

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Tavčar, L., 2015. Uporaba hibridnih momentnih okvirov na seizmičnih področjih. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Sinur, F., somentor Može, P.): 39 str.

Datum arhiviranja: 30-09-2015

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Tavčar, L., 2015. Uporaba hibridnih momentnih okvirov na seizmičnih področjih. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Sinur, F., co-supervisor Moče, P.): 39 pp.

Archiving Date: 30-09-2015

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*

Jamova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si



UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM PRVE STOPNJE  
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

**LUKA TAVČAR**

**UPORABA HIBRIDNIH MOMENTNIH OKVIROV NA  
SEIZMIČNIH PODROČJIH**

Diplomska naloga št.: 194/B-GR

**ON THE USE OF DUAL-STEEL MOMENT RESISTING  
FORMS ON SEISMIC AREAS**

Graduation thesis No.: 194/B-GR

**Mentor:**

doc. dr. Franc Sinur

**Somentor:**

doc. dr. Primož Može

Ljubljana, 15. 09. 2015

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani Luka Tavčar izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Uporaba hibridnih momentnih okvirov na seizmičnih področjih«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju.

Ljubljana, september 2015

Luka Tavčar

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.014.2:624.042.7(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Luka Tavčar</b>
<b>Mentor:</b>	<b>doc. dr. Franc Sinur</b>
<b>Somentor:</b>	<b>doc. dr. Primož Može</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Uporaba hibridnih momentnih okvirov na seizmičnih področjih</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>39 str., 11 pregl., 16 sl., 6 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>hibridni momentni okvir, jekla visoke trdnosti, potresno projektiranje, duktilnost</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi preučujemo uporabo hibridnih momentnih okvirov na potresnih območjih. V prvem delu naloge smo izpostavili bistvene ugotovitve že objavljenih študij, drug del pa je povsem praktičen, saj gre za prikaz celotnega postopka projektiranja momentnega okvira. Za ta namen smo zasnovali štiri okvire, po dva 4- in dva 8-etažna, ki se med seboj razlikujeta po vrsti uporabljenega jekla. Tako smo ocenili smiselnost uporabe jekla visoke trdnosti v elementih, ki ne sipajo potresne energije (stebri).

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.014.2:624.042.7(043.2)  
**Author:** Luka Tavčar  
**Supervisor:** Assist. Prof. Franc Sinur, Ph. D.  
**Co-advisor:** Assist. Prof. Primož Može, Ph. D.  
**Title:** On the use of dual-steel moment resisting frames on seismic areas  
**Document type:** Graduation Thesis – University studies  
**Notes:** 39 p., 11 tab., 16 fig., 6 ann.  
**Key words:** dual steel moment frames, high strength steel, seismic design, ductility

**Abstract**

The diploma thesis deals with the use of dual-steel moment resisting frames in seismic areas. In the first part of the thesis the most significant conclusions gained from literature overview are presented. In the second part an actual design of 4- and 8-story moment resisting frames made of different grades of steel is demonstrated. Based on the analysis the reasonableness of the use of high strength steel in non-dissipative members (columns) is evaluated.

## **ZAHVALA**

Za vse nasvete, napotke in strokovno vodenje pri izdelavi diplomske naloge se v prvi vrsti zahvaljujem mentorju doc. dr. Francu Sinurju in somentorju doc. dr. Primožu Možetu. Prav tako se zahvaljujem družini, ki me je med študijem vedno spodbujala in nenazadnje tudi finančno podpirala. Zahvala gre tudi vsem prijateljem, zaradi katerih so leta študija minila hitreje.

**KAZALO VSEBINE**

<b>STRAN ZA POPRAVKE</b>	<b>I</b>
<b>IZJAVA O AVTORSTVU</b>	<b>II</b>
<b>BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK</b>	<b>III</b>
<b>BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT</b>	<b>IV</b>
<b>ZAHVALA</b>	<b>V</b>
<b>KAZALO VSEBINE</b>	<b>VI</b>
<b>KAZALO PREGLEDNIC</b>	<b>VIII</b>
<b>KAZALO SLIK</b>	<b>IX</b>
<b>1 UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2 PREGLED STANJA</b>	<b>2</b>
<b>2.1 Obnašanje momentnih okvirjev pri potresni obremenitvi</b>	<b>2</b>
2.1.1 Odzivi okvirjev	3
2.1.2 Potresno projektiranje	3
2.1.3 Nelinearna potisna analiza	3
2.1.4 Ocena odziva momentnega okvira na osnovi časovno odvisne dinamične analize	5
2.1.4.1 Največji medetažni pomik	5
2.1.4.2 Zaostali medetažni pomik (angl. RIDR – residual interstory drift)	6
2.1.4.3 Največji etažni pospeški	6
2.1.5 Faktorji obnašanja	6
2.1.6 Primerjava hibridnega in običajnega sistema	7
2.1.7 Poraba materiala	8
2.1.8 Zaključki	9
2.1.9 Povzetek študije	9
<b>2.2 Uporaba jekel visoke trdnosti za potresno odporne okvirne konstrukcije</b>	<b>10</b>
2.2.1 Tehnične in ekonomske prednosti uporabe hibridnih sistemov	10
<b>3 PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNEGA MOMENTNEGA OKVIRJA</b>	<b>13</b>
<b>3.1 Opis problema</b>	<b>13</b>
<b>3.2 Dimenzioniranje glavnih elementov okvira</b>	<b>14</b>
3.2.1 Vhodni podatki	14
3.2.2 Izbira začetnih dimenzij prerezov	15
3.2.3 Analiza konstrukcije s programom SCIA Engineer	17
3.2.4 Štiri-etažna stavba, hibridni momentni okvir	19
3.2.4.1 Kontrola nosilnosti prerezov	20
3.2.4.2 Kontrola vnosa sile v steber	20
3.2.4.3 Kontrola pomikov	21
3.2.5 Osem-etažna stavba, hibridni momentni okvir	22
3.2.5.1 Kontrola nosilnosti prerezov	22



3.2.5.2	Kontrola vnosa sile v steber	23
3.2.5.3	Kontrola pomikov	23
3.2.6	Štiri-etažna stavba, MCS	24
3.2.6.1	Kontrola nosilnosti prerezov	25
3.2.6.2	Kontrola vnosa sile v steber	25
3.2.6.3	Kontrola pomikov	26
3.2.7	Osem-etažna stavba, MCS	26
3.2.7.1	Kontrola nosilnosti prerezov	26
3.2.7.2	Kontrola vnosa sile v steber	26
3.2.7.3	Kontrola pomikov	27
<b>3.3</b>	<b>Analiza in komentar rezultatov</b>	<b>28</b>
<b>3.4</b>	<b>Zasnova nove serije potresno odpornih momentnih okvirjev</b>	<b>29</b>
<b>3.5</b>	<b>Kontrola strižne sile v strižnem panelu</b>	<b>36</b>
<b>3.6</b>	<b>Zaključek</b>	<b>37</b>
<b>VIRI</b>		<b>39</b>

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Izbrani konstrukcijski elementi .....	17
Preglednica 2: Kontrola pomikov 4-etažnega hibridnega momentnega okvira.....	22
Preglednica 3: kontrola pomikov 8-etažnega hibridnega momentnega okvira.....	24
Preglednica 4: Kontrola pomikov 4-etažnega momentnega okvira iz običajnega konstrukcijskega jekla .....	26
Preglednica 5: Kontrola pomikov 8-etažnega momentnega okvira iz običajnega konstrukcijskega jekla .....	27
Preglednica 6: Izbrani konstrukcijski elementi .....	31
Preglednica 7: Kontrola pomikov v novem 4-etažnem hibridnem okviru.....	31
Preglednica 8: Kontrola pomikov v novem 8-etažnem hibridnem okviru.....	32
Preglednica 9: Kontrola pomikov v novem 4-etažnem okviru iz običajnega konstrukcijskega jekla ...	32
Preglednica 10: Kontrola pomikov v novem 8-etažnem okviru iz običajnega konstrukcijskega jekla .	32
Preglednica 11: Izbrani konstrukcijski elementi.....	35

## KAZALO SLIK

Slika 1: Vrste uporabljenih prerezov v študiji [4] .....	2
Slika 2: Obravnavani parametri potisne analize [4] .....	4
Slika 3: Zaostali pomiki v odvisnosti od uporabljenega jekla, sliki a) in b) predstavljata zaostale pomike v stanju večjih poškodb, sliki c) in d) pa v stanju skorajšnje porušitve [4].....	8
Slika 4: Ekonomska primerjava cene konstrukcije v odvisnosti od izbrane kvalitete jekla (ekscentrično ojačan okvir) [2] .....	11
Slika 5: Ekonomska primerjava cene konstrukcije v odvisnosti od izbrane kvalitete jekla (centrično ojačan okvir) [2] .....	11
Slika 6: Izkoriščenost prečk za a) potresno obtežno kombinacijo in b) za stanje MSN, kjer je prikazana tako izkoriščenost prečk kot tudi stebrov .....	20
Slika 7: Izkoriščenost prerezov v stebrih ob vnosu sile iz plastificirane prečke .....	21
Slika 8: Izkoriščenost prerezov prečk v potresni obtežni kombinaciji .....	23
Slika 9: Vrednosti pomikov $u_x$ po konstrukciji za primer potresne obtežne kombinacije .....	24
Slika 10: Izkoriščenost prerezov v stebrih ob vnosu sile iz plastificirane prečke .....	25
Slika 11: Izkoriščenost prerezov v stebrih ob vnosu sile iz plastificirane prečke .....	27
Slika 12: Primerjava dovoljenih in dejanskih zamikov za različne konstrukcijske sklope .....	29
Slika 13: Vpliv nihajnega časa na projektni spekter konstrukcije.....	30
Slika 14: Primerjava dovoljenih in dejanskih zamikov za različne konstrukcijske sklope .....	33
Slika 15: Izkoriščenost stebrov ob vnosu sile zaradi plastifikacije prečke, na sliki a) stebri iz HSS in na sliki b) stebri iz MCS .....	34
Slika 16: Izkoriščenost stebrov ob vnosu sile zaradi plastifikacije prečke, na sliki a) stebri iz HSS in na sliki b) stebri iz MCS .....	35

Ta stran je namenoma prazna

## 1 UVOD

V zadnjih letih je močno napredovala tehnologija proizvodnje jekla, ki nam omogoča uporabo jekel z zelo dobrimi karakteristikami. Zahvaljujoč dobrim karakteristikam teh jekel lahko danes izdelamo nosilne elemente bistveno manjših dimenzij kot v preteklosti. To nam omogoča ekonomsko boljše rešitve, pomemben pa je tudi vidik varnosti in zmanjšanja vplivov na okolje. V Ameriki in na Japonskem so jekla visoke trdnosti (angl. High strength steel – HSS) že dobro uveljavljena pri gradnji mostov in stavb na potresnih območjih. Evropa v tem pogledu zaostaja, zgrajenih je bilo le nekaj mostov z uporabo jekel običajne trdnosti in jekel visoke trdnosti (hibridni koncept). Jekla visoke trdnosti, ki jih uporabljamo v gradbeništvu, imajo napetost na meji tečenja vsaj 460 MPa. Eno izmed najbolj potencialnih področij za uporabo jekel visokih trdnosti so konstrukcije, grajene na potresno ogroženih področjih. Pravilno in dobro zasnovane potresno grajene konstrukcije imajo sposobnost, da lahko razvijejo velike plastične deformacije in s tem disipirajo vneseno energijo zaradi potresa. Ostali elementi teh konstrukcij se morajo obnašati elastično z namenom preprečitve krhke porušitve zgradbe. Posledično morajo biti elementi ustreznih prereзов, da se lahko v disipativnih elementih razvije polna plastična nosilnost. Z uporabo jekel visokih trdnosti lahko zmanjšamo velikosti prereзов.

Pri hibridnem okviru gre za momentni okvir, v katerem za elemente, ki disipirajo energijo, uporabimo običajno konstrukcijsko jeklo (angl. Mild carbon steel - MCS), za elemente, ki ne sipajo energije (stebre) pa HSS. Zadnje raziskave so pokazale prednosti uporabe hibridnih okvirov. Ena izmed njih je ta, da s pravilno uporabo lahko zagotovimo formiranje plastičnega členka v nosilcu in tako varujemo steber in spoj med stebrom in prečko.

Jekla visoke trdnosti imajo v konstrukcijah tudi nekatere slabosti, kot je npr. zmanjšana prečna togost. Zmanjšanje prečne togosti konstrukcije je logična posledica manjših prereзов, ki jih dobimo z uporabo visoko trdnih jekel v stebrih. Posledica zmanjšanja togosti lahko vpliva na neizpolnjevanje zahtev za omejitev poškodb ter globalni stabilnostni problemi zaradi efekta P-Delta.

Glavni namen pričujoče diplomske naloge je preučiti vpliv uporabe HSS jekel na obnašanje okvirov pri potresni obremenitvi. Pri momentnih okvirih pogosto pride do situacije, ko so kritični pomiki, takrat pa je vprašljiva smiselnost uporabe HSS.

## 2 PREGLED STANJA

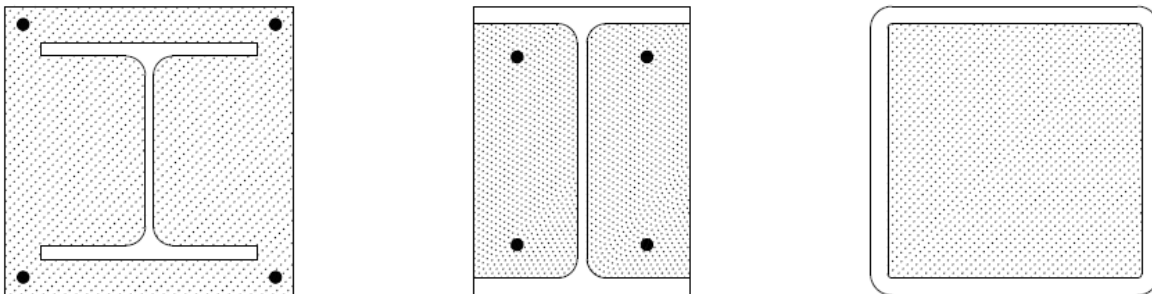
Obravnavana problematika vpliva uporabe jekla visoke trdnosti na odziv konstrukcij je danes še kako aktualna. V preteklosti so že bile opravljene različne raziskave, tako eksperimentalne kot analitične. V nadaljevanju so zato predstavljene nekatere pomembnejše raziskave, pri čimer smo se osredotočili na bistvene ugotovitve raziskav. Te so si med seboj dokaj podobne, zato niso navedene ugotovitve vseh pregledanih raziskav, ampak le dveh bistvenih. Zaključki ostalih raziskav se ne razlikujejo bistveno od ugotovitev, navedenih v nadaljevanju.

### 2.1 Obnašanje momentnih okvirjev pri potresni obremenitvi

Avtorji študije [4] so preučevali obnašanje momentnih okvirov pri potresni obremenitvi. Za ta namen so skladno s standardom EN1998-1 sprojektirali 2 seriji 24-ih momentnih okvirov. V prvi seriji je bilo uporabljeno jeklo visoke trdnosti S460 v stebrih in običajno konstrukcijsko jeklo S355 v nosilcih, medtem ko je v drugi seriji okvirov v celoti uporabljeno običajno konstrukcijsko jeklo S355. Poleg tega so avtorji študije spremljali še vpliv naslednjih parametrov:

- število nadstropij,
- razponi,
- tipi kompozitnih prereзов jeklo – beton (FE, PE, CFT),
- tip podlage.

Predpostavljeno je bilo, da so vsi spoji polnonosilni in absolutno togi. Stebri so togo vpeti v temelj in so zvezni do vrha konstrukcije.



Slika 1: Vrste uporabljenih prereзов v študiji [4]

### 2.1.1 Odzivi okvirov

Odzive so spremljali za različno močne potrese. Pri potresu s povratno dobo 95 let naj konstrukcija ne bi kazala znakov poškodb – stanje DL. Za zagotovitev tega pogoja ne smejo medetažni pomiki preseči 0,75 % višine etaže.

Merodajen potres za projektiranje na stanje SD (brez globalnih in lokalnih porušitev) ima povratno dobo 475 let. Konstrukcija se ob takem potresu močno poškoduje, a ji ostane še nekaj prečne togosti, vertikalni elementi pa še vedno lahko prevzamejo obremenitev in prenesejo zmerne popotresne sunke. Zagotoviti moramo zaostale pomike, manjše od 0,4 % višine etaže.

V stanju blizu porušitve (NC) je stavba močno poškodovana. Preostala prečna togost je zanemarljiva, navpični elementi pa še vedno lahko prevzamejo obremenitve. Prisotni so veliki, stalni pomiki. Premočni popotresni sunki so za konstrukcijo lahko usodni. Tak potres ima povratno dobo 2475 let. Relativni medetažni pomik je predpostavljen pri 3 % višine etaže.

### 2.1.2 Potresno projektiranje

Okviri so bili sprojektirani skladno s standardi EN 1998-1, EN 1993-1 in EN 1994-1. V sklopu omejitve poškodb je določen največji medetažni zamik, ki znaša 0,75 % pri predpostavki duktilnih nekonstrukcijskih elementov. Stalna obtežba je znašala 4 kN/m<sup>2</sup>, spremenljiva pa 3 kN/m<sup>2</sup>. Pospešek tal, uporabljen za projektiranje, je znašal 0,24 g za tla tipa A in 0,16 g za mehka tla.

Predpostavljen je bil faktor obnašanja  $q = 4,0$ . To ustreza predlagani vrednosti za srednji razred duktilnosti, ki zagotavlja formiranje zanesljivega disipativnega mehanizma. Opozoriti je potrebno, da standard EC8 sicer dovoljuje uporabo višjih vrednosti faktorja obnašanja  $q$ , vendar se običajno izkaže, da je za izrabo potencialno velike duktilnosti in sposobnosti disipiranja energije ponavadi boljša izbira nižjih faktorjev obnašanja  $q$ .

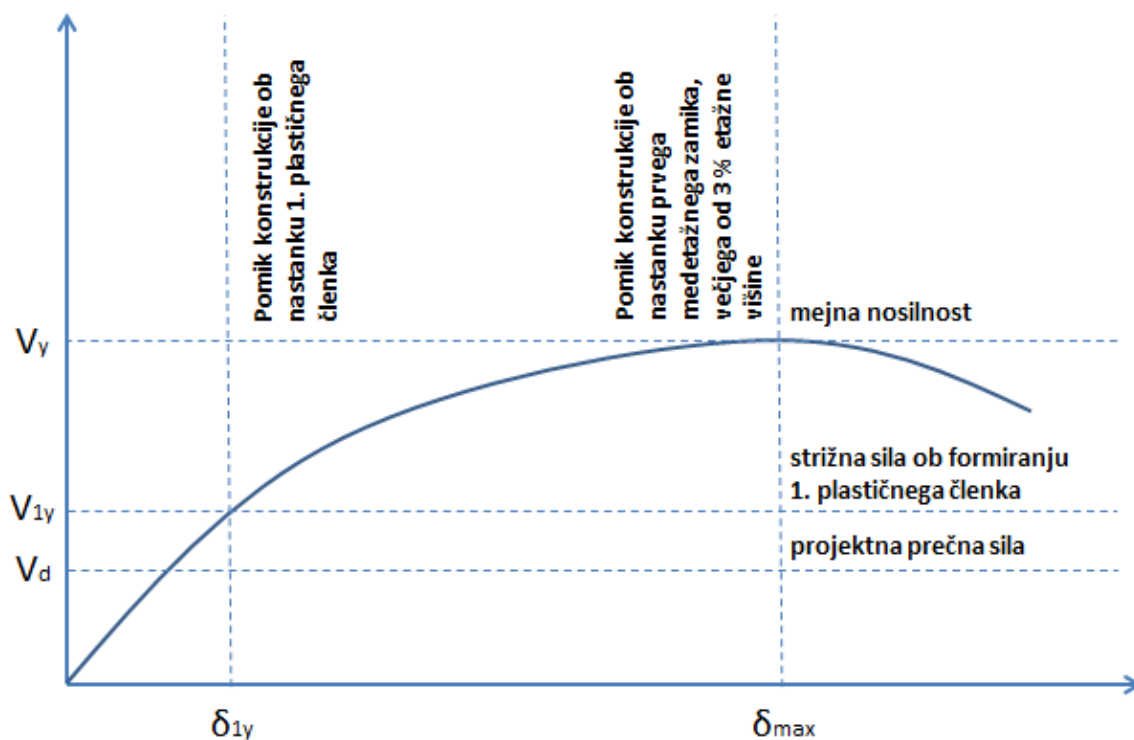
Projektiranje skladno s standardom ima za rezultat enake prereze elementov v večini primerov ne glede na vrsto uporabljene kakovosti jekla. Do tega pride predvsem zaradi zahtev po omejitvi medetažnih zamikov in kontrole globalne stabilnosti. Za doseganje zahtev po omejitvi pomikov je namreč bistvena velikost prerezov, kvaliteta jekla pa pri tem ne igra nobene vloge.

### 2.1.3 Nelinearna potisna analiza

Rezultati nelinearne potisne analize so pokazali, da se vsi plastični členki razvijejo na koncu nosilcev ali pri vpetju stebrov, kot je bilo načrtovano. V krajših elementih (5 m) se je lahko plastični členek

razvil v polni meri na vseh konceh nosilcev in vpetjih stebrov. V okvirih z večjimi razponi se plastični mehanizem ni razvil v celoti, čeprav je razporeditev poškodb zadovoljiva. Konstrukcije s krajšimi elementi se obnašajo kot konzole, zato so posledično zahteve za velike rotacijske kapacitete prisotne v višjih nadstropjih. Daljši elementi izkažejo pretežno strižni odziv, kar posledično pomeni da so zahteve po veliki rotacijski kapaciteti prisotne v spodnjih nadstropjih.

Faktor dodatne nosilnosti  $\Omega$  je definiran kot razmerje med prečno silo ob vpetju na meji tečenja in projektno prečno silo ob vpetju. Na vrednost  $\Omega$  vplivajo formiranje porušnega mehanizma, sposobnost prerazporeditve obtežb, razliko med dejansko in nominalno trdnostjo materiala in predimenzioniranje elementov zaradi izbire komercialnih prerezov.



Slika 2: Obravnavani parametri potisne analize [4]

Različni tipi stebrov nimajo znatnega vpliva na bočno togost. Polno zapolnjen prerez izkazuje manjšo upogibno togost kot primerljiv delno zapolnjen prerez (PE – partially encased) oz. pravokoten, z betonom napolnjen prerez (CFT – concrete filled tube). Posledično je razporeditev poškodb v takih konstrukcijah slabša kot pri konstrukcijah z bolj togimi stebri. Poškodbe se koncentrirajo v nižjih nadstropjih, kar pomeni manjšo dodatno nosilnost (slabša plastična prerazporeditev).



V analizi so dobili zelo veliko razmerje  $V_{1y}/V_d$ . Za različne tipe stebrov in ostale parametre ta vrednost variira med 3.14 do 4.27, kar je blizu projektne faktorja obnašanja  $q = 4$ . To lahko pripišemo zahtevi po največjih pomikih, zaradi katere moramo povečati konstrukcijske elemente, da zagotovimo ustrezno prečno togost. Pri projektiranju duktilnih potresno odpornih okvirov je to običajna praksa, še pogosteje se to zgodi pri hibridnih okvirih. Z uporabo jekel visokih trdnosti so prečni prerezi stebrov manjši, posledično pa so pomiki večji. Kadar je merodajen kriterij poškodb, se izbira boljših trdnostnih kvalitet izkaže za napačno.

Faktor duktilnosti  $\mu = \delta_{\max}/\delta_{1y}$  je bil izračunan pri pogoju 3 % medetažnega pomika. V enačbi  $\delta_{\max}$  predstavlja pomik ob 3% medetažnem zamiku, medtem ko  $\delta_{1y}$  pomeni pomik ob nastanku prvega plastičnega členka. Vrednost  $\mu$  je podobna za 4- in 8-etažne objekte in se giblje okoli 2. Ta relativno majhna vrednost je posledica dokaj velikega pomika ob nastanku prvega plastičnega členka, saj ima medetažni zamik ob razvoju plastičnega členka že vrednost med 1,2 % in 1,6 %. Razlog za velike pomike je relativno velika podajnost konstrukcije in velik projektni faktor dodatne nosilnosti.

#### **2.1.4 Ocena odziva momentnega okvira na osnovi časovno odvisne dinamične analize**

Avorji študije so za oceno odziva momentnega okvira uporabili naslednje indikatorje:

- največji medetažni zamik (angl. peak interstory drift),
- zaostali (residual) medetažni zamik (angl. RIDR – residual interstory drift),
- največji etažni pospeški,
- zahtevana duktilnost nosilca, angl.
- dodatna upogibna nosilnost nosilca.

Ocena odziva momentnega okvira je bila izvedena na osnovi časovni odvisne dinamične analize.

##### **2.1.4.1 Največji medetažni pomik**

Numerična analiza nam poda nekaj zanimivih rezultatov. Medetažni pomiki so si v večini nadstropij med seboj zelo podobni, edina izjema je prvo nadstropje, kjer je pomik občutno manjši. Zahteve po omejitvi pomikov so za vsa mejna stanja občutno nižja, kot je pokazala analiza. Čeprav smo konstrukcijo projektirali na stanje omejitev poškodb (medetažni pomik za to stanje znaša 0,75%), je izračunan pomik v tem stanju občutno nižji. V stanju omejitev poškodb (DL) so vsi elementi v elastičnem področju, saj se plastične deformacije začnejo šele pri medetažnem zamiku, ki znaša cca. 1 % etažne višine. V stanju SD in NC imamo zelo majhne zahteve po neelastičnem obnašanju, saj medetažni pomiki znašajo le 1,0 %-1,2 %, kar je občutno manj od maksimalnega pomika 3,0 %. To

pomeni, da uporaba hibridnih okvirov lahko vodi v neekonomično gradnjo. Podobne rezultate je sicer zaznati tudi pri uporabi okvirov iz običajnega jekla, kar je posledica velikih zahtev po omejitvi medetažnih pomikov in kriteriju stabilnosti.

#### **2.1.4.2 Zaostali medetažni pomik (angl. RIDR – residual interstory drift)**

S tem izrazom označimo pomik, ki ostane na konstrukciji po tem, ko obtežba preneha s svojim delovanjem. V stanju DL se vsi okviri obnašajo elastično in razen nekaj razpok v kompozitnih stebrih drugje ne opazimo poškodb. Zato so posledično tudi vrednosti RIDR blizu 0. V stanjih SD in NC so vrednosti RIDR prav tako manjše od največjih dovoljenih (0,40 %), njihove vrednosti se gibljejo med 0,05 % in 0,19 %. Vrednosti RIDR so večje pri 8-nadstropnih kot pri 4-nadstropnih stavbah.

Majhne vrednosti RIDR ugodno vplivajo na hitrejšo in cenejšo sanacijo posledic potresa. Prav ta faktor je lahko ključen pri izbiri hibridnega sistema, saj so ekonomske prednosti pri potresu očitne.

#### **2.1.4.3 Največji etažni pospeški**

Etažni pospeški imajo vpliv na nekonstrukcijske dele zgradbe. Odvisno od vrste objekta, imajo lahko preveliki pospeški velike ekonomske posledice. Največji vpliv na pospeške imata število nadstropij in vrsta temeljne zemljine. Na slabših temeljnih tleh so pospeški večji zaradi večjega začetnega pospeška, je pa zanimivo, da so povprečni pospeški približno enaki pri 4- in 8-nadstropnih stavbah.

Največji etažni pospeški so torej relativno veliki, na slabših tleh so njihove vrednosti za stanja DL, SD in NC kar 2, 4 in 5 krat večje od projektnih pospeškov. To pomeni veliko škodo za nekonstrukcijske elemente, zato je potrebno dobro razmisliti, katere objekte lahko projektiramo s hibridnimi elementi. V bolnišnicah npr. stroški zaradi opreme znašajo cca. 80% vrednosti celotne gradnje, zato ta sistem gradnje za bolnišnice najbrž ni primeren.

#### **2.1.5 Faktorji obnašanja**

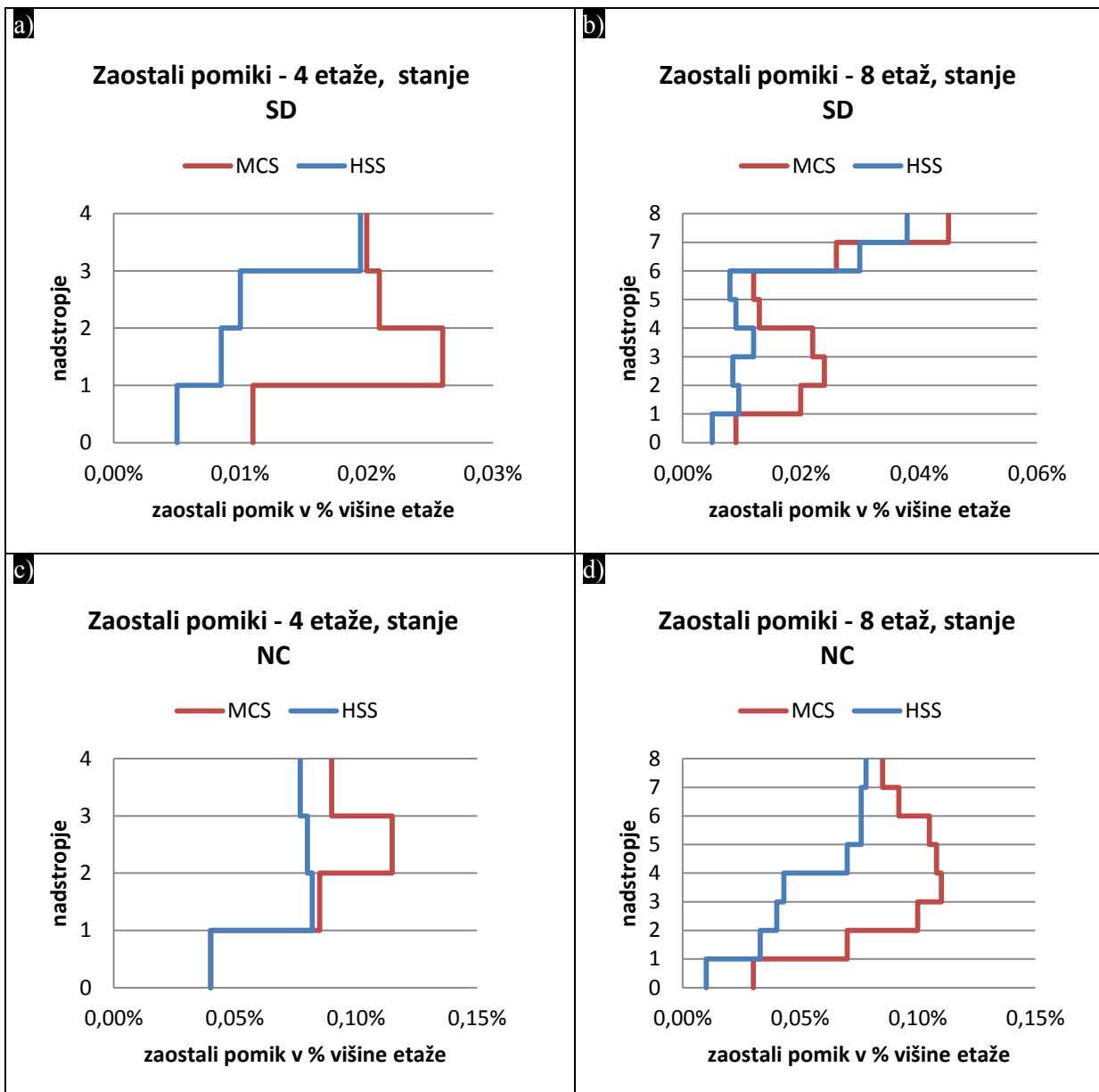
Faktor obnašanja je definiran kot razmerje med pospeškom, ki povzroči določeno poškodbo ali pomik ( $A_u$ ), in pospeškom, ki povzroči napetosti na meji tečenja v okviru ( $A_y$ ). Vrednost prvega je določena z izrazom  $A_u = \min(A_\theta, A_c, A_R)$ , pri čemer je  $A_\theta$  pospešek, ki odgovarja maksimalnemu medetažnemu zamiku, pospešek  $A_c$  se pojavi pri plastifikaciji nosilca in  $A_R$  pri največji dovoljeni lokalni rotaciji v skladu z EN 1998-3. Ponavadi se za kritičnega izkkaže  $A_\theta$ .

Izkaže se, da so faktorji obnašanja za stanje NC precej večji od tistih v stanju SD zaradi večjih zahtev po varnosti pred porušitvijo. V stanju SD srednja vrednost faktorja  $q$  doseže vrednost 3,44 za toga in 3,30 za mehka tla, kar je nekaj manj od projektne vrednosti ( $q = 4$ ).

Zanimiv je vpliv razpona okvirov na faktor  $q$ . V primeru 4-nadstropnih stavb večji razpon pomeni manjši faktor obnašanja  $q$ , medtem ko se za 8-nadstropne stavbe izkaže ravno obraten odziv. Za obe vrsti stavb se to zgodi zaradi omejitve pomikov. Pri nižjih stavbah se bočna togost povečuje z zmanjševanjem razponov, zato je potreben večji pospešek tal za doseganje mejnih stanj, posledično je faktor večji.

### **2.1.6 Primerjava hibridnega in običajnega sistema**

Rezultati analiz so pokazali, da sta si oba sistema v smislu pomikov med seboj zelo primerljiva. V stanju omejitve poškodb razlik v odzivu praktično ni, manjše razlike pa se lahko pojavijo v stanju resnih poškodb oz. skorajšnje porušitve, posebno pri višjih stavbah. Take rezultate dobimo predvsem zaradi različnega plastičnega odziva obeh vrst okvirov. Razlike se še povečajo v stanju NC, saj se povečajo tudi plastične deformacije. Posledično so večji tudi pomiki, ki ostanejo po potresu (zaostali pomiki). Z uporabo hibridnega sistema dobimo boljšo kontrolo plastičnega mehanizma, torej se izognemo razvoju plastičnih deformacij v stebru. Tako se močno zmanjšajo stroški popravila stavbe po potresu, čeprav so začetni stroški večji.



Slika 3: Zaostali pomiki v odvisnosti od uporabljenega jekla, sliki a) in b) predstavljata zaostale pomike v stanju večjih poškodb, sliki c) in d) pa v stanju skorajšnje porušitve [4]

### 2.1.7 Poraba materiala

Splošni trend je, da stavbe temeljene na mehkejših tleh, zahtevajo večje količine materiala, čeprav je projektni pospešek za tak tip tal manjši. To lahko razložimo z večjimi vrednostmi spektra pospeškov na mehkih tleh. Vrednost elastičnega spektra pospeškov za mehkejša tla je večja, ker je faktor tal  $S$  na mehkejših tleh večji. Poleg tega so tipični nihajni časi tako visokih konstrukcij večji od časa  $T_C$ , ki

predstavlja zgornjo mejo nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost. Ker je čas  $T_C$  za toga tla tipično manjši od časa  $T_C$  za mehkejša tla, vrednost spektra pospeška na bolj togih tleh začne hitreje padati kot na mehkejših tleh. Razlike so bolj očitne pri višjih stavbah, kjer je nihajni čas konstrukcij višji.

### 2.1.8 Zaključki

Potresni odziv stavb so preverili za 3 stanja: DL, SD in NC. Prišli so do sledečih zaključkov:

- uporaba hibridnih okvirov zagotovi mehanizem »šibkega nosilca in močnega stebra«,
- nelinearna analiza je pokazala, da so nekateri parametri (npr. pomiki, duktilnost nosilcev) dokaj pod predlagano vrednostjo za stanja DL, SD in NC. V stanju SD je večina okvirov še vedno v elastičnem področju. To se zgodi zaradi predimenzioniranja elementov,
- etažni pospeški dosega 2- do 3-krat večje vrednosti kot projektni pospeški,
- faktorji obnašanja  $q$  so manjši od predlaganih, v stanju SD je njihova povprečna vrednost 3,4 in v stanju NC 3,7 in
- uporaba hibridnih okvirov se izkaže za boljše pri kontroli plastičnega mehanizma.

Zaključki glede porabe materiala:

- višje stavbe pomenijo večjo porabo materiala,
- profili CFT zahtevajo večjo porabo HSS in betona,
- mehkejša tla pomenijo večjo porabo materiala.

### 2.1.9 Povzetek študije

Potresni odziv konstrukcije je bil preverjen z nelinearno statično in dinamično analizo. Ločimo 3 mejna stanja: DL (damage limitation – omejitev poškodb), SD (severe damage – večje poškodbe) in NC (near collapse – stanje blizu porušitve). V sklopu analize spreminjamo številne geometrijske in mehanske parametre, kot npr. tip stebrov, velikost razponov, število nadstropij in spekter pospeškov. Analize so pokazale, da z uporabo HSS lahko zagotovimo duktilni globalni porušni mehanizem, ampak obstaja nevarnost uporabe neekonomičnih in neučinkovitih konstrukcij. Izkaže namreč se, da na račun manjših prerezov dobimo bolj podajne konstrukcije.

Rezultati analiz so pokazali, da moramo za zagotovitev omejitve pomikov največkrat uporabiti enake oblike elementov tako pri MCS kot pri HSS. Tudi pri kontroli DL in SD med odzivi obeh tipov konstrukcij ni bistvene razlike, izkaže pa se, da hibridni okviri zagotavljajo boljše kontrolo plastičnega mehanizma v stanju blizu porušitve (NC). To pomeni, da lahko z uporabo HSS jekel z veliko večjo

verjetnostjo trdimo, da se bodo poškodbe zgodile v nosilcih in ne stebrih, kar je bistvena lastnost potresno varnih konstrukcij. Tako se izognemo pojavu mehke etaže.

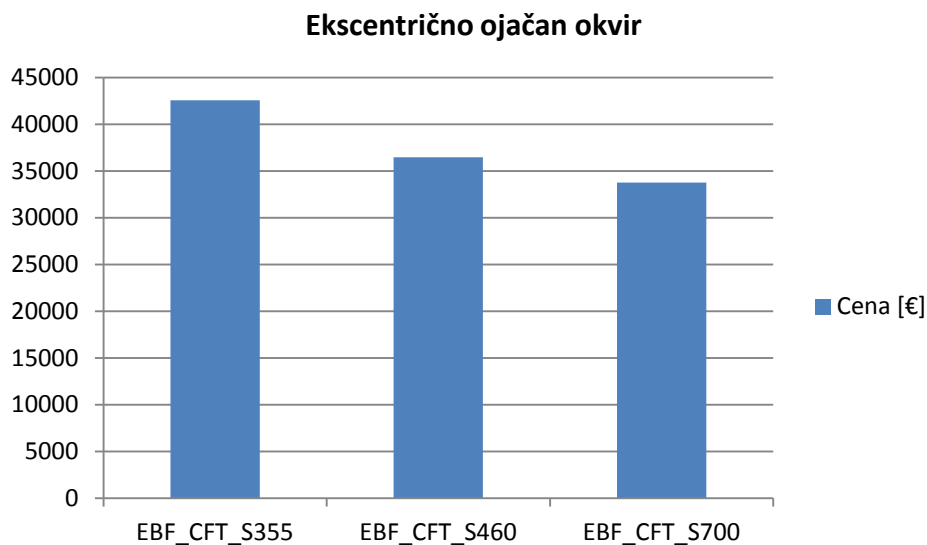
## **2.2 Uporaba jekel visoke trdnosti za potresno odporne okvirne konstrukcije**

V tem poglavju je obravnavana študija z angleškim naslovom High strength steel in seismic resistant building frames [1]. Rezultati te raziskave so zelo splošna priporočila za projektiranje momentih potresno odpornih okvirov. Bolj konkretni rezultati so podani na področju ekonomske primerjave različnih sistemov.

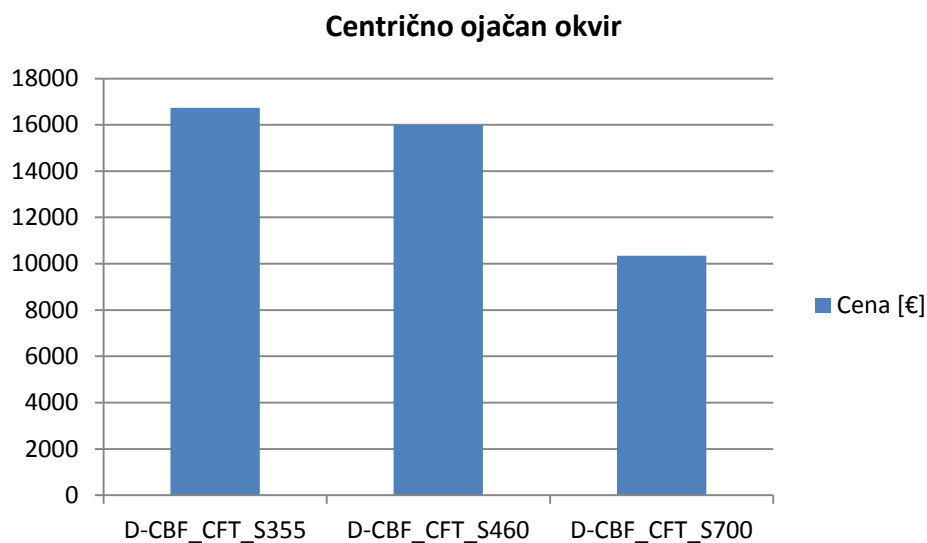
### **2.2.1 Tehnične in ekonomske prednosti uporabe hibridnih sistemov**

V tej točki pridemo do primerjave cenovne in tehnične učinkovitosti med hibridnim in običajnim sistemom. Parametri, ki so bili raziskani, so: cena okvirov (material, montaža) in cena spojev (materiali, stroški izdelave). Na slikah 4 in 5 so obravnavani okviri označeni po naslednjem ključu: XXX\_YYY\_SZZZ, pomen oznak pa je sledeč:

- XXX – konstrukcijski sistem okvira (EBF – ekscentrično ojačan okvir, angl. eccentrically braced frame ali D-CBF – dvojno centrično ojačan okvir, angl. dual centrically braced frame)
- YYY – steber, uporabljen v obravnavanem okviru (v obeh primerih je uporabljen steber CFT – pravokoten jeklen profil, zapolnjen z betonom, angl. concrete filled tube)
- SZZZ – vrsta uporabljenega jekla v stebrih (S355, S460 ali S700)



Slika 4: Ekonomska primerjava cene konstrukcije v odvisnosti od izbrane kvalitete jekla (ekscentrično ojačan okvir) [2]



Slika 5: Ekonomska primerjava cene konstrukcije v odvisnosti od izbrane kvalitete jekla (centrično ojačan okvir) [2]

Izkaže se, da v primeru smiselne uporabe bolj kvalitetnega jekla lahko dosežemo znatno zmanjšanje cene projekta. Na sliki 4 so prikazane cene okvirov v večetažni stavbi iz ekscentrično ojačenih okvirov v odvisnosti od uporabljenega jekla. Na račun zmanjšanja prerezov in delovne sile dosežemo ekonomsko občutno bolj ugoden rezultat pri uporabi visoko trdnih jekel. Še večje razlike lahko

opazimo pri ceni spojev centrično ojačenih okvirov. Jeklo S700 nas generalno gledano stane približno tretjino manj kot jeklo S355.

Ekonomska ocena ustreznosti med sistemoma nam pove, da je uporaba visoko trdnega jekla v ne-disipativnih elementih lahko cenovno ugodnejša od klasičnih sistemov. Dosežemo lahko pomembno zmanjšanje stroškov in zato visoko trdna jekla v primeru racionalne uporabe predstavljajo dobro rešitev gledano tako iz tehničnega kot ekonomskega stališča. Stroške lahko bistveno zmanjšamo v primeru uporabe ekscentrično oz. centrično ojačenih okvirov, kjer so pomiki bistveno manjši kot v primeru uporabe primerljivega momentnega okvira. Če pa uporabimo momentni okvir, potem so običajno merodajni pomiki in z uporabo visoko trdnega jekla na tem področju pomikov ne pridobimo ničesar.



### 3 PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNEGA MOMENTNEGA OKVIRA

#### 3.1 Opis problema

Projektiranje potresno odpornih momentnih okvirov je zahteven proces, saj moramo upoštevati mnogo dejavnikov, ki vplivajo na projektiran okvir. K projektiranju lahko pristopimo na več različnih načinov in nemogoče je trditi, da je kateri od teh načinov boljši od drugega. Končna odločitev glede pristopa tako pripade projektantu, ki se za izbran pristop odloči na podlagi izkušenj. Celoten postopek projektiranja, ki je opisan v nadaljevanju, je v skladu s standardi Evrokod in se opira na Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih [5].

V splošnem moramo pri projektiranju potresno odpornih momentnih okvirov kontrolirati več stvari. Osnovno preverjanje se zgodi na ravni kontrole nosilnosti prerezov v mejnem stanju nosilnosti, vendar pa je ta kontrola vse prej kot zadostna in se običajno tudi ne izkaže za kritično.

Zavedati se moramo koncepta konstrukcij, ki naj bi prenašale potresno obtežbo. V takih konstrukcijah je bistveno, da zagotovimo sipanje energije le v določenih elementih, medtem ko moramo druge elemente varovati pred vnosom prevelikih notranjih sil, ki bi lahko povzročile plastifikacijo elementa. Običajen pristop pri projektiranju momentnih okvirov je, da sipanje energije zagotovimo v prečkah (nosilcih), varujemo pa vertikalne nosilne elemente (stebre). Varovanje stebrov je bistvenega pomena za varnost konstrukcije ob nastopu potresne obtežbe. Osnovni princip varovanja stebrov nam narekuje, da mora steber biti sposoben prevzeti polno plastično obremenitev, ki jo je vanj sposoben vnesti priključen element, torej nosilec. Pri tem seveda ne bomo upoštevali nominalne plastične nosilnosti prečke, ampak dejansko nosilnost. To bomo dosegli z upoštevanje faktorja dodatne nosilnosti materiala  $\gamma_{ov}$ , faktorjem dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega$  ter faktorjem utrjevanja materiala 1,1. Prav na tem področju je pričakovati, da se bo uporaba jekel boljše kvalitete pokazala za smiselno, saj je steber iz boljšega materiala sposoben prevzeti večjo obremenitev. Na ta način bi lahko zagotovili večjo varnost konstrukcije ob nastopu potresne obremenitve. Na podlagi preteklih raziskav se namreč izkaže, da dimenzije elementov običajno določa mejno stanje poškodb in ne nosilnosti. Ker na ta način dobimo večje potrebne prereze, je tudi varnost konstrukcije zato boljša.

Uporaba jekel visoke trdnosti naj bi zaradi boljših karakteristik privedla do manjših potrebnih prerezov. Ker pa imajo ta jekla sicer večjo trdnost, vendar enak modul elastičnosti kot običajna jekla pa pričakujemo, da se bodo za kritične lahko izkazali pomiki. Standard nam narekuje omejitve pomikov, ki so odvisne od uporabljenih nekonstrukcijskih elementov. Če so nekonstrukcijski elementi, pritrjeni na konstrukcijo, iz krhkih materialov, potem je omejitev medetažnih pomikov postavljena pri

$0,005 \times h$ , pri čimer je  $h$  višina etaže. Ta zahteva se nekoliko omili v primeru uporabe duktilnih nekonstrukcijskih elementov, v tem primeru lahko medetažni pomik znaša  $0,0075 \times h$ .

Zgoraj so naštetih osnovni mehanizmi kontrol, ki nam jih nalaga Evrokod. V praksi pri dimenzioniranju konstrukcij upoštevamo še druge, povsem praktične omejitve, kot so npr. izgled konstrukcije in njena funkcija, dostopnost in cena materialov, založenost dobavitelja, ...

Projektiranje je zahteven proces, v katerem moramo upoštevati mnogo dejavnikov. Že v sklopu projektiranja izbranega, relativno enostavnega momentnega okvira sem se soočil s številnimi vprašanji, na katera je bilo potrebno odgovoriti še pred pričetkom projektiranja. Nekatere parametre sem tako določil za fiksne, tak primer so število etaž in njihove višine, razponi, obtežba, projektni pospešek tal. To je bil nujen korak, saj bi brez določitve nekaterih vhodnih podatkov ta diplomska naloga močno preseгла načrtovan obseg. Poleg tega so vnaprej določeni tisti parametri, ki jih običajno vnaprej poznamo tudi v vsakdanjem projektiranju, saj običajno poznamo lokacijo stavbe in s tem njeno izpostavljenost potresom, njeno višino in namen uporabe (iz katerega določimo koristno obremenitev). Ob poznanih naštetih parametrih je osnovna naloga projektanta zasnovati stavbo, ki bo zadostila vsem zahtevam po varnosti, funkcionalnosti in izgledu.

## **3.2 Dimenzioniranje glavnih elementov okvira**

### **3.2.1 Vhodni podatki**

Namen je raziskati vpliv uporabe visoko trdnih jekel potresno odpornih momentnih okvirov. Da bi lahko objektivno ocenili, kakšne prednosti in slabosti prinaša uporaba jekel visoke trdnosti, je bila opravljena analiza obnašanja štirih različnih momentnih okvirov pri potresni obremenitvi.

Na podlagi že opravljenih raziskav sem sklepal, da bom problem dosti dobro preučil s pomočjo 4-etažne in 8-etažne stavbe. Višina prve etaže je 4 metre, višina vseh ostalih pa 3,5 metra. Obravnavan računski model je ravninski okvir, ki je del večje konstrukcije (celotne stavbe). V stavbi so okviri med seboj oddaljeni na 5 metrov. Prečke so bočno podprte s sekundarnimi nosilci, zato nevarnost bočne zvrnitve ni prisotna. Okvir obravnavamo le v ravnini okvira, v prečni smeri pa predpostavimo, da je ustrezno podprt. Ta predpostavka je povsem realna, saj celotno konstrukcijo sestavlja več obravnavanih okvirov, ki so med seboj povezani in delujejo usklajeno, v svoji ravnini pa mora vsak okvir sam prenašati potresno obremenitev, ki odpade nanj. To obremenitev določimo iz mas, ki odpadejo na posamezno etažo. Določitev mas je bila izvedena skladno s standardom Evrokod 8. Uporabljena osnovna enačba se glasi:

$$m = g + \Psi_2 * \varphi * q$$

Pri tem je vrednost  $\varphi$  enaka 1,0 za zgornjo etažo in 0,5 za vse ostale etaže, koeficient  $\Psi_2$  pa ima v našem primeru vrednost 0,3. Koeficienta  $g$  in  $q$  predstavljata stalno in spremenljivo obtežbo,  $m$  pa je seveda masa, ki odpade na posamezno etažo in iz katero potem določimo potresno obremenitev na konstrukcijo.

Visoko trdna jekla je smiselno uporabiti le v stebrih. Da bi ocenili, koliko dejansko pridobimo z uporabo jekel boljše kvalitete, sta bili zasnovani dve vrsti okvirov – ena z uporabo jekla S355 tako v stebrih kot v nosilcih, ter druga, katere stebri so iz visoko trdnega jekla S460, nosilci pa iz običajnega jekla S355. Skupaj so bili torej preučeni štiri različni okviri, ki se med seboj razlikujejo po uporabljenih materialih ali pa po številu etaž.

Obravnavana stavba stoji na temeljnih tleh, ki so v standardu označene s kvaliteto tal B. Projektni pospešek tal za to območje znaša 0,25 g. Stalna obtežba  $g$  znaša 6 kN/m<sup>2</sup>, spremenljiva  $q$  pa 3 kN/m<sup>2</sup>.

### **3.2.2 Izbira začetnih dimenzij prerezov**

Določitev mas je zadnji korak, ki ga je bilo mogoče opraviti brez določitve prerezov konstrukcije. Lastno težo jeklenih elementov namreč zanemarimo, tako da dimenzije prerezov ne bodo vplivale na obtežbo konstrukcije. Pri problemu določitve prerezov stebrov in nosilcev se znajdemo v razcep, saj gre tu za iterativen postopek. Izbrani prerezi vplivajo na nihajni čas konstrukcije in s tem na potresno obremenitev, potresna obremenitev pa določa notranje sile in pomike v konstrukciji. Šele ko poznamo to dvoje, lahko ocenimo ustreznost izbranih dimenzij prečnih prerezov.

Na tem mestu bi bilo najbolje določiti začetne dimenzije na podlagi projektantskih izkušenj. Ker predhodnih izkušenj s projektiranjem potresno odpornih okvirov nisem imel, sem si tu pomagal s podobnimi primeri iz literature in enostavnim računskim modelom za določitev vpliva potresa na konstrukcijo.

Na podlagi literature sem se odločil za uporabo profilov HEB v stebrih in IPE v nosilcih. Običajno so ti profili v praksi dodatno zapolnjeni z betonom in jih kot take obravnavajo tudi primeri iz literature. Moj cilj je izključno preučitev vpliva uporabe jekel različnih kvalitete, zato se nisem odločil za uporabo kompozitnih prerezov, sem pa se od tu naprej zato težje oprl na primere iz literature, ki večinoma obravnavajo kompozitne konstrukcije.

Pri določitvi začetnih dimenzij prerezov sem upošteval še eno osnovno zahtevo in sicer pogoj za zagotavljanje globalne duktilnosti momentnih okvirov, ki pravi, da mora biti odpornostni moment stebra za vsaj 30 % večji od odpornostnega momenta prečke:

$$M_{Rd,stebra} \geq 1,3 \times M_{Rd,prečke}$$

Ta pogoj je bistvenega pomena za kontrolo vnosa polne plastične obremenitve v steber, ki nastopi ob plastifikaciji prečke. Steber mora biti sposoben prevzeti obremenitev, ki je enaka nosilnosti, ki jo je sposobna razviti prečka, pri čemer mora steber ostati v elastičnem stanju. Za ustrezen odziv na potresno obremenitev je namreč bistveno, da vertikalni nosilni elementi ostanejo v elastičnem področju, medtem ko se potresna energija sipa v duktilnih elementih (v našem primeru v nosilcih).

Z drugimi besedami – dele konstrukcije izven območja sipanja energije je potrebno zavarovati pred preobremenitvijo, ki bi lahko nastopila zaradi polne plastifikacije elementov, ki sipajo energijo. Pri tem je potrebno upoštevati ocenjeno dejansko plastično nosilnost in ne nominalne. To dosežemo z upoštevanjem faktorja dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov}$ , faktorjem utrditve materiala 1,1 in faktorjem dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega$ . Projektne vrednosti notranjih sil v stebrih potemtakem izračunamo na naslednji način:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}$$

kjer so:

$N_{Ed,G}, M_{Ed,G}, V_{Ed,G}$	notranje sile v varovanem elementu zaradi neseizmičnih (gravitacijskih) vplivov, vključenih v potresno obtežno kombinacijo,
$N_{Ed,E}, M_{Ed,E}, V_{Ed,E}$	notranje sile v varovanem elementu zaradi seizmičnih vplivov, vključenih v potresno obtežno kombinacijo,
$\gamma_{ov}$	faktor dodatne nosilnosti (=1,25),
$\Omega$	faktor dodatne nosilnosti prereza v območju sipanja energije,

Na podlagi zgoraj navedenih osnovnih zahtev, osnovne analize in primerov iz literature so bili določeni naslednji prečni prerezi v okviru:

	Etaže 1 - 4		Etaže 5 - 8	
	Stebri	Prečke	Stebri	Prečke
<b>4 etaže, HSS</b>	HEB 300 (HSS)	IPE 400 (MCS)	/	/
<b>8 etaž, HSS</b>	HEB 340 (HSS)	IPE 450 (MCS)	HEB 300 (HSS)	IPE 400 (MCS)
<b>4 etaže, MCS</b>	HEB 360 (MCS)	IPE 400 (MCS)	/	/
<b>8 etaže, MCS</b>	HEB 400 (MCS)	IPE 450 (MCS)	HEB 360 (MCS)	IPE 400 (MCS)

Preglednica 1: Izbrani konstrukcijski elementi

V zgornji preglednici izraz HSS (High Strength Steel) označuje visoko trdno jeklo razreda S460, MCS (Mild Carbon Steel) pa običajno jeklo razreda S355. Pri 8-etažnem okviru uporaba istih prerezov po celotnem obsegu okvira ni smiselna, zato je tak okvir razdeljen na dva sklopa etaž. Prvi sklop obsega etaže 1-4, drugi pa 5-8.

### 3.2.3 Analiza konstrukcije s programom SCIA Engineer

Osnovni podatek za določitev potresne obtežbe je nihajni čas stavbe. Le-tega je najlažje določiti z modalno analizo. Rezultat modalne analize so nihajni časi in nihajne oblike. Število nihajnih časov in njim pripadajočih oblik je odvisno od prostostnih stopenj konstrukcije. Običajno lahko pri ravninski analizi govorimo o 1 prostostni stopnji na etažo. Običajno se večina mase aktivira v prvi nihajni obliki in je posledično le-ta merodajna za projektiranje. Zaradi enostavnosti in pravilnosti objekta je bila modalna analiza uporabljena le za oceno nihajnega časa, potresni vpliv pa je upoštevan s poenostavljeno z metodo sil.

Na podlagi nihajnega časa in mase konstrukcije lahko določimo skupno potresno silo  $F_b$ , ki jo ustrezno razdelimo po etažah:

$$F_b = S_e(T) \times m \times \lambda$$

Na tem mestu je bistvenega pomena redukcija potresnih sil. Stavbe nikoli ne projektiramo na polno potresno obremenitev, saj je tak pristop povsem neekonomičen. Odločimo se za pristop, po katerem v stavbi dovoljujemo nastanek poškodb.

Projektni potres ima povratno dobo 475 let in ima 10 % verjetnost, da se bo zgodil v 50 letih. Pri potresu take jakosti se dovoljujejo poškodbe objektov (materialna škoda), preprečiti pa je potrebno porušitev objektov in s tem človeške žrtve. Predpisi zato dovoljujejo uporabo poenostavljenih približnih metod, ki temeljijo na elastični analizi, vpliv nelinearnega obnašanja pa se upošteva s faktorji obnašanja, ki jih označimo s  $q$ . Računsko oz. projektno silo  $F_{\text{rač}}$  dobimo na način, da zmanjšamo elastično potresno silo  $F_{\text{el}}$ , ki bi jo morali uporabiti pri projektiranju konstrukcij, za katere bi zahtevali elastično obnašanje med potresno obremenitvijo.

$$F_{\text{rač}} = \frac{F_{\text{el}}}{q}$$

Velikost dovoljene redukcije je za vsako posamezno konstrukcijo drugačna, v splošnem pa je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema, uporabljenih materialov, izbrane stopnje duktilnosti in pomembnosti objekta (dovoljenih poškodb).

Jeklene stavbe imajo praviloma dokaj veliko duktilnost, če so seveda pravilno zasnovane. Faktorji obnašanja lahko dosežejo tudi vrednost 8. Bolj natančna in poglobljena določitev faktorja obnašanja presega okvirje te diplomske naloge, zato je bil, na podlagi izkušenj in ob predpostavki dobrega projektiranja, določen faktor obnašanja  $q = 4$ , ki je uporabljen v nadaljevanju.

Na ta način poznamo vse obtežbe, ki delujejo na konstrukcijo. V naslednjem koraku definiramo obtežni kombinaciji. Za začetek definiramo bistveni kombinaciji za projektiranje v mejnem stanju nosilnosti (MSN) in potresno obtežno kombinacijo.

Mejno stanje nosilnosti:  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

Potresna obtežna kombinacija:  $G + 0,3 \times Q + E_x + 0,3 \times E_y$

Ker obravnavamo ravninski okvir, se zadnji (prečrtani) člen v potresni kombinaciji ne upošteva, saj povzroča obremenitev v prečni smeri na okvir.

V slopu globalne analize moramo pod določenimi pogoji upoštevati še vplive deformirane geometrije na obnašanje konstrukcije. Predpostavimo lahko, da so ti vplivi tako majhni, da jih lahko zanemarimo (uporabimo analizo po teoriji prvega reda), če velja:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ za elastično analizo}$$

Za ortogonalne ravninske okvire lahko uporabimo poenostavljeno metodo Horne. Za vsako etažo  $i$  se  $\alpha_{cr,i}$  izračuna z izrazom:

$$\alpha_{cr,i} = \left( \frac{H_{Ed,i}}{V_{Ed,i}} \right) \left( \frac{h_i}{\delta_{H,Ed,i}} \right)$$

kjer je:

$H_{Ed,i}$  - projektna vrednost vodoravne reakcije na dnu etaže od vodoravnih obtežb v tej etaži in nad njo,

$V_{Ed,i}$  - skupna navpična projektna obtežba od obravnavane etaže in etaž nad njo,

$h_i$  - višina obravnavane etaže,

$\delta_{H,Ed,i}$  - relativni zamik etaže.

Če faktor  $\alpha_{cr}$  presega vrednosti 10 za vsako etažo v obravnavani konstrukciji, potem nam vpliva deformirane geometrije ni potrebno upoštevati. Sicer pa lahko ta vpliv zajamemo s sistemom nadomestnih vodoravnih sil, z geometrijsko nelinearno analizo ali z amplifikacijskim faktorjem  $k_\delta$ , s katerimi povečamo vplive horizontalnih sil.

S tem so definirane vse obtežne kombinacije, ki so zanimive za nadaljnjo obravnavo. V nadaljevanju je podana analiza odziva vsake konstrukcije posebej. Analiza je bila izvedena s programom SCIA Engineer.

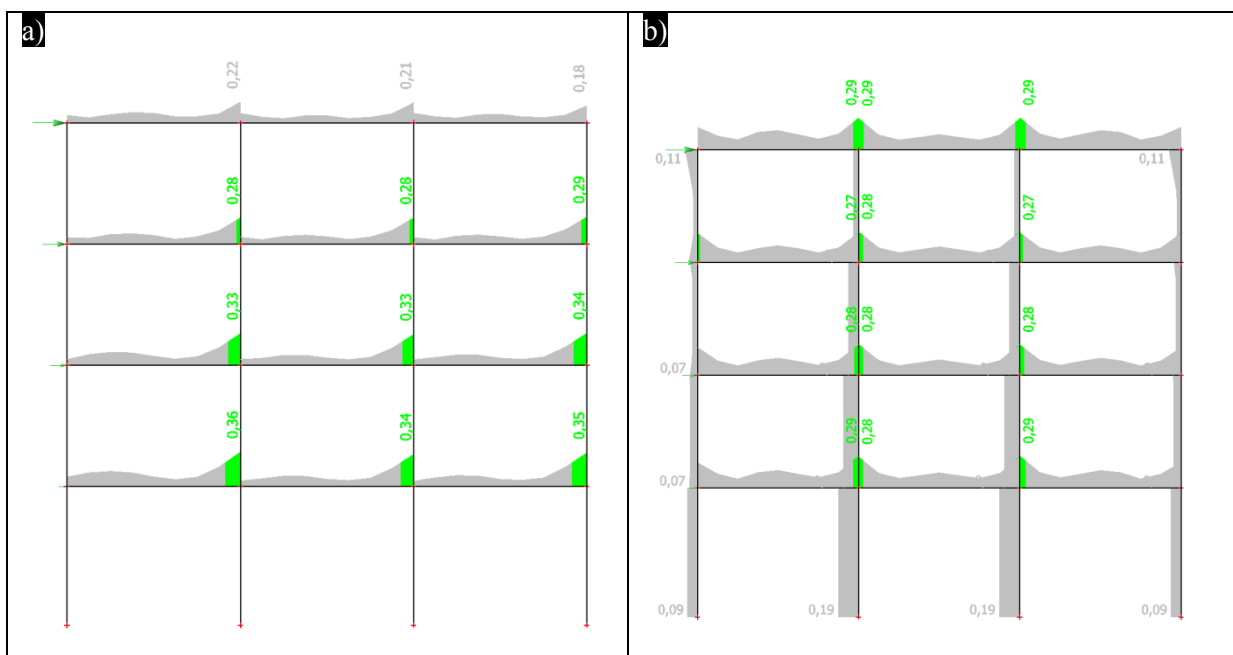
### 3.2.4 Štiri-etažna stavba, hibridni momentni okvir

V obravnavani konstrukcij je bilo uporabljeno jeklo visoke trdnosti, ki je bilo smiselno umeščeno v vertikalne nosilne elemente (stebre). Horizontalni elementi (nosilci), v katerih zahtevamo sipanje potresne energije, so iz običajnega konstrukcijskega jekla razreda S355.

V sklopu študije odziva najprej izračunamo koeficiente  $\alpha_{cr}$  po metodi Horne. Izkaže se, da je vrednost koeficienta  $\alpha_{cr}$  v vsaki etaži 10 ali več, zato lahko vpliv deformirane konstrukcije na notranje statične količine zanemarimo.

### 3.2.4.1 Kontrola nosilnosti prerezov

Nosilnost prerezov preverjamo v mejnem stanju nosilnosti (MSN) in za potresno obtežno kombinacijo. V obeh primerih se izkaže, da je nosilnost prerezov v vsakem elementu konstrukcije zadostna. Ugotovimo lahko, da so prerezi v smislu nosilnosti celo predimenzionirani, saj je najbolj obremenjen prerez izkoriščen samo 36 %.



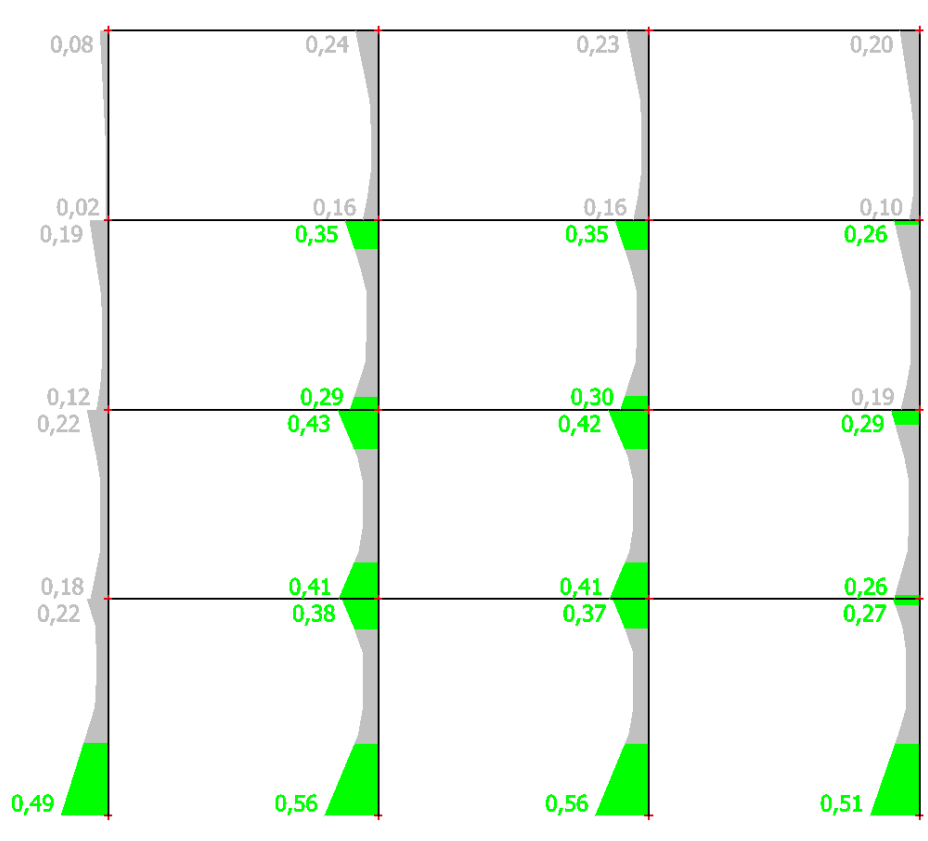
Slika 6: Izkoriščenost prečk za a) potresno obtežno kombinacijo in b) za stanje MSN, kjer je prikazana tako izkoriščenost prečk kot tudi stebrov

### 3.2.4.2 Kontrola vnosa sile v steber

Za potresno varno projektiranje je bistvenega pomena kontrola vnosa sile v steber, ki se zgodi ob plastifikaciji prečke. Steber mora biti sposoben prevzeti silo, ki ga vanj vnaša prečka ob nastopu plastičnih deformacij v le-tej. Za kontrolo vnosa sile v steber definiramo novo obtežno kombinacijo, v kateri povečamo horizontalne potresne sile za faktor  $1,1 \times \gamma_{ov} \times \Omega$ . Vrednost  $\Omega$  določimo na podlagi analize izkoriščenosti prereza v potresnem obtežnem slučaju, in sicer gre za obratno vrednost izkoriščenosti najbolj obremenjenega prereza. V tem primeru znaša vrednost  $\Omega = 1/0,36 = 2,78$ .



Po opravljeni računalniški analizi si ogledamo notranje sile v stebrih. Izkaže se, da tudi v tem primeru zadostimo pogojem, saj je izkoriščenost v najbolj obremenjenem stebru enaka 56 %.



Slika 7: Izkoriščenost prevezov v stebrih ob vnosu sile iz plastificirane prečke

### 3.2.4.3 Kontrola pomikov

Zadnja kontrola, ki jo je potrebno izvesti, je kontrola pomikov. Raziskave so v preteklosti že pokazale, da se običajno za kritičnega izkaže prav pogoj o omejevanju pomikov, vendar je v tem primeru zdržala tudi kontrola pomikov.

Mejni medetažni pomik je omejen na 0,75 % etažne višine. Ker smo upoštevali faktor redukcije potresnih sil  $q = 4$ , moramo pomike, dobljene po elastični analizi, pomnožiti s tem faktorjem in redukcijskim faktorjem  $v$ , ki ima za kategorijo pomembnost objekta II vrednost 0,5. Pomiki so ustrezno majhni v vseh obravnavanih etažah, kar pomeni, da zasnovani okvir odgovarja vsem postavljenim zahtevam. Največji relativni medetažni zamik se pojavi v drugi etaži, kjer njegova vrednost predstavlja 73,1 % maksimalne dovoljene vrednosti.

i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	1,84 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	61,3%
2	1,92 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	73,1%
3	1,54 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	58,7%
4	0,92 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	35,0%

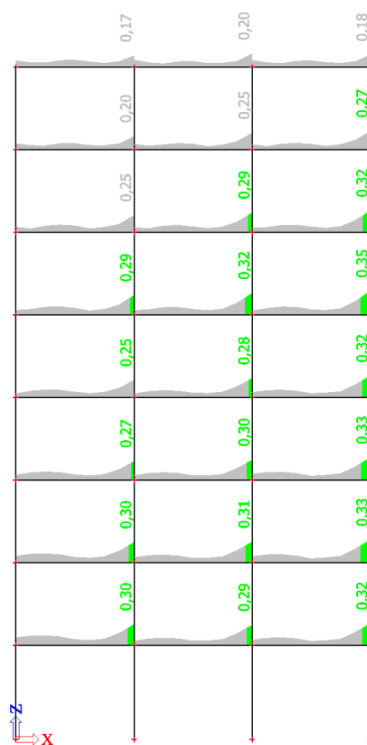
Preglednica 2: Kontrola pomikov 4-etažnega hibridnega momentnega okvira

### 3.2.5 Osem-etažna stavba, hibridni momentni okvir

Osem-etažna stavba, v kateri je uporabljeno jeklo visoke trdnosti, je seveda zahtevnejša tudi za projektiranje. Stavba je skoraj dvakrat višja od štiri-etažne, zato so nihajni časi konstrukcije bistveno večji. Večje so tudi obremenitve elementov (predvsem v spodnjih etažah) in so zato potrebni večji prerezi.

#### 3.2.5.1 Kontrola nosilnosti prerezov

Tudi za osem-etažno stavbo se (pričakovano) izkaže, da nosilnost prerezov ni kritična. Prerezi so najbolj obremenjeni v potresnem mejnem stanju in v tem stanju dosegajo 35 % izkoriščenost.



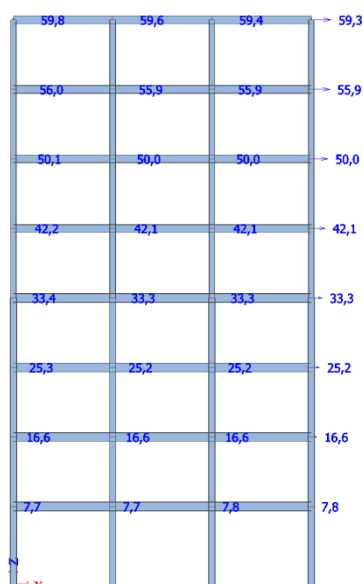
Slika 8: Izkoriščenost prerezov prečk v potresni obtežni kombinaciji

### 3.2.5.2 Kontrola vnosa sile v steber

Najbolj izkoriščen prerez je v osem-etažni stavbi izkoriščen 35 %, zato vrednost  $\Omega$  določimo po naslednji enačbi:  $\Omega = 1/0,35 = 2,86$ . Na podlagi te vrednosti definiramo novo obtežno kombinacijo za kontrolo vnosa sile v steber. Vsi stebri so obtežbo sposobni prevzeti, najbolj obremenjen steber je izkoriščen 57 %.

### 3.2.5.3 Kontrola pomikov

Ker se prejšnji dve kontroli izideta, nadaljujemo s kontrolo pomikov. Pomike izračunamo za potresno obtežno kombinacijo ob upoštevanju redukcije potresnih sil  $q = 4$ , nato pa pomike, izračunane po tem principu, pomnožimo s  $q$  in  $v$ . Mejni medetažni pomik je postavljen pri 0,75 % etažne višine. V visoki stavbi so pomiki ustrezno majni v vseh etažah, največji pomik je dosežen v drugi in peti etaži, kjer zavzema približno dve tretjini dovoljene vrednosti (67,0 %).

Slika 9: Vrednosti pomikov  $u_x$  po konstrukciji za primer potresne obtežne kombinacije

i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr <math>\leq</math> 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	1,56 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	52,0%
2	1,76 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	67,0%
3	1,72 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	65,5%
4	1,62 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	61,7%
5	1,76 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	67,0%
6	1,58 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	60,2%
7	1,18 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	45,0%
8	0,68 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	25,9%

Preglednica 3: kontrola pomikov 8-etažnega hibridnega momentnega okvira

### 3.2.6 Štiri-etažna stavba, MCS

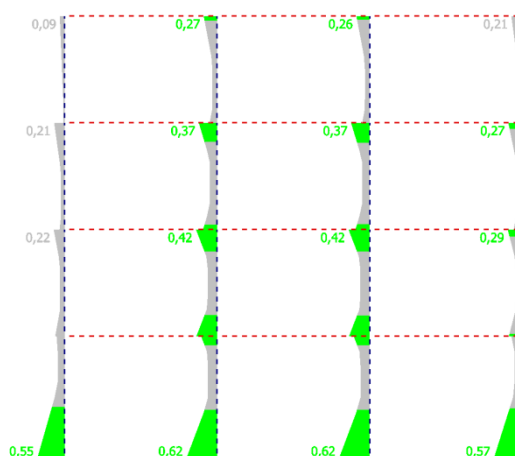
V štiri-etažni stavbi, v kateri je uporabljeno izključno običajno konstrukcijsko jeklo razreda S355, so seveda uporabljeni nekoliko večji prerezi stebrov. Gleda na kritičen pogoj pomikov pri uporabi HSS je mogoče napovedati boljši odziv stavbe, v kateri je uporabljeno izključno MCS.

### 3.2.6.1 Kontrola nosilnosti prerezov

Kontrola prerezov se ne izkaže za problematično, saj je najbolj obremenjen prerez sposoben prevzeti še skoraj 3-krat večjo obremenitev, kot izhaja iz potresne obtežne kombinacije. Izkoriščenost prerezov je namreč le 37 %.

### 3.2.6.2 Kontrola vnosa sile v steber

Vnos sile v steber kontroliramo po že znanem principu. Najprej določimo  $\Omega = 1/0,37 = 2,70$ . Nova obtežna kombinacija za stebre ni kritična. Ko se bodo prečke plastificirale, bo najbolj obremenjen steber še vedno ohranil 38 % celotne nosilnosti.



Slika 10: Izkoriščenost prerezov v stebrih ob vnosu sile iz plastificirane prečke

### 3.2.6.3 Kontrola pomikov

Kontrola pomikov se pričakovano izide tudi pri uporabi večjih prerezov iz običajnega konstrukcijskega jekla. Najbolj kritičen je pomik v drugi etaži, kjer za dosega 66,3 % dovoljene vrednosti.

i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	1,50 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	50,0%
2	1,74 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	66,3%
3	1,46 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	55,6%
4	0,90 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	34,3%

Preglednica 4: Kontrola pomikov 4-etažnega momentnega okvira iz običajnega konstrukcijskega jekla

### 3.2.7 Osem-etažna stavba, MCS

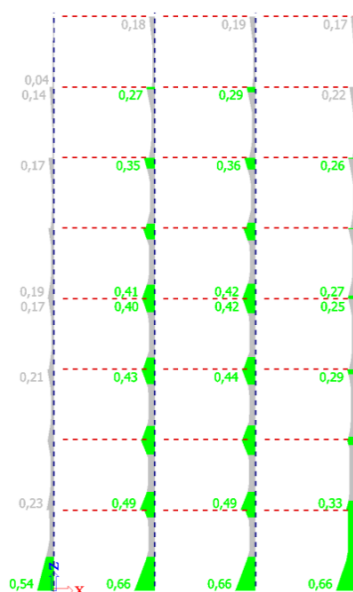
Zadnja obravnavana stavba je višja izmed obeh stavb, v katerih uporabimo običajno konstrukcijsko jeklo tako v stebrih kot v prečkah.

#### 3.2.7.1 Kontrola nosilnosti prerezov

Podobno kot v vseh prejšnjih primerih, je tudi tokrat nosilnosti prerezov brez večjih težav zagotovljeno po celotni stavbi. Najbolj je izkoriščen prerez, kjer se mora za prevzem zunanje obremenitve aktivirati 37 % nosilnosti.

#### 3.2.7.2 Kontrola vnosa sile v steber

Vnos sile v steber kontroliramo po že znanem principu. Najprej določimo  $\Omega = 1/0,37 = 2,70$ . Iz tega določena nova obtežna kombinacija ni kritična za stebre, najbolj obremenjen steber je izkoriščen 67% in mu tako ob plastifikaciji prečke, priključene nanj, ostane še lep del nosilnosti.



Slika 11: Izkoriščenost prerezov v stebrih ob vnosu sile iz plastificirane prečke

### 3.2.7.3 Kontrola pomikov

Pomiki so v skladu s pričakovanji zadosti majhni. Na najbolj kritičnem mestu dosega relativni pomik 62,5 % dovoljene vrednosti.

i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	1,30 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	43,3%
2	1,64 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	62,5%
3	1,64 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	62,5%
4	1,54 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	58,7%
5	1,60 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	61,0%
6	1,44 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	54,9%
7	1,12 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	42,7%
8	0,66 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	25,1%

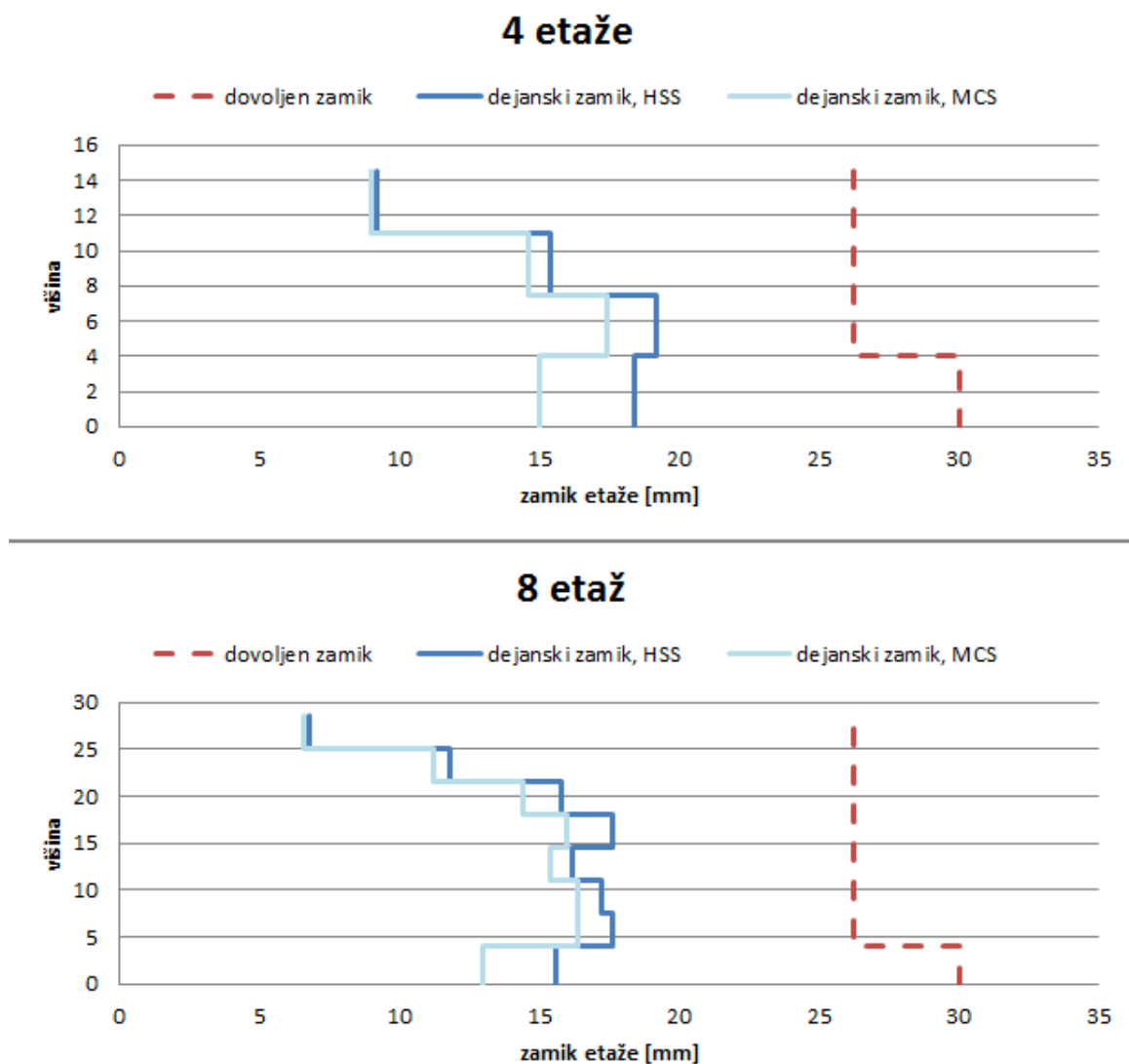
Preglednica 5: Kontrola pomikov 8-etažnega momentnega okvira iz običajnega konstrukcijskega jekla

### 3.3 Analiza in komentar rezultatov

Pri vseh analiziranih okvirih je trend rezultatov podoben. Prerezi so s precejšnjo rezervo sposobni prevzeti tako obremenitve v stanju MSN kot v potresnem projektnem stanju. Pričakovano ni kritičen niti slučaj, ko bi zaradi potresne obremenitve nastopila polna plastifikacija elementov, ki sipajo energijo (prečk), kar je bistvenega pomena za kontrolo elementov ki ne sipajo energije (stebri). Temu smo se že v osnovi dobro izognili z upoštevanjem pogoja močen steber – šibka prečka  $M_{Rd,stebra} \geq 1,3 \times M_{Rd,prečke}$ . Pričakovati je bilo, da se bodo za kritične v momentnem okviru izkazali pomiki, še posebej v primeru uporabe HSS v stebrih. Uporaba takega jekla nam namreč omogoča uporabo vitkejših prerezov, s tem pa postane problematična prevelika podajnost konstrukcije, a se to v obravnavanih primerih ni zgodilo. Medetažni zamiki so v primeru uporabe duktilnih nekonstrukcijskih elementov omejeni na 0,75 % etažne višine. Tej vrednosti se najbolj približamo pri 4-etažni konstrukciji, v kateri je za stebre uporabljeno jeklo visoke trdnosti (HSS), in v tem primeru znaša 73,1 % dovoljene vrednosti.

Pomiki za kontrolo poškodovanosti so še manjši v primeru uporabe močnejših prerezov iz MCS. To je pričakovano, ker je modul elastičnosti  $E$  enak za visoko trdna jekla in običajna konstrukcijska jekla.





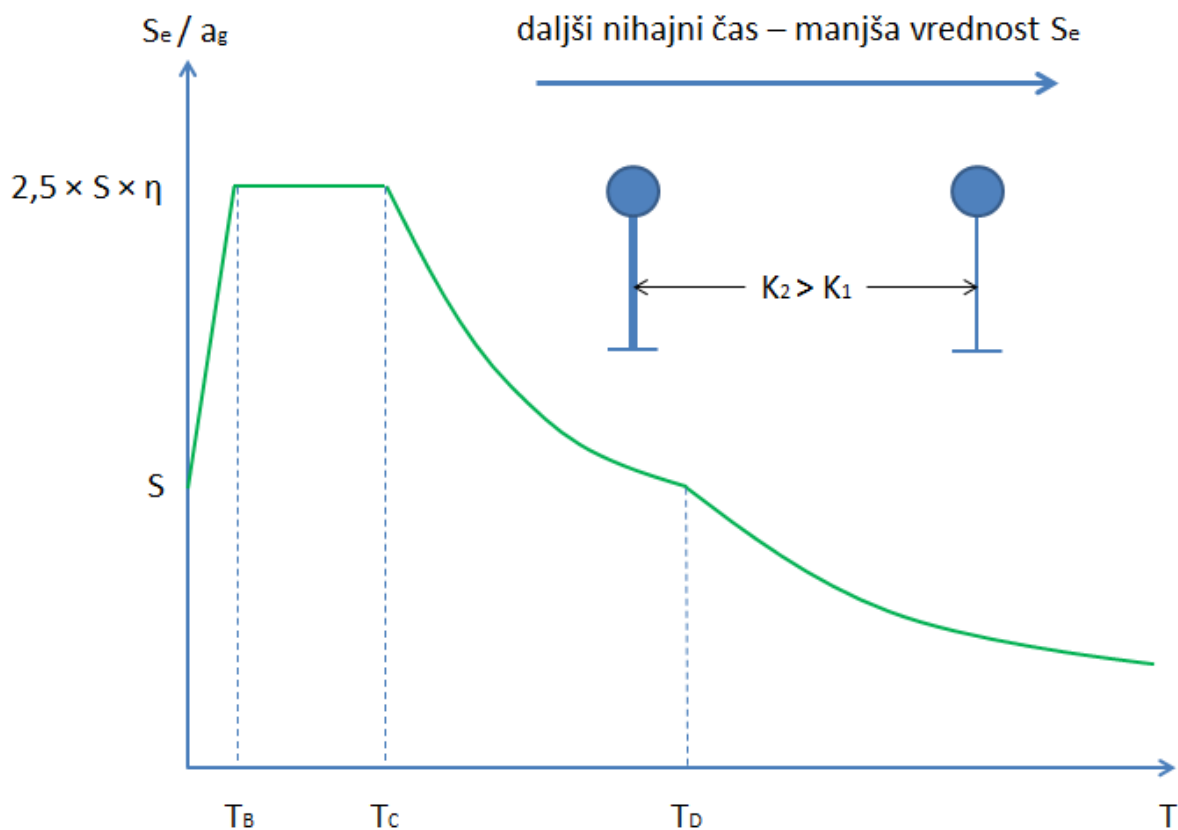
Slika 12: Primerjava dovoljenih in dejanskih zamikov za različne konstrukcijske sklope

### 3.4 Zasnova nove serije potresno odpornih momentnih okvirov

Začetne dimenzije prerezov, uporabljenih v okvirih, sicer zadoščajo vsem kontrolam, vendar je mogoče zahtevam zadostiti z uporabo manjših prerezov. Cilj projektanta je namreč izdelava projekta, ki bo sicer zadoščal vsem zahtevam po varnosti konstrukcije, a bo tudi ekonomsko vzdržen. Cilj projektiranja nove serije okvirov je torej doseganje vseh zahtev z uporabo čim manjših prerezov stebrov in prečk v okvirih.

Pri določanju novih dimenzij prerezov gre za iterativen proces. Z vpeljavo manjših prerezov povečamo lastni nihajni čas konstrukcije, s tem pa vplivamo na velikost potresne sile, ki deluje na stavbo. V vseh primerih prejšnje serije okvirov se je izkazalo, da nihajni čas konstrukcije zavzame

vrednost med  $T_C$  in  $T_D$ . Bistvena posledica tega je, da s povečanjem nihajnega časa konstrukcije zmanjšamo potresne sile na elemente, saj se zmanjša vrednost  $S_e$  (elastični odziv spektra).



Slika 13: Vpliv nihajnega časa na projektni spekter konstrukcije

To za projektanta pomeni predvsem, da bo za dimenzioniranje konstrukcije potrebnih več iteracij. Pri projektiranju je potrebno upoštevati enake vhodne podatke kot v prvi seriji okvirov, zato teh podatkov ne bom ponovno našteval. Na podlagi večjih iteracij s programom SCIA Engineer sem na podlagi analize konstrukcij prišel do končnih dimenzij elementov v okvirih, ki odgovarjajo vsem zahtevam.

	Etaže 1 - 4		Etaže 5 - 8	
	Stebri	Prečke	Stebri	Prečke
<b>4 etaže, HSS</b>	HEB 240 (HSS)	IPE 360 (MCS)	/	/
<b>8 etaž, HSS</b>	HEB 280 (HSS)	IPE 400 (MCS)	HEB 240 (HSS)	IPE 360 (MCS)
<b>4 etaže, MCS</b>	HEB 260 (MCS)	IPE 330 (MCS)	/	/
<b>8 etaž, MCS</b>	HEB 300 (MCS)	IPE 400 (MCS)	HEB 260 (MCS)	IPE 330 (MCS)

Preglednica 6: Izbrani konstrukcijski elementi

Rezultati so zanimivi, a pričakovani. Pri prvi seriji okvirov se je izkazalo, da z izbranimi profili zadostimo vsem kontrolam. Večjo rezervo imamo pri kontroli nosilnosti prerezov kot pri kontroli pomikov, saj dosega najbolj izkoriščen prerez 37 % celotne nosilnosti, pomiki v konstrukciji, ki se je najbolj podala, pa znašajo 73,1 % največjega dovoljenega pomika. V iterativnem postopku določanja novih prerezov se je izkazalo, da z manjšanjem prerezov (pričakovano) najprej postane kritična kontrola pomikov. Za doseganje ustrezno majhnih pomikov moramo uporabiti zelo podobne prereze, v splošnem so nekoliko manjši prerezi stebrov iz visoko trdnega jekla. Razlike v dimenzijah izbranih profilov nastanejo izključno zaradi želje avtorja po ohranjanju razmerja vrednosti odpornostnih momentov stebra in prečke vsaj v vrednosti 1,3. Tega razmerja nisem želel bistveno povečevati, čeprav bi bilo spodnjemu pogoju v tem primeru zagotovljeno že z večjo rezervo.

$$M_{Rd,stebr} \geq 1,3 \times M_{Rd,precke}$$

i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	2,64 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	88,0%
2	2,46 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	93,7%
3	1,96 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	74,7%
4	1,14 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	43,4%

Preglednica 7: Kontrola pomikov v novem 4-etažnem hibridnem okviru

i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	2,00 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	66,7%
2	2,14 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	81,5%
3	2,06 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	78,5%
4	1,92 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	73,1%
5	2,26 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	86,1%
6	2,00 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	76,2%
7	1,48 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	56,4%
8	0,84 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	32,0%

Preglednica 8: Kontrola pomikov v novem 8-etažnem hibridnem okviru

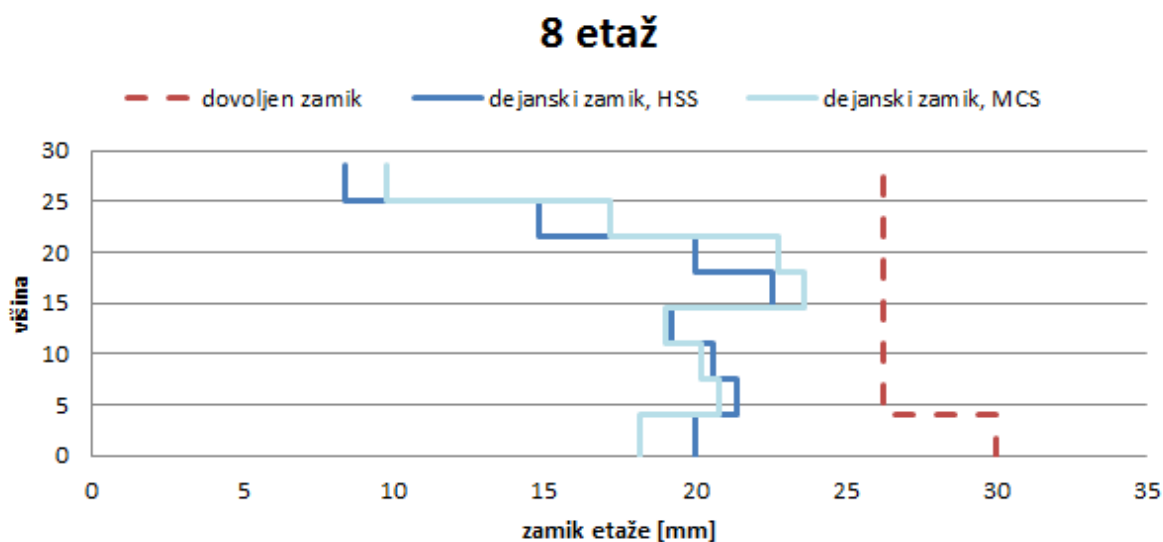
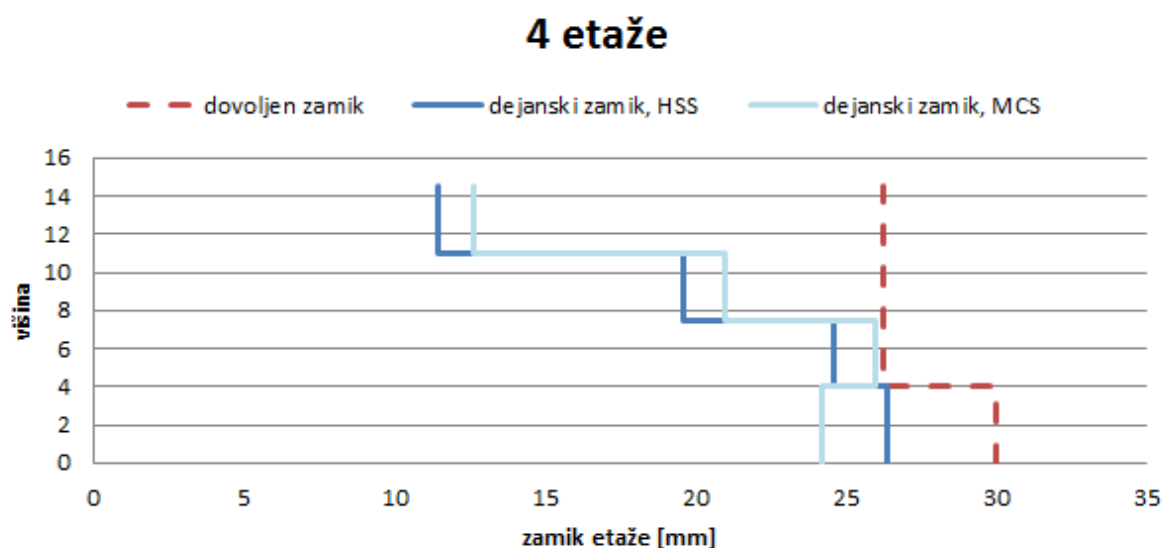
i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	2,42 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	80,7%
2	2,60 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	99,0%
3	2,10 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	80,0%
4	1,26 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	48,0%

Preglednica 9: Kontrola pomikov v novem 4-etažnem okviru iz običajnega konstrukcijskega jekla

i	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	1,82 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	60,7%
2	2,08 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	79,2%
3	2,02 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	77,0%
4	1,90 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	72,4%
5	2,36 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	89,9%
6	2,28 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	86,9%
7	1,72 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	65,5%
8	0,98 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	37,3%

Preglednica 10: Kontrola pomikov v novem 8-etažnem okviru iz običajnega konstrukcijskega jekla

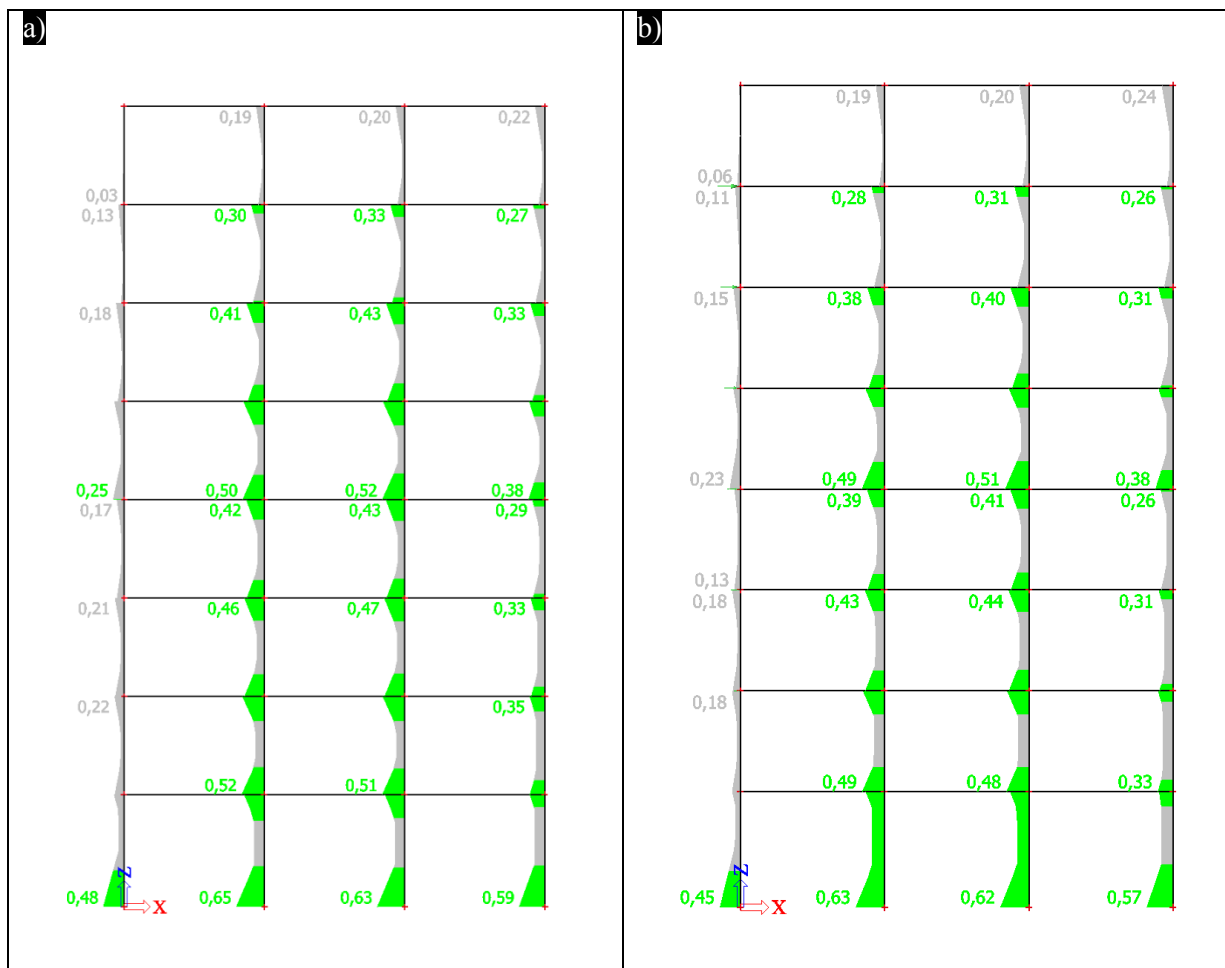
Odziv konstrukcije je torej, vsaj v smislu pomikov, neodvisen od uporabljenega jekla. Smiselno se je vprašati, kaj sploh je prednost uporabe jekla visoke trdnosti, ki je nenazadnje tudi dražji material od običajnega jekla.



Slika 14: Primerjava dovoljenih in dejanskih zamikov za različne konstrukcijske sklope

S tem namenom si oglejmo še zadnjo analizo, in sicer vnos sile v steber zaradi polne plastifikacije prečke. Na sliki 15 je prikazana izkoriščenost stebrov ob vnosu sile zaradi polne plastifikacije prečke v 8-etažnih stavbah. V stavbi z uporabljenimi HSS elementi je največja izkoriščenost stebra 65 %

celotne nosilnosti. Izkoriščenost najbolj obremenjenega stebra v stavbi iz običajnega konstrukcijskega jekla je 63 %. Razlika med obema stavbama je zanemarljiva, je pa kljub temu zanimivo, da je stebec celo nekoliko bolj izkoriščen v stavbi iz hibridnih elementov. To je posledica dveh dejavnikov, in sicer manjših prerezov stebrov in večjih prečk, ki v stebec vnašajo večjo silo.

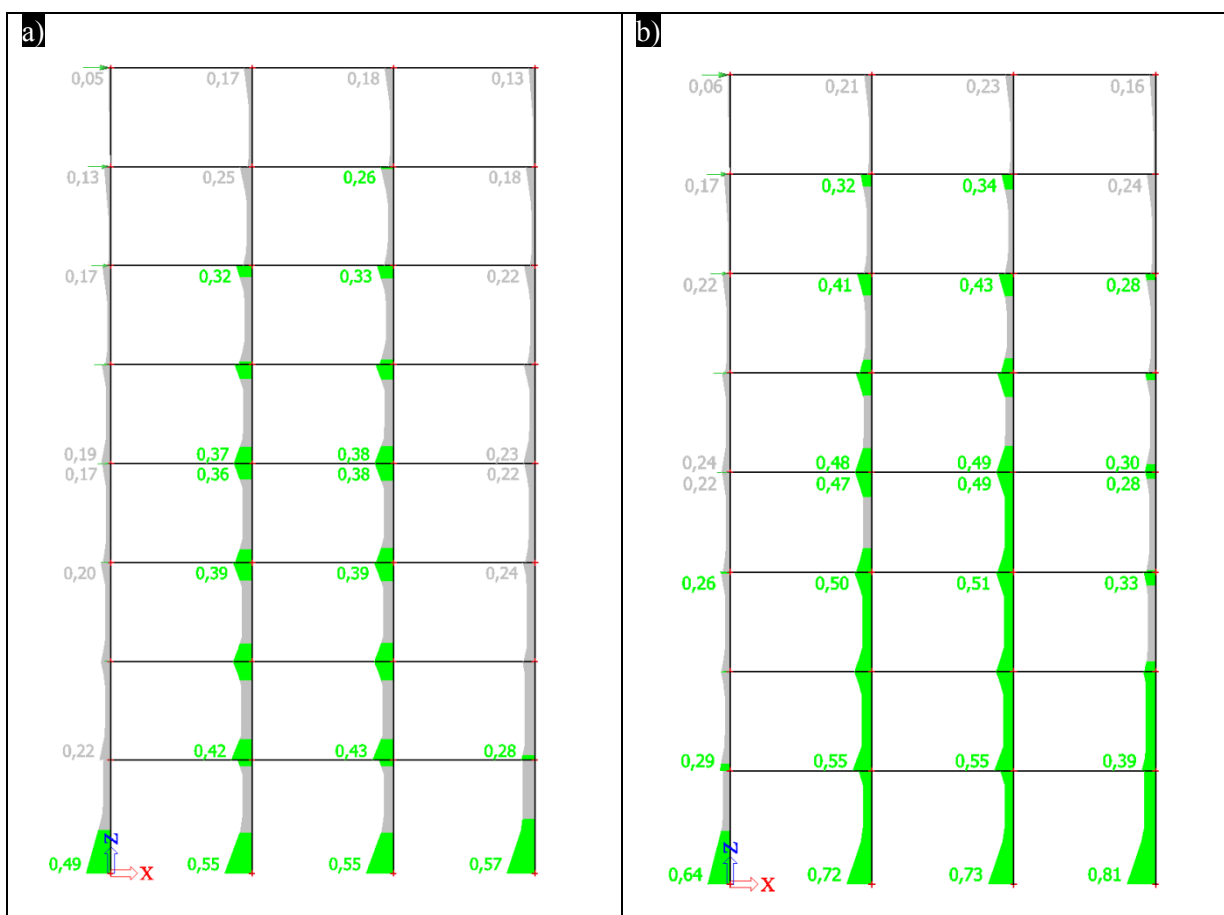


Slika 15: Izkoriščenost stebrov ob vnosu sile zaradi plastifikacije prečke, na sliki a) stebri iz HSS in na sliki b) stebri iz MCS

Da bi bolj nazorno pokazali prednosti uporabe visoko trdnih jekel v nedisipativnih elementih zasujemo novo 8-etažno konstrukcijo. V tej konstrukciji uporabimo enake prereze prečk in stebrov za obe vrsti okvirov, torej neodvisno od uporabljenega jekla. Izbrani prerezi so podani v preglednici 11.

	Etaže 1 - 4		Etaže 5 - 8	
	Stebri	Prečke	Stebri	Prečke
<b>8 etaž, HSS</b>	HEB 500 (HSS)	IPE 550 (MCS)	HEB 450 (HSS)	IPE 500 (MCS)
<b>8 etaž, MCS</b>	HEB 500 (MCS)	IPE 550 (MCS)	HEB 450 (MCS)	IPE 500 (MCS)

Preglednica 11: Izbrani konstrukcijski elementi



Slika 16: Izkoriščenost stebrov ob vnosu sile zaradi plastifikacije prečke, na sliki a) stebri iz HSS in na sliki b) stebri iz MCS

V primeru uporabe identičnih prevezov je razvidno, da z uporabo boljšega jekla v nedisipativnih elementih dosežemo boljšo kontrolo vnosa sile plastificirane prečke. Najbolj izkoriščen steber v

hibridnem okviru je izkoriščen 57 %, v okviru iz običajnega konstrukcijskega jekla pa že 81 %, kar je 42 % več kot pri hibridnem okviru.

Povzamemo lahko, da z uporabo visoko trdnega jekla lahko dosežemo nekoliko manjše prereze stebrov, vendar moramo za zagotovitev pogoja o omejitvi pomikov uporabiti sorazmerno večje prereze prečk v konstrukciji (glej preglednico 6). Z uporabo visoko trdnega jekla v stebrih dosežemo boljšo kontrolo vnosa sile iz plastificirane prečke, kadar primerjamo konstrukciji identičnih prerezov in različnih kvalitete jekel v stebrih. V splošnem pa z uporabo boljše kvalitete jekla ne pridobimo prav veliko, saj se v postopku projektiranja običajno izkaže, da so merodajni pomiki in ne nosilnost konstrukcije.

### 3.5 Kontrola strižne sile v strižnem panelu

Plastificiranje prečke vnaša v steber velike obremenitve. Preveriti je potrebno, če je steber sam po sebi sposoben prevzeti prečno silo, ki izhaja iz prečke. Če sile steber ne more prenesti, potem je potrebna izvedba detajla z ojačitvami, s katerimi omogočimo vnos projektne sile v strižni panel. Izdelava ojačitev dodatno podraži konstrukcijo. Kontrola strižne sile v strižnem panelu je potencialno področje za izkoriščanje lastnosti visoko trdnega jekla, saj so stebri iz HSS sposobni prevzeti večjo strižno silo kot stebri enakih dimenzij iz MCS.

Problem bomo preučili na 4-etažnih okvirih, izbranih v točki 3.4 (glej preglednica 6).

Projektna strižna sila, ki se prenaša iz prečke na steber, izhaja iz obremenitve, ki jo povzroča plastificirana prečka, in iz strižne sile zaradi stalne obtežbe  $g$ . Predpostaviti je potrebno mesto nastanka plastičnega členka. Običajno se izkaže, da ne naredimo prevelike napake, če mesto formiranja plastičnega členka predpostavimo na razdalji  $0,5 \times h$  od mesta spoja, pri čimer  $h$  označuje višino prečke. Projektno obremenitev na mestu vnosa sile skladno s to predpostavko izračunamo po naslednji enačbi:

$$M_{Ed} = M_{pl,Ed} + \left( \frac{2 \times M_{pl,Ed}}{l - h} + V_G \right) \times \frac{h}{2}$$

$$M_{pl,Ed} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times W_{pl} \times f_y$$

kjer so:

$M_{pl,Ed}$ , projektni plastični moment, ki izhaja iz plastificirane prečke,



$l$	velikost razpona v okviru,
$h$	višina profila v prečki,
$V_G$	strižna sila zaradi stalne obtežbe $g$ .

Obremenitev stebra je sorazmerna z izbranim profilom prečke. V hibridnem momentnem okviru so za zagotovitev ustrezno majhnih pomikov potrebni večji profili prečk (IPE 360) kot v običajnem okviru (IPE 330), zato je tudi projektna sila na steber v hibridnem okviru večja. Pri stebrih pa velja ravno obratno – zaradi boljšega materiala je v hibridnem okviru izbran manjši profil (HEB 240) kot pri običajnem okviru (HEB 260). Manjši profil stebra v hibridnem okviru mora torej prenesti večjo obremenitev kot večji profil v običajnem okviru. Rezultati analize so pokazali, da vnosa strižne sile brez ojačitev ni sposoben prevzeti noben steber, pri obeh je mejna nosilnost presežena za 53,9 % (HSS) oz. 53,2 % (MCS). V oba stebra je na mestu vnosa strižne sile potrebno dodati prečne ojačitve.

Da bi se izognili montaži prečnih ojačitev je potrebno izbrane profile ustrezno povečati. Minimalna velikost profila v hibridnem okviru za preprečitev vgrajevanja prečnih ojačitev je HEB 320, v okviru iz jekla S355 pa HEB 360.

Vpliv visoko trdnega jekla na odpornost stebra pri vnosu prečne sile je bolj smiselno preveriti na okviru, v katerem je uporabljen identičen profil prečke tako v hibridnem okviru kot v okviru iz običajnega konstrukcijskega jekla. Zanima nas, kakšen je potreben profil stebra iz HSS in stebra iz MCS, da lahko spoj izvedemo brez dodatnih prečnih ojačitev. V raziskavi iščemo profil stebra, ki bo sposoben prevzeti obremenitev iz prečke profila IPE 330, uporabljen material v prečki pa je seveda v obeh primerih MCS. Da se izognemo montaži prečnih ojačitev moramo v hibridnem okviru uporabiti stebre profila HEB 300, v običajnem okviru pa HEB 360.

Razlika v velikosti profilov je torej kar precejšnja, v konkretnem primeru pri uporabi prečke velikosti IPE 330 dosežemo 18 % zmanjšanje ploščine profila in s tem porabo materiala, če se odločimo za uporabo hibridnega okvira. Z uporabo jekla visoke trdnosti lahko torej dosežemo znatno zmanjšanje velikosti elementov, ki ne sipajo potresne energije. Jeklo visoke trdnosti ima žal tudi večjo ceno, zato ga v postopku projektiranja smiselno umestimo le v izbrane konstrukcijske sklope.

### 3.6 Zaključek

Namen raziskave je bil ocenitev smiselnosti uporabe jekla visoke trdnosti (HSS) v potresno odpornih momentnih okvirih. S tem namenom so bili zasnovani štirje okviri, po dva 4- in dva 8-etažna. Na

podlagi analize s programom SCIA Engineer je bilo ugotovljeno, da so za projektiranje konstrukcij na potresno obremenitev običajno merodajni pomiki. Na področju pomikov z uporabo HSS v stebrih ne pridobimo ničesar, saj imajo vsa jekla enak elastični modul. Posledično je potrebno, za zagotovitev ustrezno majhnih pomikov, uporabiti podobne dimenzije prereзов, neodvisno od uporabljenega materiala v elementih konstrukcije. Razlike v dimenzijah prereзов nastanejo izključno zaradi pogoja o razmerju odpornostnega momenta prečke in stebra. Za izpolnjevanje tega pogoja je potrebno (z upoštevanjem materiala) zagotoviti vsaj 30 % večji odpornostni moment v stebru kot v prečki.

Visoko trdno jeklo v momentnem okviru pa ima vendarle eno bistveno prednost. Zaradi boljših trdnostnih karakteristik, z uporabo HSS v stebrih, zagotovimo boljšo kontrolo plastičnega mehanizma. Dele konstrukcije izven območij sipanja energije (stebri) je potrebno zavarovati pred preobremenitvijo, ki bi lahko nastopila zaradi polne plastifikacije elementov, ki sipajo energijo (prečke). Povsem razumljivo je, da je steber iz boljšega materiala ob predpostavki nespremenjene velikosti prereza sposoben prevzeti večjo obremenitev, ki bi izhajala iz plastificiranega elementa. To se pokaže z večjo rezervo v nosilnosti, ki ostane stebru iz HSS kot stebru iz MCS. Če bi torej uporabili močnejše prečke bi se lahko zgodilo, da steber iz MCS ne bi bil sposoben prevzeti vnesene obremenitve, kar bi vodilo v preobremenitev elementa in v porušitev. V izogib temu je potrebno povečati dimenzije prereza stebra, s čimer pa se povečajo stroški konstrukcije.

Jeklo visoke trdnosti torej lahko pomeni prednost v momentno odpornih potresno odpornih okvirih. S smiselno uporabo HSS v elementih, ki ne sipajo energije, lahko zagotovimo boljšo varnost konstrukcije na področju kontrole plastičnega mehanizma. V nekaterih primerih lahko uporabimo manjše dimenzije elementov iz HSS, vendar je boljši material tudi dražji, kar lahko vodi v neekonomično projektiranje.

Jeklo visoke trdnosti se izkaže kot dobra izbira v primeru, ko imamo problem z vnosom prečne sile v steber. Prečne sile v jeklenih HEB profilih pretežno prevzame stojina. Povsem razumljivo je, da je izmed dveh enakih jeklenih profilov večjo prečno silo sposoben prevzeti tisti profil, ki je sestavljen iz boljšega materiala. Tako se v primeru uporabe visoko trdnega jekla v stebrih lahko izognemo potrebi po nameščanju prečnih ojačitev za prevzem prečne sile, ali pa količino prečnih ojačitev vsaj bistveno zmanjšamo in s tem pocenimo ceno izdelave okvira.

Na vprašanje o smiselnosti uporabe HSS v potresno odpornih momentnih okvirih torej ni enotnega odgovora, zato je še bolj pomembno, da projektant razume vse prednosti in slabosti uporabljenih materialov.

## **VIRI**

- [1] Dubina, D., et al. 2014. High strength steel in seismic resistant building frames. *Steel Construction* 2014, 7: 173 – 177.
- [2] Longo, A., et al. 2014. On the use of HSS in seismic-resistant structures. *Journal of Constructional Steel Research* 2014, 103: 1-12.
- [3] Dubina, D., Stratan, A., Dinu, F. 2011. Re-centring capacity of dual-steel frames. *Steel Construction* 2011, 4: 73 – 84.
- [4] Tenchini, A., et al. 2014. Seismic performance of dual steel moment resisting frames. *Journal of Constructional Steel Research* 2014, 101: 437 – 454.
- [5] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

## SEZNAM PRILOG

## Priloga A: račun mas

Podatki		
g (stalna obtežba)	6	kN/m <sup>2</sup>
q (koristna obtežba)	3	kN/m <sup>2</sup>
g (težnostni pospešek)	9,81	m/s <sup>2</sup>
a <sub>g</sub>	0,25	g
tip tal	B	
S	1,2	
T <sub>B</sub>	0,15	s
T <sub>C</sub>	0,5	s
T <sub>D</sub>	2,0	s
L <sub>x</sub>	5	m
L <sub>y</sub>	5	m
Račun mas		
m <sub>g</sub>	45,87156	t
m <sub>q</sub>	22,93578	t
<b>m<sub>zg. etaže</sub></b>	<b>52,75229</b>	<b>t</b>
<b>m<sub>ostale etaže</sub></b>	<b>49,31193</b>	<b>t</b>

**Priloga B: račun razporeditve potresnih sil, faktorja  $\alpha_{cr}$  in kontrola pomikov – prva iteracija**

	Etaže 1 - 4		Etaže 5 - 8	
	Stebri	Prečke	Stebri	Prečke
<b>4 etaže, HSS</b>	HEB 300 (HSS)	IPE 400 (MCS)	/	/
<b>8 etaž, HSS</b>	HEB 340 (HSS)	IPE 450 (MCS)	HEB 300 (HSS)	IPE 400 (MCS)
<b>4 etaže, MCS</b>	HEB 360 (MCS)	IPE 400 (MCS)	/	/
<b>8 etaž, MCS</b>	HEB 400 (MCS)	IPE 450 (MCS)	HEB 360 (MCS)	IPE 400 (MCS)

<b>4E,HSS</b>	<b>T</b>	<b>0,97 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>3,792525773</b>				
	<b>Fb</b>	<b>761,0840722</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
i	mi	h,i	z,i	H,i	Ved,i	Hed,i
1	49,31 t	400,00 cm	400 cm	80,09 kN	2070,00 kN	761,08 kN
2	49,31 t	350,00 cm	750 cm	150,17 kN	1552,50 kN	680,99 kN
3	49,31 t	350,00 cm	1100 cm	220,25 kN	1035,00 kN	530,83 kN
4	52,75 t	350,00 cm	1450 cm	310,58 kN	517,50 kN	310,58 kN
i	$\delta_{h,ed,i}$	$\alpha_{cr,i}$	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	0,92 cm	<b>39,96450704</b>	1,84 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	61,3%
2	0,96 cm	<b>39,98054429</b>	1,92 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	73,1%
3	0,77 cm	<b>58,28129575</b>	1,54 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	58,7%
4	0,46 cm	<b>114,1595573</b>	0,92 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	35,0%

<b>8E,HSS</b>	<b>T</b>	<b>1,65 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>2,229545455</b>				
	<b>Fb</b>	<b>887,1807273</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
i	mi	h,i	z,i	H,i	Ved,i	Hed,i
1	49,31 t	400,00 cm	400 cm	26,89 kN	4140,00 kN	887,18 kN
2	49,31 t	350,00 cm	750 cm	50,41 kN	3622,50 kN	860,29 kN
3	49,31 t	350,00 cm	1100 cm	73,94 kN	3105,00 kN	809,88 kN
4	49,31 t	350,00 cm	1450 cm	97,46 kN	2587,50 kN	735,94 kN
5	49,31 t	350,00 cm	1800 cm	120,99 kN	2070,00 kN	638,48 kN
6	49,31 t	350,00 cm	2150 cm	144,52 kN	1552,50 kN	517,49 kN
7	49,31 t	350,00 cm	2500 cm	168,04 kN	1035,00 kN	372,97 kN
8	52,75 t	350,00 cm	2850 cm	204,93 kN	517,50 kN	204,93 kN
i	$\delta_{h,ed,i}$	$\alpha_{cr,i}$	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	0,78 cm	<b>27,47370021</b>	1,56 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	52,0%
2	0,88 cm	<b>23,6136931</b>	1,76 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	67,0%
3	0,86 cm	<b>26,53808117</b>	1,72 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	65,5%
4	0,81 cm	<b>30,72465463</b>	1,62 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	61,7%
5	0,88 cm	<b>30,66914963</b>	1,76 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	67,0%
6	0,79 cm	<b>36,91905703</b>	1,58 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	60,2%
7	0,59 cm	<b>53,44332769</b>	1,18 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	45,0%
8	0,34 cm	<b>101,9126212</b>	0,68 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	25,9%

<b>4E,MCS</b>	<b>T</b>	<b>0,86 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>4,277616279</b>				
	<b>Fb</b>	<b>858,4320349</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
i	mi	h,i	z,i	H,i	Ved,i	Hed,i
1	49,31 t	400,00 cm	400 cm	90,33 kN	2070,00 kN	858,43 kN
2	49,31 t	350,00 cm	750 cm	169,38	1552,50 kN	768,10 kN
3	49,31 t	350,00 cm	1100 cm	248,42	1035,00 kN	598,72 kN
4	52,75 t	350,00 cm	1450 cm	350,30	517,50 kN	350,30 kN
i	$\delta_{h,ed,i}$	$\alpha_{cr,i}$	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075$
1	0,75 cm	<b>55,29352882</b>	1,50 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	50,0%
2	0,87 cm	<b>49,75926603</b>	1,74 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	66,3%
3	0,73 cm	<b>69,33784613</b>	1,46 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	55,6%
4	0,45 cm	<b>131,6227248</b>	0,90 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	34,3%

<b>8E,MCS</b>	<b>T</b>	<b>1,51 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>2,436258278</b>				
	<b>Fb</b>	<b>969,435894</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
i	mi	h,i	z,i	H,i	Ved,i	Hed,i
1	49,31 t	400,00 cm	400 cm	29,38 kN	4140,00 kN	969,44 kN
2	49,31 t	350,00 cm	750 cm	55,09 kN	3622,50 kN	940,06 kN
3	49,31 t	350,00 cm	1100 cm	80,79 kN	3105,00 kN	884,97 kN
4	49,31 t	350,00 cm	1450 cm	106,50 kN	2587,50 kN	804,18 kN
5	49,31 t	350,00 cm	1800 cm	132,21 kN	2070,00 kN	697,68 kN
6	49,31 t	350,00 cm	2150 cm	157,91 kN	1552,50 kN	565,47 kN
7	49,31 t	350,00 cm	2500 cm	183,62 kN	1035,00 kN	407,55 kN
8	52,75 t	350,00 cm	2850 cm	223,93 kN	517,50 kN	223,93 kN
i	$\delta_{h,ed,i}$	$\alpha_{cr,i}$	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	0,65 cm	<b>36,02511684</b>	1,30 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	43,3%
2	0,82 cm	<b>27,6910696</b>	1,64 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	62,5%
3	0,82 cm	<b>30,41312969</b>	1,64 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	62,5%
4	0,77 cm	<b>35,31736554</b>	1,54 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	58,7%
5	0,80 cm	<b>36,86391164</b>	1,60 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	61,0%
6	0,72 cm	<b>44,2641564</b>	1,44 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	54,9%
7	0,56 cm	<b>61,52682061</b>	1,12 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	42,7%
8	0,33 cm	<b>114,7360636</b>	0,66 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	25,1%

**Priloga C: račun razporeditve potresnih sil, faktorja  $\alpha_{cr}$  in kontrola pomikov – druga iteracija**

	Etaže 1 - 4		Etaže 5 - 8	
	Stebri	Prečke	Stebri	Prečke
<b>4 etaže, HSS</b>	HEB 240 (HSS)	IPE 360 (MCS)	/	/
<b>8 etaž, HSS</b>	HEB 280 (HSS)	IPE 400 (MCS)	HEB 240 (HSS)	IPE 360 (MCS)
<b>4 etaže, MCS</b>	HEB 260 (MCS)	IPE 330 (MCS)	/	/
<b>8 etaž, MCS</b>	HEB 300 (MCS)	IPE 400 (MCS)	HEB 260 (MCS)	IPE 330 (MCS)



<b>4E,HSS</b>	<b>T</b>	<b>1,28 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>2,874023438</b>				
	<b>Fb</b>	<b>576,7590234</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
i	mi	h,i	z,i	H,i	Ved,i	Hed,i
1	49,31	400,00 cm	400 cm	60,69301	2070	576,759
2	49,31	350,00 cm	750 cm	113,7994	1552,5	516,066
3	49,31	350,00 cm	1100 cm	166,9058	1035	402,2666
4	52,75	350,00 cm	1450 cm	235,3608	517,5	235,3608
i	$\delta_{h,ed,i}$	$\alpha_{cr,i}$	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	1,32 cm	<b>21,10814754</b>	2,64 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	88,0%
2	1,23 cm	<b>23,64702925</b>	2,46 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	93,7%
3	0,98 cm	<b>34,70208849</b>	1,96 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	74,7%
4	0,57 cm	<b>69,81633015</b>	1,14 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	43,4%

<b>8E,HSS</b>	<b>T</b>	<b>2,08 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>1,700605584</b>				
	<b>Fb</b>	<b>676,7049741</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
i	mi	h,i	z,i	H,i	Ved,i	Hed,i
1	49,31	400,00 cm	400 cm	20,50804	4140	676,705
2	49,31	350,00 cm	750 cm	38,45257	3622,5	656,1969
3	49,31	350,00 cm	1100 cm	56,39711	3105	617,7444
4	49,31	350,00 cm	1450 cm	74,34164	2587,5	561,3473
5	49,31	350,00 cm	1800 cm	92,28617	2070	487,0056
6	49,31	350,00 cm	2150 cm	110,2307	1552,5	394,7194
7	49,31	350,00 cm	2500 cm	128,1752	1035	284,4887
8	52,75	350,00 cm	2850 cm	156,3135	517,5	156,3135
i	$\delta_{h,ed,i}$	$\alpha_{cr,i}$	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v$	0,0075 h	<b>dr ≤ 0,0075 h</b>	$\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075 h$
1	1,00 cm	<b>16,34553078</b>	2,00 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	66,7%
2	1,07 cm	<b>14,81324067</b>	2,14 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	81,5%
3	1,03 cm	<b>16,90121843</b>	2,06 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	78,5%
4	0,96 cm	<b>19,77370568</b>	1,92 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	73,1%
5	1,13 cm	<b>18,21768687</b>	2,26 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	86,1%
6	1,00 cm	<b>22,24666736</b>	2,00 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	76,2%
7	0,74 cm	<b>32,50132406</b>	1,48 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	56,4%
8	0,42 cm	<b>62,92813613</b>	0,84 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	32,0%

<b>4E,MCS</b>	<b>T</b>	<b>1,28 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>2,874023438</b>				
	<b>Fb</b>	<b>576,7590234</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
<b>i</b>	<b>mi</b>	<b>h,i</b>	<b>z,i</b>	<b>H,i</b>	<b>Ved,i</b>	<b>Hed,i</b>
1	49,31	400,00 cm	400 cm	60,69301	2070	576,759
2	49,31	350,00 cm	750 cm	113,7994	1552,5	516,066
3	49,31	350,00 cm	1100 cm	166,9058	1035	402,2666
4	52,75	350,00 cm	1450 cm	235,3608	517,5	235,3608
<b>i</b>	<b><math>\delta_{h,ed,i}</math></b>	<b><math>\alpha_{cr,i}</math></b>	<b><math>\delta_{h,ed,i} \times q \times v</math></b>	<b>0,0075 h</b>	<b><math>d_r \leq 0,0075</math></b>	<b><math>\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075</math></b>
1	1,21 cm	<b>23,02707005</b>	2,42 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	80,7%
2	1,30 cm	<b>22,37372767</b>	2,60 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	99,0%
3	1,05 cm	<b>32,38861592</b>	2,10 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	80,0%
4	0,63 cm	<b>63,16715585</b>	1,26 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	48,0%

<b>8E,MCS</b>	<b>T</b>	<b>2,00 s</b>				
	<b>Sd</b>	<b>1,839375</b>				
	<b>Fb</b>	<b>731,9241</b>				
	<b>"g+0,3q"</b>	<b>517,5 Kn/etažo</b>				
<b>i</b>	<b>mi</b>	<b>h,i</b>	<b>z,i</b>	<b>H,i</b>	<b>Ved,i</b>	<b>Hed,i</b>
1	49,31	400,00 cm	400 cm	22,18149	4140	731,9241
2	49,31	350,00 cm	750 cm	41,5903	3622,5	709,7426
3	49,31	350,00 cm	1100 cm	60,99911	3105	668,1523
4	49,31	350,00 cm	1450 cm	80,40792	2587,5	607,1532
5	49,31	350,00 cm	1800 cm	99,81673	2070	526,7453
6	49,31	350,00 cm	2150 cm	119,2255	1552,5	426,9285
7	49,31	350,00 cm	2500 cm	138,6343	1035	307,703
8	52,75	350,00 cm	2850 cm	169,0687	517,5	169,0687
<b>i</b>	<b><math>\delta_{h,ed,i}</math></b>	<b><math>\alpha_{cr,i}</math></b>	<b><math>\delta_{h,ed,i} \times q \times v</math></b>	<b>0,0075 h</b>	<b><math>d_r \leq 0,0075</math></b>	<b><math>\delta_{h,ed,i} \times q \times v / 0,0075</math></b>
1	0,91 cm	<b>19,42783086</b>	1,82 cm	3,00 cm	<b>OK</b>	60,7%
2	1,04 cm	<b>16,48417422</b>	2,08 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	79,2%
3	1,01 cm	<b>18,64234514</b>	2,02 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	77,0%
4	0,95 cm	<b>21,6123689</b>	1,90 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	72,4%
5	1,18 cm	<b>18,86932426</b>	2,36 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	89,9%
6	1,14 cm	<b>21,10701353</b>	2,28 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	86,9%
7	0,86 cm	<b>30,24830204</b>	1,72 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	65,5%
8	0,49 cm	<b>58,33977603</b>	0,98 cm	2,63 cm	<b>OK</b>	37,3%

### Priloga D: račun sile v strižnem panelu

Podatki		
$V_{ov}$	1,25	
$f_y$ (S355)	355000	kN/m <sup>2</sup>
$f_y$ (S460)	460000	kN/m <sup>2</sup>
$g$	6	kN/m <sup>2</sup>
$q$	3	kN/m <sup>2</sup>
$L_x$	5	m
$L_y$	5	m

Hibridni okvir								
Steber	HEB 240		$M_{pl,Ed}$	441,265	kNm			
$W_{pl}$	0,000938	m <sup>3</sup>	$V_g$	75	kNm			
$A$	0,0106	m <sup>2</sup>	$M_{Ed}$	489,0011	kNm			
$h$	0,24	m	$F_{m,Ed}$	<b>1358,336</b>	<b>kN</b>			
$b$	0,24	m	$V_{pl,Rd}$	<b>882,7917</b>	<b>kN</b>			
$t_f$	0,017	m						
$t_w$	0,01	m	$F_{m,Ed}/V_{pl,Rd}$	<b>153,9%</b>				
$r$	0,021	m						
$A_v$	0,003324	m <sup>2</sup>						
Prečka						IPE 360		
$W_{pl}$	0,000904	m <sup>3</sup>						
$A$	0,00727	m <sup>2</sup>						
$h$	0,36	m						
$b$	0,17	m						
$t_f$	0,0127	m						
$t_w$	0,008	m						
$r$	0,018	m						
$A_v$	0,003511	m <sup>2</sup>						

Okvir iz MCS					
Steber	HEB 260		$M_{pl,Ed}$	348,0331	kNm
$W_{pl}$	0,00115	m <sup>3</sup>	$V_g$	75	kNm
A	0,0118	m <sup>2</sup>	$M_{Ed}$	385,0015	kNm
h	0,26	m	$F_{m,Ed}$	<b>1166,671</b>	<b>kN</b>
b	0,26	m	$V_{pl,Rd}$	<b>761,424</b>	<b>kN</b>
$t_f$	0,0175	m			
$t_w$	0,01	m	$F_{m,Ed}/V_{pl,Rd}$	<b>153,2%</b>	
r	0,024	m			
$A_v$	0,003715	m <sup>2</sup>			
Prečka	IPE 330				
$W_{pl}$	0,000713	m <sup>3</sup>			
A	0,00626	m <sup>2</sup>			
h	0,33	m			
b	0,16	m			
$t_f$	0,0115	m			
$t_w$	0,0075	m			
r	0,018	m			
$A_v$	0,00308	m <sup>2</sup>			

### Priloga E: določitev profila stebra, v katerem dodatne prečne ojačitve niso potrebne

HSS			MCS		
Steber	HEB 280		Steber	HEB 280	
$W_{pl}$	0,00138	m <sup>3</sup>	$W_{pl}$	0,00138	m <sup>3</sup>
A	0,0131	m <sup>2</sup>	A	0,0131	m <sup>2</sup>
h	0,28	m	h	0,28	m
b	0,28	m	b	0,28	m
$t_f$	0,018	m	$t_f$	0,018	m
$t_w$	0,0105	m	$t_w$	0,0105	m
r	0,024	m	r	0,024	m
$A_v$	0,004073	m <sup>2</sup>	$A_v$	0,004073	m <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}$	<b>1081,712</b>	kN	$V_{pl,Rd}$	<b>834,7994</b>	
$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>		$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>	
Steber	HEB 300		Steber	HEB 300	
$W_{pl}$	0,00168	m <sup>3</sup>	$W_{pl}$	0,00168	m <sup>3</sup>
A	0,0149	m <sup>2</sup>	A	0,0149	m <sup>2</sup>
h	0,3	m	h	0,3	m
b	0,3	m	b	0,3	m
$t_f$	0,019	m	$t_f$	0,019	m

$t_w$	0,011	m		$t_w$	0,011	m
$r$	0,027	m		$r$	0,027	m
$A_v$	0,004735	m <sup>2</sup>		$A_v$	0,004735	m <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}$	<b>1257,527</b>	kN		$V_{pl,Rd}$	<b>970,4825</b>	
$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>			$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>	
Steber	HEB 320			Steber	HEB 320	
$W_{pl}$	0,00193	m <sup>3</sup>		$W_{pl}$	0,00193	m <sup>3</sup>
$A$	0,0161	m <sup>2</sup>		$A$	0,0161	m <sup>2</sup>
$h$	0,32	m		$h$	0,32	m
$b$	0,3	m		$b$	0,3	m
$t_f$	0,0205	m		$t_f$	0,0205	m
$t_w$	0,0115	m		$t_w$	0,0115	m
$r$	0,027	m		$r$	0,027	m
$A_v$	0,005143	m <sup>2</sup>		$A_v$	0,005143	m <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}$	<b>1365,817</b>	kN		$V_{pl,Rd}$	<b>1054,055</b>	
$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>OK</b>			$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>	
Steber	HEB 340			Steber	HEB 340	
$W_{pl}$	0,00216	m <sup>3</sup>		$W_{pl}$	0,00216	m <sup>3</sup>
$A$	0,0171	m <sup>2</sup>		$A$	0,0171	m <sup>2</sup>
$h$	0,34	m		$h$	0,34	m
$b$	0,3	m		$b$	0,3	m
$t_f$	0,0215	m		$t_f$	0,0215	m
$t_w$	0,012	m		$t_w$	0,012	m
$r$	0,027	m		$r$	0,027	m
$A_v$	0,005619	m <sup>2</sup>		$A_v$	0,005619	m <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}$	<b>1492,3</b>			$V_{pl,Rd}$	<b>1151,667</b>	
$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>OK</b>			$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>	
Steber	HEB 360			Steber	HEB 360	
$W_{pl}$	0,0024	m <sup>3</sup>		$W_{pl}$	0,0024	m <sup>3</sup>
$A$	0,0181	m <sup>2</sup>		$A$	0,0181	m <sup>2</sup>
$h$	0,36	m		$h$	0,36	m
$b$	0,3	m		$b$	0,3	m
$t_f$	0,0225	m		$t_f$	0,0225	m
$t_w$	0,0125	m		$t_w$	0,0125	m
$r$	0,027	m		$r$	0,027	m
$A_v$	0,006096	m <sup>2</sup>		$A_v$	0,006096	m <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}$	<b>1619,049</b>			$V_{pl,Rd}$	<b>1249,483</b>	
$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>OK</b>			$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>OK</b>	

**Priloga F: določitev profila stebra brez prečnih ojačitev v okviru s prečko IPE 330**

<b>Prečka</b>	<b>IPE 330</b>		$M_{pl,Ed}$	348,0331	kNm
$W_{pl}$	0,000713	m <sup>3</sup>	$V_g$	75	kNm
A	0,00626	m <sup>2</sup>	$M_{Ed}$	385,0015	kNm
h	0,33	m	$F_{m,Ed}$	<b>1166,671</b>	<b>kN</b>
b	0,16	m			
$t_f$	0,0115	m			
$t_w$	0,0075	m			
r	0,018	m			
$A_v$	0,00308	m <sup>2</sup>			

<b>HSS</b>			<b>MCS</b>		
Steber	HEB 280		Steber	HEB 340	
$W_{pl}$	0,00138	m <sup>3</sup>	$W_{pl}$	0,00216	m <sup>3</sup>
A	0,0131	m <sup>2</sup>	A	0,0171	m <sup>2</sup>
h	0,28	m	h	0,34	m
b	0,28	m	b	0,3	m
$t_f$	0,018	m	$t_f$	0,0215	m
$t_w$	0,0105	m	$t_w$	0,012	m
r	0,024	m	r	0,027	m
$A_v$	0,004073	m <sup>2</sup>	$A_v$	0,005619	m <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}$	<b>1081,712</b>	kN	$V_{pl,Rd}$	<b>1151,667</b>	
$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>		$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>NI OK</b>	
Steber	HEB 300		Steber	HEB 360	
$W_{pl}$	0,00168	m <sup>3</sup>	$W_{pl}$	0,0024	m <sup>3</sup>
A	0,0149	m <sup>2</sup>	A	0,0181	m <sup>2</sup>
h	0,3	m	h	0,36	m
b	0,3	m	b	0,3	m
$t_f$	0,019	m	$t_f$	0,0225	m
$t_w$	0,011	m	$t_w$	0,0125	m
r	0,027	m	r	0,027	m
$A_v$	0,004735	m <sup>2</sup>	$A_v$	0,006096	m <sup>2</sup>
$V_{pl,Rd}$	<b>1257,527</b>	kN	$V_{pl,Rd}$	<b>1249,483</b>	
$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>OK</b>		$V_{pl,Rd} > F_{m,Ed}$	<b>OK</b>	