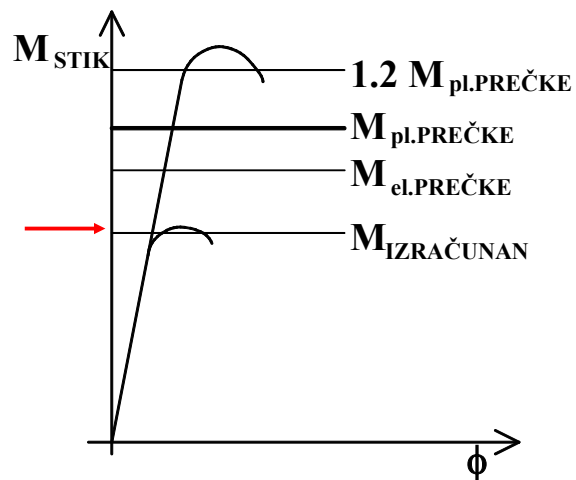
Te zahteve so včasih izpolnjene zgolj slučajno (delno ali v celoti).

Ostale napake

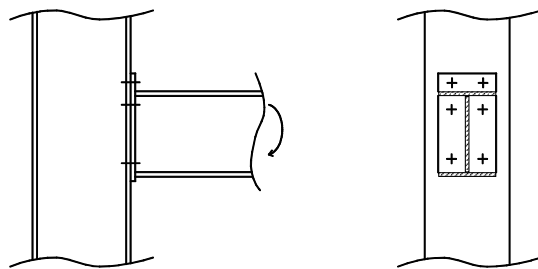
- Ni zagotovljen ustrezeni porušni mehanizem s šibkimi prečkami in močnimi stebri
- Pogosto se uporabljajo prerezi 3. in 4. razreda kompaktnosti (vitki varjeni prerezi)
- Stiki niso polnonosilni
- Opuščanje kontrole na potresno obtežbo

Polnonosilni stiki

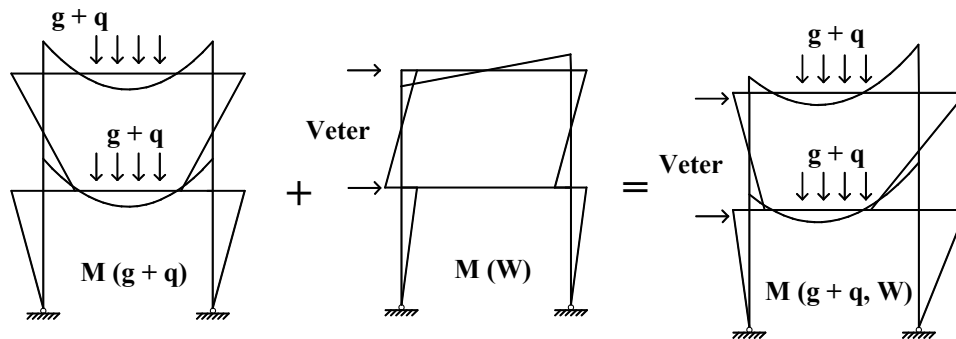
- Stiki so običajno dimenzionirani elastično na največjo izračunano vrednost notranjih sil – so delnonosilni!



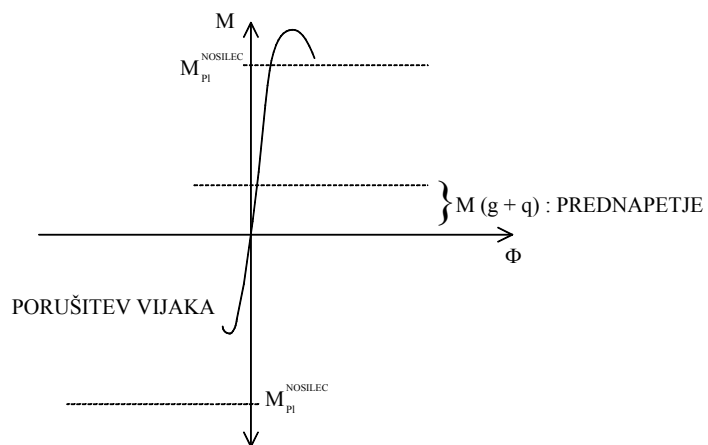
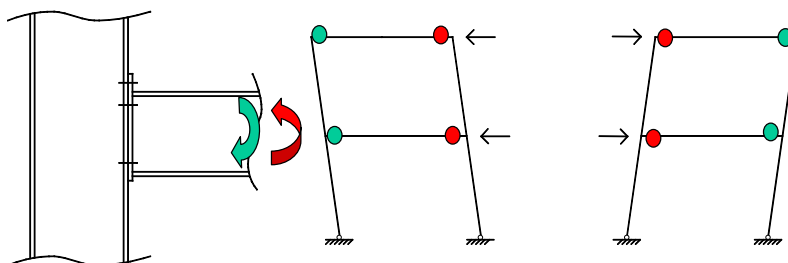
Nesimetrični stiki



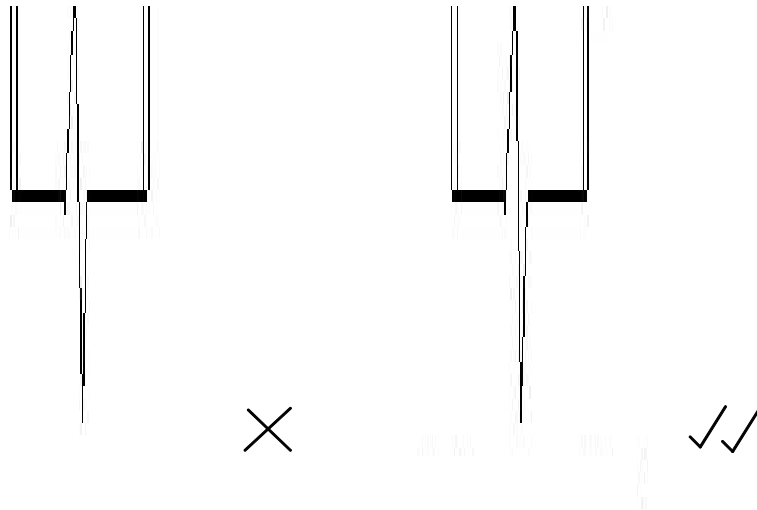
STATIČNA OBTEŽBA



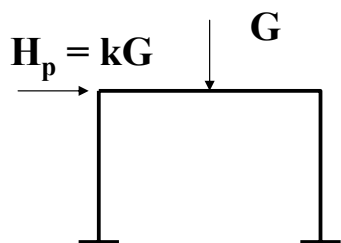
POTRESNA OBTEŽBA



Na potresnih področjih je potrebno uporabiti **simetrični** stik



Opuščanje kontrole na potresno obtežbo



$$k \sim 0.02-0.1$$

Pri $H_p < H_w$

se vpliv potresa zanemari!

Duktilnost je potrebno zagotoviti vedno, kadar je $q > 1$.

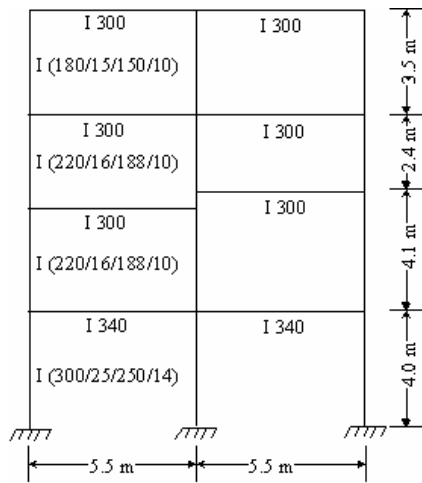
Lastne izkušnje

- Do leta 1994 delal enake napake kot vsi ostali
- Potresi – Norridge (1994), Kobe (1995); EC 8 (1994)!!
- Revizije v letih 1994-1995
 - Vprašanja okoli varnostnih faktorjev (1.0, 1.15, 1.2)
 - Odgovor : ne 1.2 ampak 2.0 ali več!
- Prvi večji objekt, projektiran po novem:
 - Poštni center Ljubljana (1996/97)

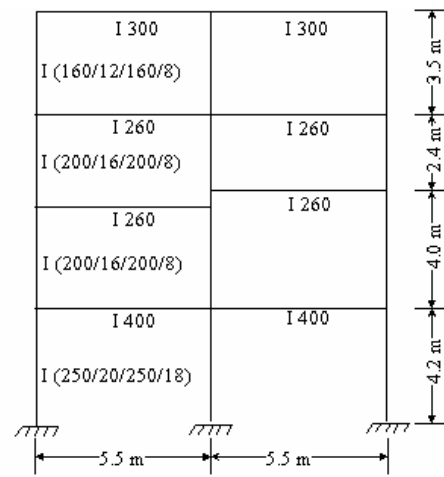
RAČUNSKI PRIMERI

7 obstoječih konstrukcij

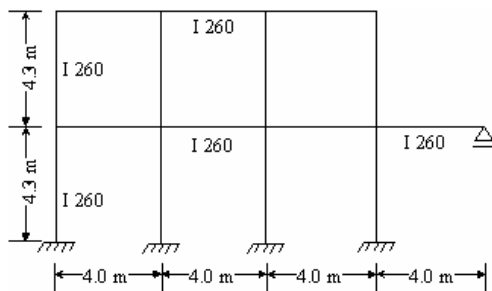
- Pregled originalnih projektov
- Potresnoodporno projektiranje po EC 8
- Numerično simuliranje odziva konstrukcij na potresno obtežbo
 - računalniški program DRAIN 2DX
 - nelinearna dinamična analiza (5 akceleroogr.)



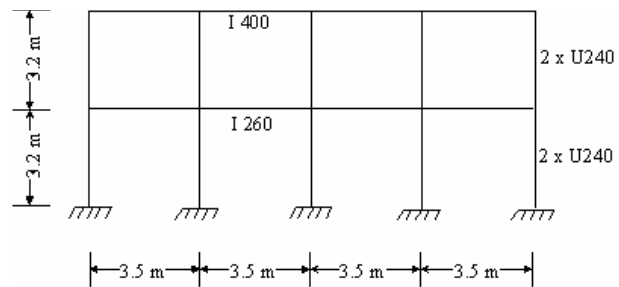
Konstrucija Št. 1 (industrijski objekt)
 Leto izgradnje: 1956; S235



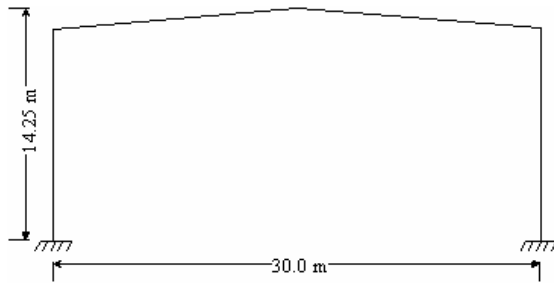
Konstrucija Št. 2 (industrijski objekt)
 Leto izgradnje: 1965; S235



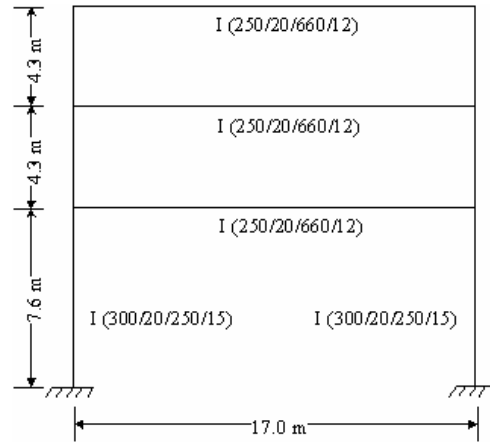
Konstrucija Št. 3 (industrijski objekt)
 Leto izgradnje: 1966; S235



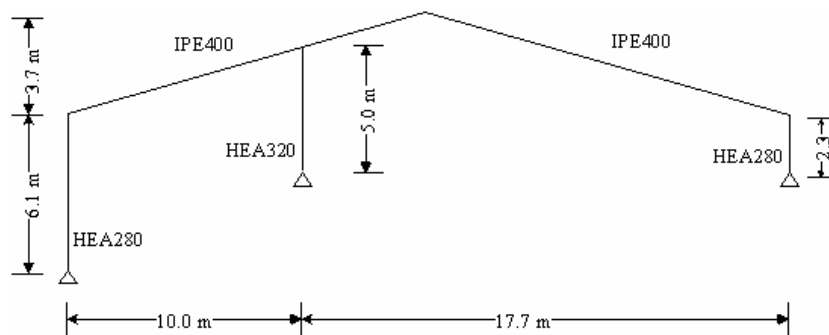
Konstrucija Št. 4 (industrijski objekt)
 Leto izgradnje: 1973; S235



Konstrukcija Št. 5 (industrijski objekt)
Leto izgradnje: 1983; S235



Konstrukcija Št. 6 (šola)
Leto izgradnje: 1990;
S235



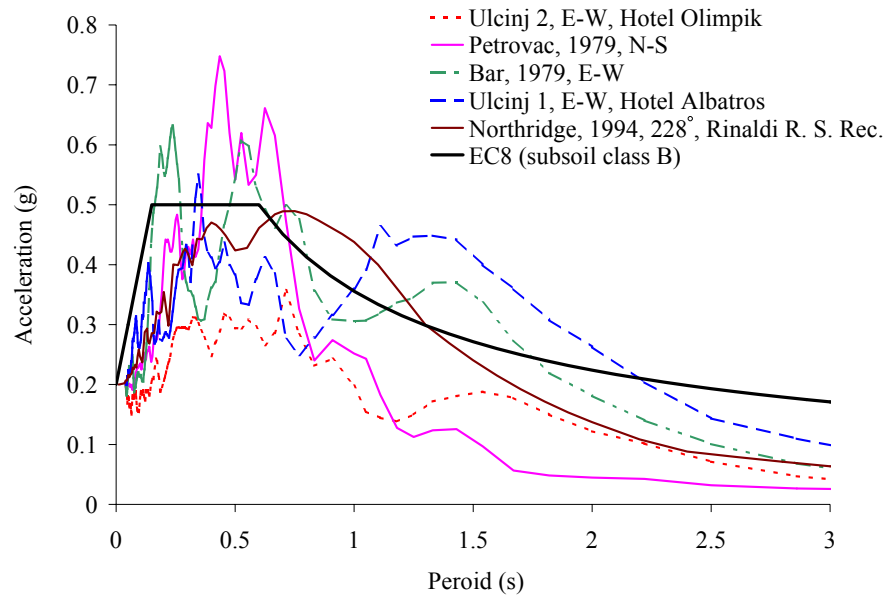
Konstrukcija Št. 7 (industrijski objekt)
Leto izgradnje: 1996; S235

PRIMERJAVA MED STARIM IN NOVIM NAČINOM PROJEKTIRANJA

Konst. Št.	Projekt	Vertikalna obtežba (kN)	Reakcija v prečni smeri (kN)	Projektni seizmični koeficient	Potresna cona (MCS)	Razred kompaktnosti prečnih prerezov	Vrsta stika	Lokacija poškodb
1	Orig.	314.0	15.7	0.050	-	I	P.S.*	-
	EC8 q=2	616.3	49.3	0.080	VII			-
2	Orig.	758.0	37.9	0.050	VIII	I	P.S.	-
	EC8 q=2	985.5	63.6	0.065	VII			-
3	Orig.	887.0	53.2	0.060	VIII	I	P.S.	-
	EC8 q=1	805.8	90.3	0.112	VII			Prečke
4	Orig.	1883.0	226.0	0.120	IX	I	F.S.**	-
	EC8 q=5	1883.0	53.3	0.028	VII			Prečke
5	Orig.	870.0	65.0	0.075	VIII	III, IV	F.S.	-
	EC8 q=1	325.5	162.8	0.500	VIII			-
6	Orig.	-	76.9	-	VIII	I	P.S.	-
	EC8 q=1	641.5	173.2	0.270	VIII			Stebri
7	Orig.	-	0.0	0.000	VIII	I, II	P.S.	-
	EC8 q=1	77.3	38.7	0.500	VIII			-

*Delno nosilni **Polno nosilni

Spektri pospeškov za uporabljene akcelerograme (PGA=0.2g)



Opis poškodb

- Konstr. 2 : Porušitev v enem primeru
- Konstr. 3 : Poškodbe delnonosilnih stikov majhne nosilnosti
- Konstr. 4 : Poškodbe večje od pričakovanih
- Konstr. 6 : Lokalni porušni mehanizem v stebrih prve etaže

SKLEPI

- Pri potresnoodpornem projektiranju jeklenih konstrukcij se je v Sloveniji uveljavil napačen pristop – **duktilnost konstrukcij ni zagotovljena**
- Na srečo v Sloveniji prevladujejo enoetažni industrijski objekti
- Potrebni ukrepi
 - Širjenje znanja (tečaji, delavnice, publikacije)
 - Projektanti, izvajalci del, pristojni državni organi
 - Sanacija najbolj izpostavljenih objektov

Upam, da mi boste tokrat verjeli!

POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE JEKLENIH KONSTRUKCIJ - UČIMO SE NA NAPAKAH

DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT STEEL STRUCTURES - LEARNING ON MISTAKES

STROKOVNI ČLANEK

UDK 624.014.2 : 624.131.55 : 699.84.1

DARKO BEG

P O V Z E T E K Med slovenskimi projektanti jeklenih konstrukcij je dolga leta prevladovalo mnenje, da duktilnost jekla kot gradbenega materiala zagotavlja tudi duktilnost konstrukcij. Šele uvajanje evropskih predstandardov Eurocode 8 je pokazalo na velik razkorak med obstoječo prakso in sodobnim pristopom k potresnovarnemu projektiranju jeklenih konstrukcij. V članku je podana primerjava med Pravilnikom o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih in Eurocodom 8 ter analiza tipičnih napak, ki se pojavljajo pri projektiranju jeklenih konstrukcij. Predstavljeni so tudi rezultati analize potresne varnosti sedmih obstoječih konstrukcij, ki obsega kontrolo osnovnih projektov, primerjalno dimenzioniranje po Eurocode 8 in nelinearno dinamično analizo konstrukcij s programom DRAIN 2DX. V sklepu je podana ugotovitev, da je nujno potrebno izvesti ukrepe za izboljšanje kakovosti potresnoodpornega projektiranja jeklenih konstrukcij v Sloveniji.

S U M M A R Y The wrong opinion that has prevailed amongst the designers of steel structures in Slovenia that steel as a ductile material automatically assures also the ductility of a whole structure has lead to an extensive misuse of the seismic design codes. In the paper, a comparison between the national seismic design code and the provisions of Eurocode 8 are presented along with the analysis of typical mistakes that can be found in design projects. To show clearly the nature of these mistakes, a seismic analysis was performed for seven existing buildings. First, original design projects were checked and then a new design according to Eurocode 8 design rules was carried out. In order to assess the extent of damages more precisely, the numerical simulation of the seismic excitation was performed using DRAIN 2DX computer program. These results urge the steel community in Slovenia to take up serious action to prevent further misuse of the seismic design codes.

Avtor:

izr. prof. dr. Darko Beg, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, Ljubljana

1 UVOD

Jeklene konstrukcije so vse do potresov v Kaliforniji, ZDA (Northridge, 1994) in na Japonskem (Kobe, 1995) veljale za neproblematične glede potresne varnosti. Del zaslug za tako stanje gre pripisati dobri potresni odpornosti solidno projektiranih in zgrajenih jeklenih konstrukcij, del zaslug pa dejstvu, da v nerazvitih območjih, ki so jih prizadeli močni potresi, večetažnih jeklenih konstrukcij skoraj ni bilo. Tudi v prej omenjenih potresih v dveh najrazvitejših delih sveta se ustrezno projektirane jeklene konstrukcije niso rušile, opažen pa je bil relativno velik obseg poškodb, predvsem v območju stikov. To je povzročilo veliko zanimanje strokovne javnosti po vsem svetu. Stekle so številne raziskave, katerih rezultati so že na voljo. Osnovni razlogi za nastale poškodbe so bili: nepravilno konstrukcijsko oblikovanje stikov, kakovost zvarov slabša od pričakovanih, premalo žilavo jeklo in vplivi utrjevanja materiala ([Krawinkler, 1996], [Kato, 1997]).

Nekako v istem času je izšel evropski predstandard za potresnoodporno projektiranje konstrukcij [ENV 1998, 1994], ki je bil v letu 1995 sprejet kot slovenski standard [SIST 1998, 1995].

Oboje, močna potresa in izid ENV 1998, je povzročilo, da smo se na Katedri za metalne konstrukcije FGG začeli ukvarjati s potresno varnostjo jeklenih konstrukcij. Že prve primerjave projektiranja po ENV 1998 in pristopa, ki je bil uveljavljen med slovenskimi projektanti, so pokazale velike razlike. Po nekoliko podrobnejši analizi problema in konzultacijah s strokovnjaki za potresno inženirstvo je postalo jasno, da je obstoječa praksa potresnoodpornega projektiranja povsem napačna. Izkazalo se je namreč, da je med slovenskimi projektanti uveljavljeno prepričanje, da duktilnost jekla kot gradbenega materiala avtomatično zagotavlja duktilnost celotne konstrukcije. Teza je povsem napačna, saj je za zagotavljanje duktilnosti konstrukcije potrebno izpeljati vrsto dodatnih ukrepov, in vodi k poten-

cialno potresno neodpornim konstrukcijam.

Takšno stanje je nekoliko lažje razumeti ob ugotovitvi, da v preteklosti v slovenskem prostoru ni bilo raziskav s področja potresne odpornosti jeklenih konstrukcij in zato tudi ne ustreznih objav v strokovnem tisku. Dodatno je k lažnemu občutku varnosti prispevalo dejstvo, da v potresih, ki so se zgodili v Sloveniji, v zadnjih 50 letih ni bilo poročil o poškodbah ali celo rušitvah jeklenih konstrukcij. Pri tem se pozablja, da zelo močnega potresa v tem času ni bilo in da so se rušili samo zares slabo zgrajeni objekti, npr. kamniti zidani objekti brez horizontalnih vezi.

Zaradi resnosti obstoječega stanja smo se na Katedri za metalne konstrukcije začeli s problemom intenzivno ukvarjati. Pri tem je prišla zelo prav pobuda akademika Petra Fajfarja za sodelovanje v evropskem raziskovalnem projektu INCO – Copernicus [Mazzolani, 2000], ki nam je omogočil stik s priznanimi evropskimi strokovnjaki za potresno varnost jeklenih konstrukcij. Aktivnosti Katedre za metalne konstrukcije, vezane na potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij, so bile v zadnjih nekaj letih naslednje:

- Raziskovalni projekti:
 - INCO-Copernicus projekt "RECOs" (1997-1999) Slovenska partnerja IKPIR in IMK
 - projekt MZT: Analiza potresne varnosti jeklenih konstrukcij v Sloveniji (1999-2001) – skupaj z IMK [Beg, 2002]
 - projekt MŠZŠ: Numerično modeliranje nizkocikličnega utrujanja jeklenih konstrukcij (2001-2004)
- Podiplomski študij:
 - 2 magisterija
 - v pripravi 3 doktorati
- Seminarji za projektante:
 - 3 seminarji za projektante jeklenih konst-

rukcij o uporabi ENV 1993, vključeno je bilo potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij po ENV 1998 (1998-1999)

- 2 seminarja o uporabi ENV 1998 v organizaciji FGG (sodelaci KMK pripravili del o projektiranju jeklenih konstrukcij) (2000-2001)

V nadaljevanju članka bo podana primerjava veljavnih tehničnih predpisov oziroma standardov in analiza napak, ki se pogosto pojavljajo pri potresnoodpornem projektiranju jeklenih konstrukcij.

2 PRIMERJAVA TEHNIČNIH PREDPISOV

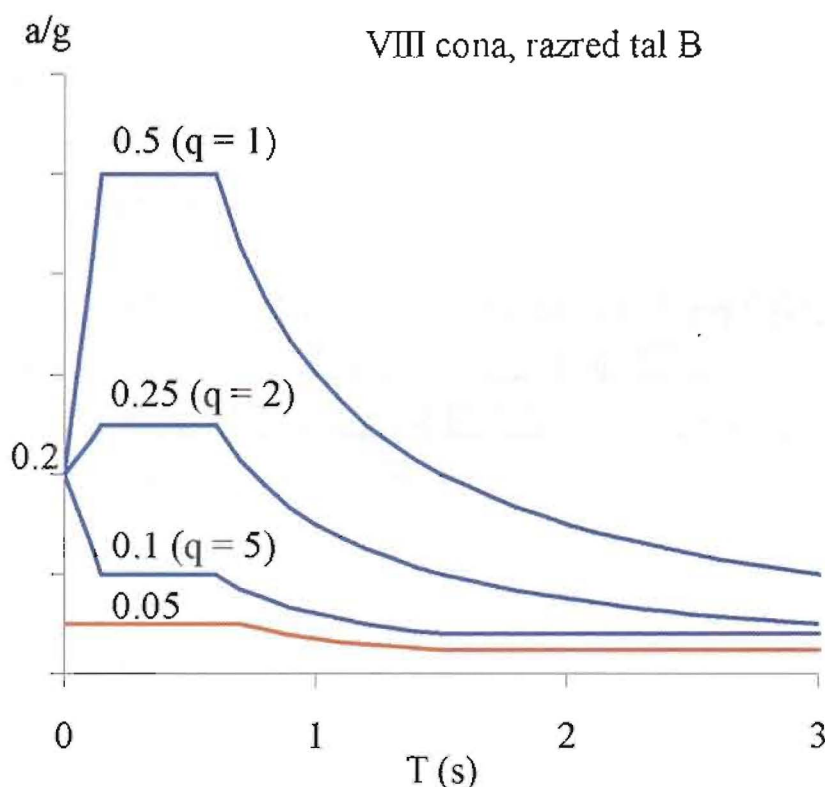
Na področju Slovenije so bili ali so še v veljavi naslednji tehnični predpisi ali standardi, ki pokrivajo potresnoodporno projektiranje konstrukcij:

- Začasni tehnični predpis za gradnjo na seizmičnih področjih [ZTP, 1964]
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih [Pravilnik, 1981]
- EUROCODE 8 – SIST ENV 1998 (deli 1.1, 1.2 in 1.3): Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij [SIST 1998, 1995]- EC8

V začasnih tehničnih predpisih iz leta 1964 najdemo samo zelo splošne zahteve za trdnost in duktilnost konstrukcij ni pa posebnih zahtev za jeklene konstrukcije. Poleg tega dokument ne velja več, zato ga v nadaljevanju ne bomo obravnavali. Preostala dva dokumenta sta v veljavi in ju uporabljamo pri potresnoodpornem projektiranju.

2.1 PRIMERJAVA PROJEKTIJNIH SPEKTROV POSPEŠKOV

Na sliki 1 so narisani projektni spektri pospeškov za VIII. potresno cono in razred



Slika 1: Spektri pospeškov (VIII cona) - EC8 v modri barvi, Pravidnik (1981) v rdeči barvi

Potresna cona	EC 8 (a/g)			Pravidnik (1981) (a/g)
	q = 1	q = 2	q = 5	
VII	0.250	0.125	0.050	0.025
VIII	0.500	0.250	0.100	0.050
IX	0.750	0.375	0.150	0.100

Preglednica 1: primerjava maksimalnih relativnih pospeškov projektnih spektrov

tal B (srednja kakovost tal). Vidimo, da je pri EC 8 projektni pospešek odvisen od faktorja obnašanja q . Pri predpostavljene elastičnem obnašanju brez zagotovljene duktilnosti ($q = 1.0$) je vrednost pospeškov in s tem potresnih sil zelo velika, pri večanju faktorja obnašanja, ki lahko doseže tudi vrednost 6, pa pospešek in s tem potresne sile padajo. Večji je faktor q , večjo duktilnost in sposobnost disipiranja potresne energije je potrebno zagotoviti.

Spekter pospeškov v Pravidniku (1981) ima zelo majhne vrednosti pospeškov, ki ustrezajo velikim duktilnostim konstrukcije ($q > 5$). Zelo podobno je stanje pri IX. in VII. potresni coni, kar je razvidno iz preglednice 1, kjer so podane maksimalne vrednosti spektrov pospeškov. Iz primerjave je očitno, da so spektri v Pravidniku (1981) reducirani oziroma neelastični spektri in ne morda elastični spektri. Zaradi tega jih lahko uporabljamo le, če zagotovimo primerno duktilnost kon-

strukcij, kar Pravidnik (1981) tudi eksplicitno zahteva (glej pogl. 2.4).

2.2 ELASTIČNO IN NEELASTIČNO PROJEKTIRANJE

Osnove principov protipotresnega projektiranja je mogoče razložiti s pomočjo diagrama potresna obtežba – pomik konstrukcije na sliki 2. Konstrukcije, pri katerih duktilnost ni zagotovljena, morajo delovati v elastičnem področju in zanje velja elastični spekter pospeškov. V tem primeru je potresna obtežba F_{elast} , ki je proporcionalna pospešku, zelo velika in konstrukcija doseže točko A.

Kadar je zagotovljena duktilnost (sposobnost deformiranja v neelastičnem področju), je odpornost konstrukcije lahko nižja, saj kontroliran razvoj poškodb v območju točke B ($F_{neelast}$) prepreči, da bi obtežba naraščala, se pa večajo pomiki. Kontroliran razvoj poškodb pomeni, da se lahko plastični mehanizem razvije, ne da bi pri tem prišlo do zmanjšanja nosilnosti konstrukcije zaradi loma, pojavov nestabilnosti itd. Poleg tega se mora razviti tak mehanizem, ki bo nudil dovolj veliko nosilnost, stabilnost in sposobnost disipiranja energije. Pri okvirnih konstrukcijah je zato razvoj plastičnih členkov omejen predvsem na prečke, stebre in stiki pa običajno ostanejo v elastičnem področju.

2.3 EC 8 – BISTVENE ZAHTEVE GLEDE DUKTILNOSTI

EC 8 ima v delu 1.3 posebno poglavje, posvečeno jeklenim konstrukcijam, kjer so podrobno navedene zahteve za protipotresno projektiranje.

Obravnavani sta dve vrsti konstrukcij:

- Konstrukcije, ki niso sposobne disipirati energije. Pri teh konstrukcijah je faktor obnašanja $q = 1.0$ in duktil-

nost ni pomembna. Lahko jih projektiramo v skladu z ENV 1993 (EURO-CODE 3) /8/ in ni potrebno upoštevati posebnih zahtev EC 8. Seveda so v tem primeru potresne sile zelo velike.

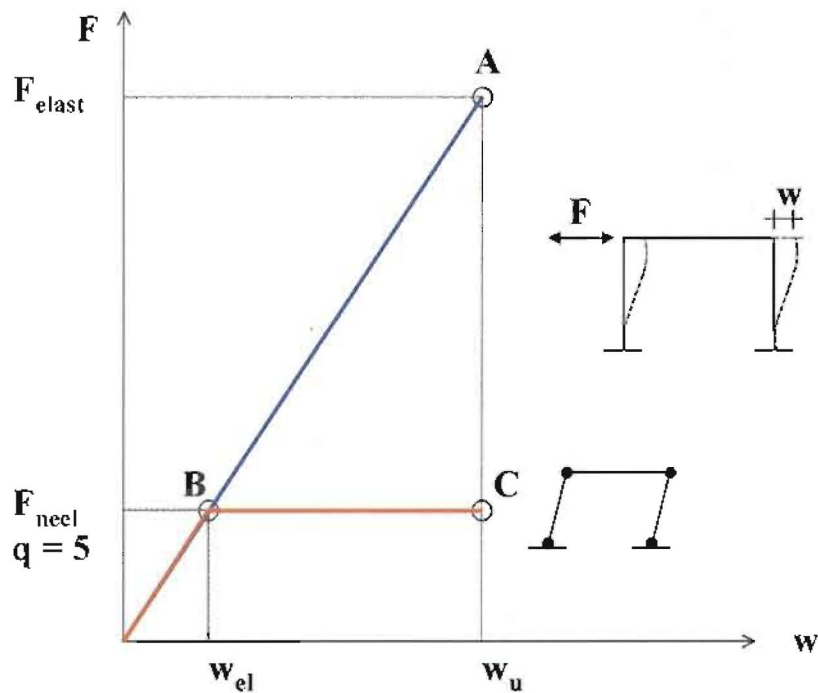
- Konstrukcije, ki so sposobne disipirati energijo. Pri teh konstrukcijah je faktor obnašanja $q > 1.0$ in je potrebno zagotoviti duktilnost. To dosežemo z upoštevanjem posebnih zahtev za jeklene konstrukcije v EC 8.

Osnovne zahteve za doseganje duktilnosti:

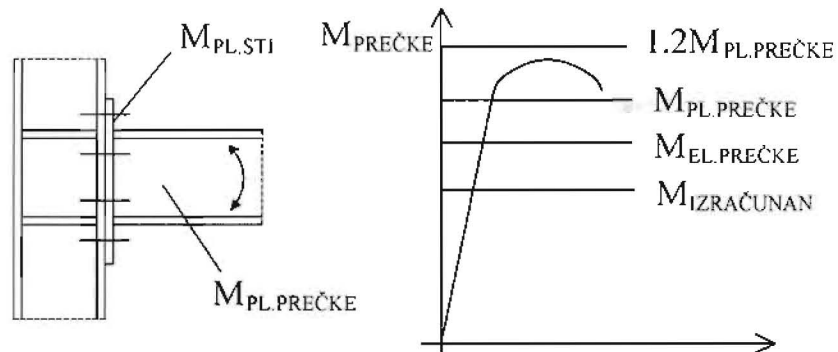
- Prečni prerezi. Da bi preprečili lokalno izbočenje prečnih prerezov, preden se plastični členki povsem razvijejo, je potrebno uporabljati kompaktno preze (vroče valjani HEA, HEB, HEM, IPE in kompaktni varjeni prerezi)
 - I. razred kompaktnosti: $q > 4.0$
 - II. razred kompaktnosti: $q \leq 4.0$
 - III. razred kompaktnosti: $q \leq 2.0$
 - IV: razred kompaktnosti (vitki): $q = 1.0$

- Stiki. Stiki, s katerimi priključujemo elemente, ki disipirajo energijo, morajo biti polnonosilni z dodatno nosilnostjo (overstrength) 20 %. Polnonosilni stiki so definirani kot stiki, katerih nosilnost je za 20 % večja od mejne (plastične) nosilnosti elementov, ki jih priključujemo. Na sliki 3 je prikazan momentni stik prečka-steber, ki je polnonosilen, če je njegova nosilnost za 20 % večja od polnoplastičnega momenta prečke $M_{pl,prečke}$. Na ta način zagotovimo, da se bo plastični členek res tvoril v prečki, kjer je lažje zagotoviti duktilnost in sposobnost disipiranja energije, ne pa v stiku.

Izjemoma je dovoljena uporaba delno nosilnih stikov (vsi stiki, ki ne izpolnjujejo kriterijev za polnonosilni stik). V tem primeru se poškodbe tvorijo v stiku, ki je šibkejši od prečke in je torej potrebno zagotoviti tudi duktilnost teh stikov (npr. plastično deformiranje čelnih pločevin v upogibu ali stojine stebra v strigu).



Slika 2: Prikaz projektiranja v elastičnem in neelastičnem področju

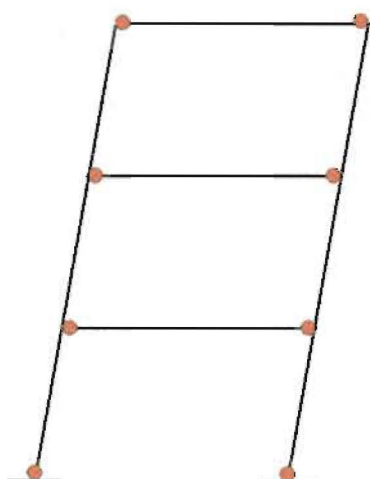


Slika 3: Definicija polnonosilnega stika

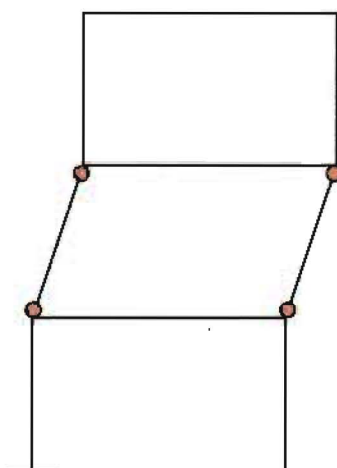
- Plastični mehanizmi. Pri okvirnih konstrukcijah: Okvirne konstrukcije lahko dosežejo veliko duktilnost, vendar je potrebno zagotoviti razvoj globalnega plastičnega mehanizma s plastičnimi členki v prečkah, v stebrih pa samo ob priključku na temelj in na vrhu zgornje etaže (glej sliko 4). Preprečiti je potrebno razvoj lokalnih mehanizmov posamezne etaže s plastičnimi členki v stebrih, ki imajo znatno manjšo sposobnost disipiranja potresne energije.

Omogočiti je potrebno popoln razvoj plastičnega mehanizma. To dosežemo s preprečitvijo vseh oblik lokalne nestabilnosti prerezov (kompaktni prerezi) in globalne nestabilnosti oziroma uklona stebrov ali bočne zvrnitve nosilcev (zadostno bočno podpiranje elementov).

- Izdelava in montaža konstrukcij. Dejanska meja plastičnosti jekla ne sme preseči v projektu uporabljene meje



Pravilni porušni mehanizem s plastičnimi členki v prečkah



Nepravilni porušni mehanizem s plastičnimi členki v stebrih - mehka etaža

Slika 4: Porušni mehanizmi

plastičnosti jekla za več kot 10 %. S to zahtevo npr. preprečimo, da bi se zaradi slučajnega povečanja nosilnosti poškodbe iz prečk selile v stike ali stebre. Trenutno je ta kriterij zelo težko izpolniti, saj je karakteristična meja plastičnosti določena kot zagotovljena spodnja meja, dejanske vrednosti pa so 20 ali več % višje. Problem se da rešiti tako, da se namesto zagotovljene spodnje meje vzame povprečna vrednost meje plastičnosti (samo za protipotresno analizo), ali pa se po potrebi račun preveri, ko so znane dejanske vrednosti (ob nabavi materiala). Na Japonskem so zaradi te vrste težav že začeli proizvajati jekla z omejeno zgornjo mejo plastičnosti.

2.4 PRAVILNIK (1981) – BISTVENE ZAHTEVE

Pravilnik (1981) vsebuje splošne zahteve glede duktilnosti kot tudi posebne zahteve za jeklene konstrukcije. Prevod pravilnika v slovenščino ni najbolj natančen, vendar je ob pazljivem branju povsem razumljiv. Zadevni členi so v nadaljevanju dobesedno prepisani, po potrebi pa so v oklepaju dodani kratki komentarji.

Splošne zahteve (50. člen):

Pri močnejšem seizmičnem delovanju delujejo konstrukcijski elementi v nelinearnem območju, zato morajo biti izpolnjene naslednje zahteve (projektni in ne elastični spekter pospeškov!):

- 1) izbrati je treba konstrukcijske elemente v objektu visoke gradnje – prereze in cone, pri katerih utegne priti do nelinearnih deformacij in plastičnih členkov (cone disipiranja);
- 2) treba je doseči visoko zmogljivost plastičnih deformacij v conah plastičnih členkov, s čimer se poveča duktilnost in sposobnost disipacije seizmične energije (rotacijska kapaciteta);
- 3) vozlišča, sidranja in podpore elementov v konstrukciji objekta se projektirajo tako, da prenašajo mejne statične količine brez poškodbe (polnosilni stiki).

Posebne zahteve za jeklene konstrukcije (84. in 85. člen).

- Jeklene konstrukcije se projektirajo tako, da lahko konstrukcijski elementi disipirajo seizmično energijo z upogibanjem ali z nelinearnimi deformacijami. Če gre za okvirne sisteme, so

nelinearne deformacije dovoljene na koncih gred ali diagonalnih vezi (šibke prečke – močni stebri).

- Plastična lokalna zvijanja (mišljeno je lokalno izbočenje) niso dovoljena v conah plastičnih zgibov (kompaktni prerezi). Vozlišča so dimenzionirana tako, da lahko zagotovijo prenos upogibnih momentov in ustreznih prečnih sil z enega na drugi element brez večjih nelinearnih deformacij v coni vozlišča (polnosilni stiki, dodatna nosilnost).

2.5 PRIMERJAVA EC 8 IN PRAVILNIKA (1981)

Iz zahtev v točkah 2.3 in 2.4 je razvidno, da oba tehnična dokumenta postavljata povsem enake temeljne zahteve glede duktilnosti in disipiranja seizmične energije:

- Zagotoviti je potrebno duktilno obnašanje in disipiranje energije.
- V conah disipiranja je potrebno uporabiti kompaktne prečne prereze, pri katerih ni nevarnosti lokalnega izbočenja.
- Pri okvirnih konstrukcijah je potrebno upoštevati princip šibka prečka – močan stebel.
- Ključni stiki morajo biti polnosilni z zahtevo po dodatni nosilnosti.

Razlika med obema dokumentoma je predvsem v tem, da je EC 8 mnogo obsežnejši in podrobnejši v navodilih za izpolnjevanje postavljenih zahtev. Poleg tega v splošnem delu vsebuje natančnejša navodila za račun potresnih sil, kriterije za neregularnost objektov itd.

Pravilnik (1981) ne obravnava primerov s povsem elastičnim odzivom konstrukcije pri potresni obtežbi. To sicer ni eksplicitno zapisano, je pa iz teksta razvidno. To pomeni, da je pri projektiranju z upora-

bo *Pravilnika (1981)* vedno potrebno zagotoviti duktilnost konstrukcij (kar pa je v 50. členu zapisano).

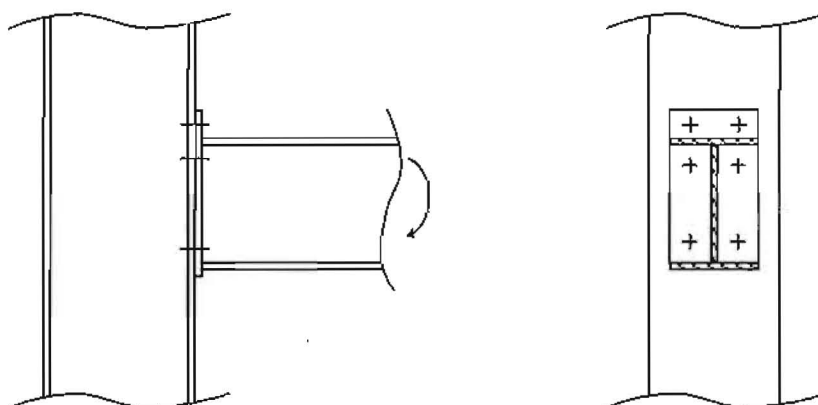
3 ANALIZA NAPAK PRI PROTIPOTRESNEM PROJEKTIRANJU JEKLENIH KONSTRUKCIJ V SLOVENIJI

Podatki o napačnem pristopu k protipotresnemu projektiranju izhajajo predvsem iz dolgoletnih izkušenj avtorja, pridobljenih z revidiranjem projektov jeklenih konstrukcij in iz rezultatov raziskovalnega projekta Analiza potresne varnosti jeklenih konstrukcij v Sloveniji.

Ključna napaka pri projektiranju je bila in je na žalost kljub številnim opozorilom še vedno ta, da projektanti uporabljajo neelastični projektni spekter pospeškov, kot da bi bil elastičen, saj povsem zanemarijo zahteve, vezane na duktilno obnašanje konstrukcij in sposobnost disipiranja seizmične energije. Te zahteve so včasih delno in zelo redko v celoti izpolnjene zgolj slučajno.

Ostale napake so večinoma vezane na prej omenjeni napačen pristop, včasih pa se pridruži še napačna zasnova (problematični tlorisi, skoki v togosti po višini objekta in podobno):

- Pri okvirnih konstrukcijah ni zagotovljen ustrezen porušni mehanizem s šibkimi prečkami in močnimi stebri. Zelo pogosto so stebri relativno šibki, ker tako narekujejo rezultati elastične analize in relativno majhne horizontalne sile (veter; reducirane potresne sile, ki pa same po sebi zahtevajo šibkejše prečke).
- Prečni prerezi: Ob uporabi vroče valjanih standardnih prerezov običajno težavni, saj so ti prerezi v I. ali vsaj II. razredu kompaktnosti. Kadar so prečni prerezi varjeni, so zaradi manjše porabe materiala pogosto vitkejši in padejo v III. ali celo IV. razred (vitki) kompak-



Slika 5: Nesimetrični stiki

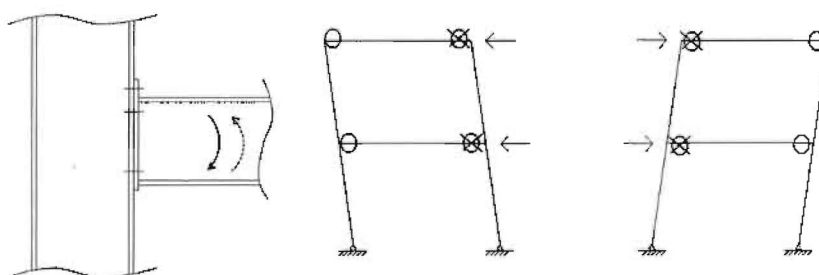
nosti. V tem primeru ne zagotavljajo zadostne rotacijske kapacitete (duktilnosti). V splošnem je kriterij duktilnosti prečnih prerezov najpogosteje izpolnjen, vendar je res tudi to, da je pogosto izpolnjen samo ta kriterij.

- Stiki: Največkrat so stiki dimenzionirani kar na vrednost notranjih sil, dobljenih iz elastične analize konstrukcije (glej sliko 3). Taki stiki seveda ne morejo veljati za polno nosilne. V svoji revidentski praksi, razen kakšne svetle izjeme v zadnjem času, še nisem naletel na korektno projektirane polnosilne vijačene stike!

Glede stikov se je v Sloveniji uveljavila še ena posebnost, ki ji ni para v seizmično aktivnih predelih sveta. Iz nemške strokovne prakse se je v Sloveniji zelo uveljavila uporaba nesimetričnih vijačenih čelnih stikov (slika 5).

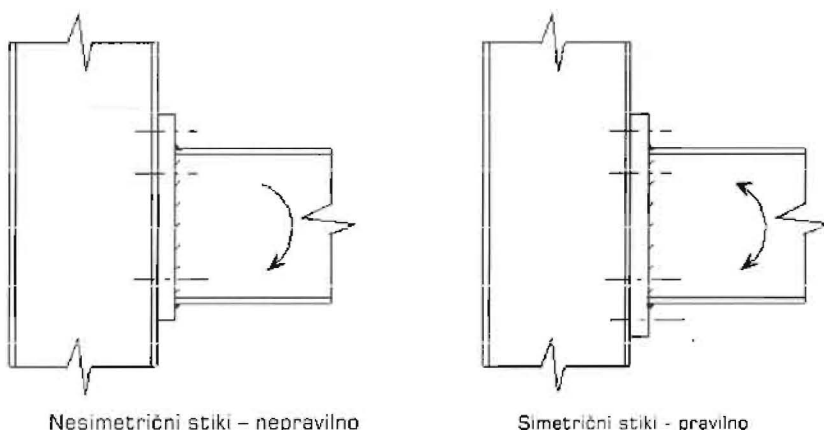
Uporaba teh stikov je podprta s praktičnimi tabelami, ki projektantom močno olajšajo delo. Na žalost smo v Sloveniji povsem zanemarili dejstvo, da leži Slovenija na potresnem področju, Nemčija pa ne. Nesimetrični stiki so namreč primerni za prevzemanje vertikalnih obtežb in zmernih horizontalnih obtežb, ki na spodnjem šibkejšem delu ne povzročijo prevelikih nategov, saj je za to vrsto obremenitve stik delno nosilen [Beg, 2000].

Kadar tak stik uporabimo za priključevanje prečk, ki pri potresni obtežbi disipirajo energijo, stvar ne deluje, saj se bo stik na šibki strani porušil (slika 6). Porušitev bo praktično vedno neduktilna s pretrgom vijakov v nategu. Zato je vedno, kadar pri projektiranju uporabljamo neelastične spektre pospeškov, potrebno predvideti simetrične in v obeh smereh polnosilne stike (slika 7).



⊗ Porušitev na šibki strani nesimetričnega stika

Slika 6: Obnašanje nesimetričnih stikov pri potresni obtežbi



Nesimetrični stiki – nepravilno

Simetrični stiki – pravilno

Slika 7: Nesimetrični in simetrični stiki

- Opuščanje kontrole na potresno obtežbo: Projektanti pri znani vertikalni obtežbi G izračunajo potresno silo $H_v = KG$, kjer je K seizmični koeficient (v *Pravilniku (1981)* znaša $K \approx 0.02 - 0.10$). Če v nadaljevanju uspejo dokazati, da je horizontalna sila vetra H_w večja od potresne sile, potresni obtežni primer enostavno izločijo, češ da ni odločilen. Tak pristop je dovoljen samo, če so potresne sile izračunane na osnovi elastičnega spektra pospeškov, saj v tem primeru ni potrebno upoštevati dodatnih zahtev glede duktilnosti in je res odločilna večja horizontalna obtežba. V primeru uporabe neelastičnih spektrov pospeška (*Pravilnik (1981)*) pa je ne glede na velikost izračunanih potresnih sil potrebno zagotoviti duktilnost konstrukcije. Izpolnjeni morajo biti vsi bistveni kriteriji duktilnosti.

Na tem mestu je primerno omeniti tudi lastne izkušnje s protipotresnim projektiranjem jeklenih konstrukcij. Do leta 1994 sem delal podobne napake kot vsi ostali in zamenjeval neelastični z elastičnim spektrom pospeškov. Pojav *EC 8* v letu 1994 in težave z jeklenimi konstrukcijami v potresih na Japonskem in v Kaliforniji (Kobe, Northridge) so povzročili, da sem zadevo temeljito preštudiral in ugotovil, da je stanje na tem področju v Sloveniji zaskrbljujoče. Prvi večji objekt, kjer sem nova spoznanja uporabil, je bil Poštni center v Ljubljani. Potresna odpornost je bila sicer analiza-

rana po *Pravilniku (1981)*, vendar smo izračunane potresne sile pomnožili s faktorjem 3.0 in tako upoštevali, da kriteriji duktilnosti niso bili povsem izpolnjeni. Naša ocena je bila, da je faktor obnašanja $q = 2$.

4 ANALIZA SEDMIH OBSTOJEČIH KONSTRUKCIJ

V okviru raziskovalnega projekta Analiza potresne varnosti jeklenih konstrukcij v Sloveniji smo z vidika potresne varnosti analizirali nekatere obstoječe objekte. V nadaljevanju bodo prikazani ključni rezultati za sedem objektov.

Pri vseh konstrukcijah so bile opravljene tri osnovne naloge:

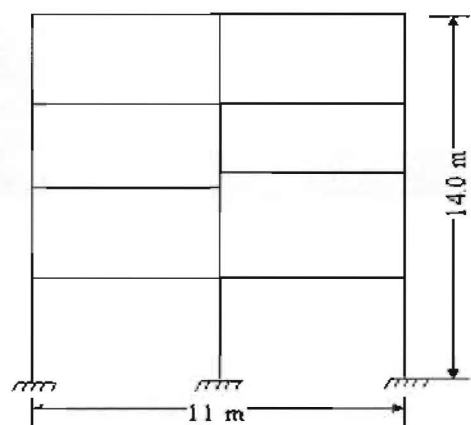
- Pregled originalnih projektov: zbiranje podatkov za natančnejšo analizo, preverjanje izračunov in iskanje morebitnih napak.
- Določanje faktorja obnašanja q in kontrolni izračun po določitih *EC 8*.
- Numerično simuliranje odziva konstrukcij na potresno obtežbo: za ta namen smo uporabili računalniški program za nelinearno dinamično analizo DRAIN 2DX [Prakash, 1993] in pet značilnih akcelorogramov.

Konstrukcije so bile regularne, z nosilni-

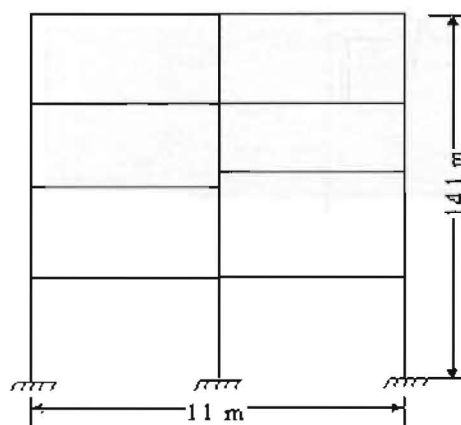
mi elementi v dveh pravokotnih smereh – v eni smeri okvirji, v drugi smeri povezja. Analizirali smo samo prečne okvirje in jih obravnavali kot ravninske konstrukcije. Osnovna geometrija konstrukcij je prikazana na sliki 8. Konstrukcije so bile narejene v obdobju od leta 1956 do leta 1996 in projektirane po različnih tehničnih predpisih. Pri numeričnem simuliranju odziva konstrukcij na potresno obtežbo smo uporabili pet različnih akcelorogramov, pri katerih je bil največji pospešek temeljnih tal prilagojen projektni vrednosti za posamezno konstrukcijo. Na sliki 9 so prikazani spektri pospeškov za uporabljene akcelorograme (za primer, ko največji pospešek temeljnih tal znaša 0,2 g). Ključni momentni stiki so bili modelirani kot bilinearne vzmeti z realno togostjo in nosilnostjo.

V preglednici 2 so podane nekatere ugotovitve analize:

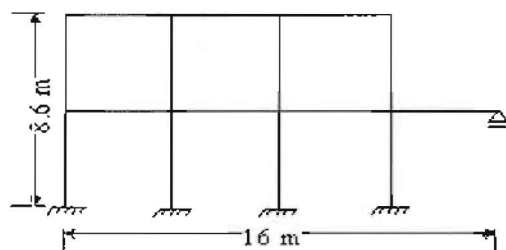
- faktor obnašanja: Razen pri konstrukciji št. 4 ($q=5$), je bil v vseh drugih primerih ta faktor enak 1 (štirje primeri) ali 2 (dva primera). Kljub temu so bile v osnovnih projektih vse konstrukcije računane brez načrtnega zagotavljanja duktilnosti in z upoštevanjem projektnih spektrov pospeška.
- seizmični koeficient: Glede na osnovni projekt se je seizmični koeficient pri računu po *EC 8* znatno povečal. Razlog je nizek q . Izjema je duktilna konstrukcija št. 4, kjer se je močno spremenila tudi potresna cona (v ZTP (1964) IX. cona in v *EC 8* VII. cona).
- kompaktnost prereza: Večinoma so uporabljeni vroče valjani prerezi, ki zagotavljajo ustrezno kompaktnost in s tem rotacijsko kapaciteto. Pri konstrukciji št. 5 so prerezi sodili v III. in celo IV. razred kompaktnosti, ki nimata nikakršne rotacijske kapacitete.
- stiki: Polnosilni so samo varjeni stiki konstrukcij št. 4 in 5 (primerno izvedeni varjeni stiki so polnosilni že po definiciji), v vseh ostalih primerih so bili izvedeni vijačeni delnosilni sti-



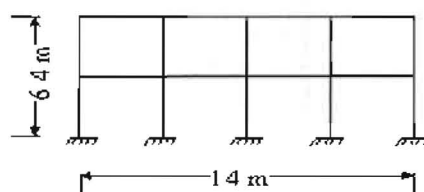
Konstr. št. 1, leto izgradnje 1956



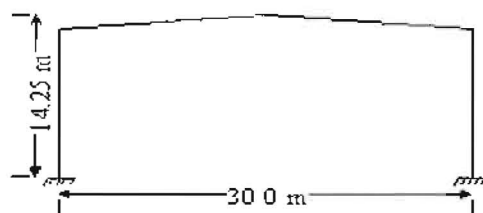
Konstr. št. 2, leto izgradnje 1965



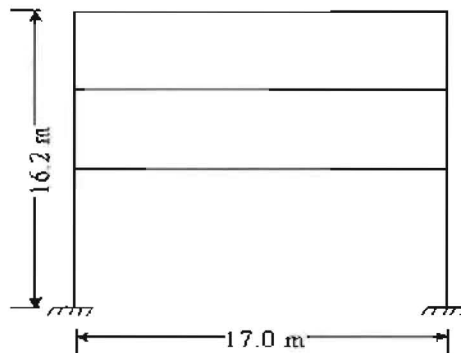
Konstr. št. 3, leto izgradnje 1966



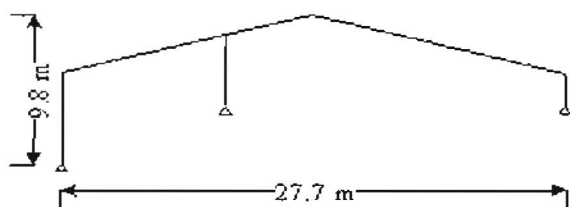
Konstr. št. 4, leto izgradnje 1973



Konstr. št. 5, leto izgradnje 1983



Konstr. št. 6, leto izgradnje 1990



Konstr. št. 7, leto izgradnje 1996

Slika 8: Geometrija analiziranih konstrukcij

Objekt št.	Projekt	(kN)	Seizm. koef.	Razred komp. prereza	Lastn. stikov	Predvidene poškodbe	Nelin. dinam. analiza – opis poškodb
1	-	15.7	0.050	I	Delno-nosilni	-	Elastični odziv
	EC8 q=2	49.3	0.080			-	
2	ZTP (1964)	37.9	0.050	I	Delno-nosilni	-	Elastični odziv ¹
	EC8 q=2	63.6	0.065			-	
3	ZTP (1964)	53.2	0.060	I	Delno-nosilni	-	Porušitev : stiki preeka-steber
	EC8 q=1	90.3	0.112			Stiki	
4	ZTP (1964)	226.0	0.120	I	Polno-nosilni	-	Prečke ²
	EC8 q=5	53.3	0.028			Prečke	
5	Prav. (1981)	65.0	0.075	III, IV	Polno-nosilni	-	Elastični odziv
	EC8 q=1	162.8	0.500			-	
6	Prav. (1981)	76.9	-	I	Delno-nosilni	-	Stebri ³
	EC8 q=1	173.2	0.270			Stebri	
7	Prav. (1981)	0.0	0.000	I, II	Delno-nosilni	-	Elastični odziv
	EC8 q=1	38.7	0.500			-	

¹ v enem primeru (Ulcinj 1) porušitev s poškodbami v prečkah

² v treh primerih od petih je prišlo do porušitve

³ v dveh primerih je prišlo do porušitve s plastičnimi členki v stebrih prve etaže (mehko pritličje)

Preglednica 2: Rezultati analize obstoječih objektov

ki. Pri konstrukcijah št. 1, 2 in 6 so bili uporabljeni nesimetrični čelni momentni stiki (glej sl. 5).

- predvidene poškodbe: V osnovnih projektih, narejenih z elastično analizo, poškodbe niso bile predvidene. Račun po EC 8 je pokazal, da bo pri duktilni konstrukciji št. 4 prišlo do poškodb v prečkah (pravilna lega plastičnih členkov). Pri konstrukciji št. 3 je prekoračena nosilnost delnonosilnih stikov prečka-steber, pri konstrukciji št. 6 pa naj bi se plastični členki tvorili v stebrih prve etaže (mehko pritličje). V vseh ostalih primerih so konstrukcije ostale v elastičnem področju. V dveh predimenzioniranih, v dveh primerih pa je šlo za enoetažno konstrukcijo, kjer potresna obtežba ni tako pomembna.
- nelinearna dinamična analiza: Nume-

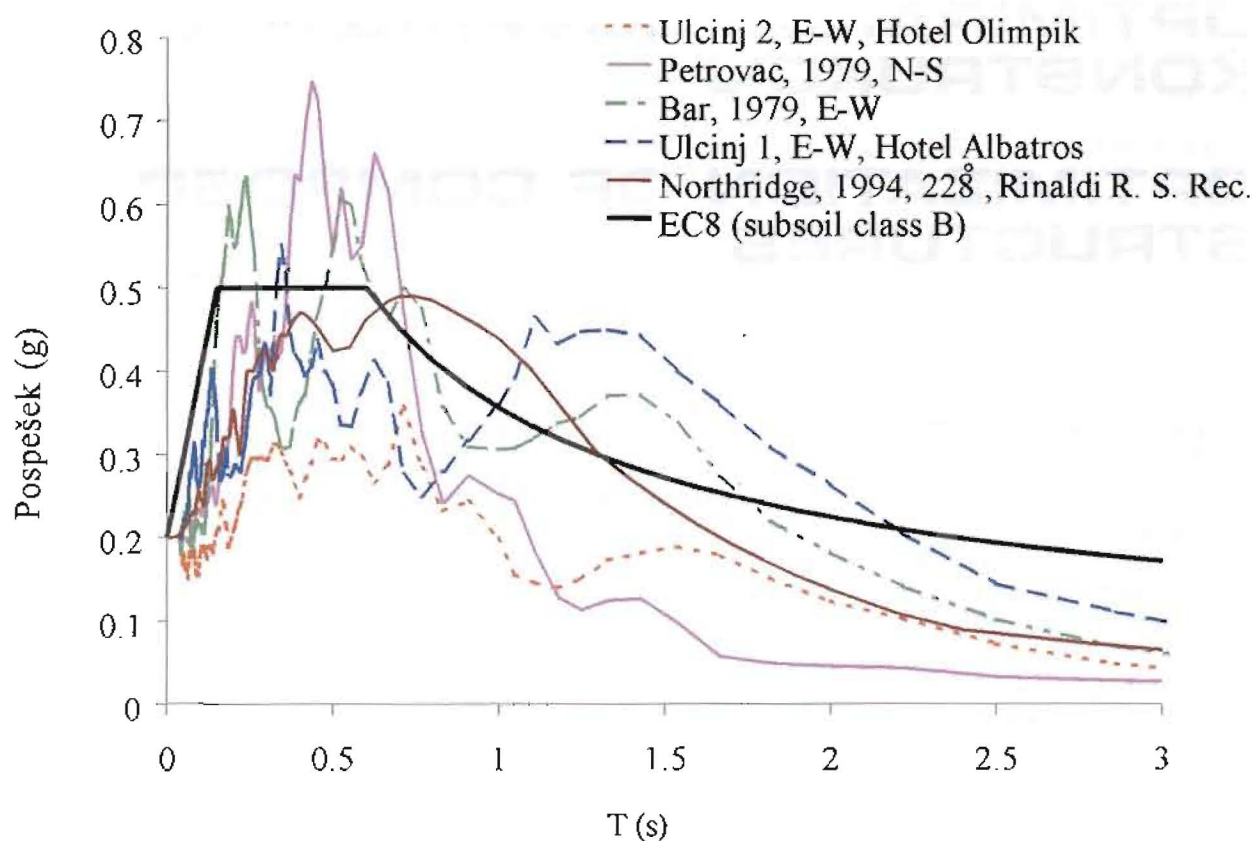
rično simuliranje odziva konstrukcij na potresno obtežbo je v celoti potrdilo rezultate dimenzioniranja po EC 3. Preseneča le porušitev konstrukcije št. 4 v treh od petih primerov, čeprav naj bi bila zagotovljena primerna duktilnost. Eden izmed razlogov je prav gotovo vezan na razlike med uporabljenimi akcelerogrami.

Analiza je pokazala, da so bile v osnovnem projektu v vseh primerih narejene tipične napake, navedene v 3. poglavju. Le pri konstrukciji št. 4 so bile zahteve potresnoodpornega projektiranja izpolnjene zgolj slučajno. V dveh primerih je ob močnem potresu pričakovati porušitev ali vsaj velike poškodbe (porušitev delnonosilnih stikov, mehko pritličje), v ostalih primerih pa so rezultati ugodni zgolj zaradi srečnih okoliščin (predimenzionirana konstrukcija, nizek enoetažni objekt).

SKLEP

Analiza stanja na področju potresnoodpornega projektiranja jeklenih konstrukcij v Sloveniji kaže, da je potrebno odločno ukrepati in v bodoče preprečiti napačno ali površno razlago Pravilnika o tehničnih normativih za graditev na seizmičnih področjih iz leta 1981. Najboljši način je čim hitrejša uvedba evropskih standardov iz skupine EUROCODE 8 v obvezno uporabo. Glede na to, da je SIST ENV 1998 že preveden v slovenščino, posebnih ovir za tako odločitev ne vidim. Ta korak mora biti podprt z organiziranjem tečajev za projektante in relevantne inšpekcijske službe.

Na FGG smo že organizirali več takih tečajev in jih bomo tudi v prihodnje. Svoje morajo prispevati tudi projektanti s kritičnim odnosom do lastnega dela.



Slika 9: Spektri uporabljenih akcelerogramov (PGA = 0.2 g)

LITERATURA

Krawinkler, H., Earthquake design and performance of steel structures, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 29, No. 4, str.229-241, 1996.

Kato, B. (urednik), Kobe earthquake damage to steel moment connections and suggested improvement, Japanese Society of Steel Construction, Technical Report No. 39, 1997.

SIST ENV 1998, deli 1-1, 1-2, 1-3, Eurocode 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 1995.

Mazzolani, F. M., Moment resistant connections of steel frames in seismic areas : design and reliability, E&FN Spon, 2000.

Beg, D., Skuber, P., Kovše, I., Mur, R., Seismic resistance of existing steel buildings in Slovenia, Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, September, (v tisku) 2002.

Začasni tehnični predpis za gradnjo na seizmičnih področjih, UL SFRJ 39/64, 1964.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, UL SFRJ 50/81 in kasnejši dodatki, 1981.

SIST ENV 1993-1-1, Eurocode 3 – Projektiranje jeklenih konstrukcij – Splošna pravila in pravila za stavbe, 1996.

Beg, D., Skuber, P., Remec, Č., Earthquake resistance of frames with unsymmetric bolted connections, Proceedings of the International Conference on Advances in Structural Dynamics, Hong Kong, Vol. II, str. 801-808, 2000.

Prakash, V., Powell, G. H., DRAIN 2DX Base Program and Design Documentation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, 1993.