

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



TURK JURE

**STATIČNI IZRAČUN JEKLENEGA PROIZVODNEGA
OBJEKTA**

DIPLOMSKA NALOGA

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Ljubljana, 2011

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo

Jamova 2, p.p. 3422
1115 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si



**VISOKOŠOLSKI STROKOVNI
ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat

JURE TURK

Statični izračun jeklenega proizvodnega objekta

Diplomska naloga št.:

Static analysis of the production facility

Graduation thesis No.:

Mentor :
prof. dr. Jože Korelc

Predsednik komisije :
doc. dr. Tomo Cerovšek

Somentor:
asist. dr. Peter Skuber

Člani komisije :

Ljubljana, _____ 2011

IZJAVE

Podpisani Jure Turk izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Statični izračun jeklenega proizvodnega objekta«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 7. 9. 2011

Jure Turk

IZJAVE OB PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali profesorji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK: 624.014(043.2)

Avtor: Jure Turk

Mentor: prof. dr. Jože Korelc, univ. dipl. ing. grad.

Somentor: asist. dr. Peter Skuber, univ. dipl. ing. grad.

Naslov: Statični izračun jeklenega proizvodnjega objekta

Obseg in oprema: 147 strani, 132 slik, 18 preglednic

Gljučne besede: jeklena konstrukcija, sovprežna plošča, statični izračun

Izveček

Diplomska naloga obravnava statično analizo jeklenega objekta pravokotne oblike. Del objekta je enoetažen, dvoetažen del je v obliki črke L. V prečni smeri objekt sestavljata dva momentna okvirja, v vzdolžni smeri so momentni okvirji podprti s centričnim V povezjem. Za medetažno konstrukcijo sem uporabil armiranobetonsko sovprežno ploščo.

Globalna analiza je narejena na prostorskem modelu. Račun notranjih statičnih količin je narejen z elastično analizo po teoriji drugega reda z upoštevanjem začetne geometrijske nepopolnosti.

Po opravljenem izračunu notranjih statičnih količin, ki so podlaga za dimenzioniranje, sem opravil vse potrebne kontrole nosilnosti. Dimenzioniral sem tipične spoje in zrisal vse potrebne načrte.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.014(043.2)
Author: Jure Turk
Supervisor: Prof. Jože Korelc Ph. D
Co-supervisor: Assist. Peter Skuber Ph. D.
Title: Static analysis of the production facility
Notes: 147 pages, 132 pictures, 18 tables
Key words: steel structure, composite plate, static calculation

Abstract

The diploma paper deals with static analysis of rectangular steel building. Part of the building is one storey, two storey part is in the form of letter L. In lateral direction, the facility consists of two moment frames, in longitudinal direction of two centric bracings. The interstory slab is composite reinforced concrete slab, spanning in one direction.

After the numerical model was determined, loads had to be calculated and combinations made according to eurocode. Global analysis was made to the three dimensional numeric model. Elastic analysis according to second order theory with starting geometry imperfections, was performed.

After the global static analysis, the capacity design according to eurocode was made. Typical joints are designed and drawings of the structure are made.

ZAHVALA

Zahvalil bi se prof. dr. Jožetu Korelcu in somentorju asist. dr. Petru Skuberju za pomoč pri reševanju praktičnih problemov, ki so se pojavili med pisanjem diplomske naloge.

Zahvalil bi se tudi družini, ki mi je vsa leta študija stala ob strani in me podpirala. Posebej bi se zahvalil svojemu dekletu Niki in hčerki Gaji za motivacijo, potrpljenje in veliko podpore, ki sem jo bil deležen v času nastajanja diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	TEHNIČNO POROČILO	2
2.1	Opis konstrukcije	2
2.2	Uporabljeni materiali	2
2.3	Arhitekturna zasnova objekta	2
2.4	Numerični model konstrukcije za statično analizo	3
2.5	Metoda izračuna notranjih sil	4
2.6	Dimanična analiza	4
2.7	Medetažna konstrukcija	4
2.8	Zavetrovanje	5
2.9	Fasada	5
2.10	Spoji	5
2.11	Temelji	5
2.12	Izdelava in montaža jeklene konstrukcije	5
2.13	Protikorozijska zaščita	5
3	DOLOČITEV OBTEŽBE	6
3.1	Stalna obtežba	6
3.1.1	Obtežba strehe	6
3.1.2	Obtežba medetažne konstrukcije	6
3.1.3	Obtežba fasade	6
3.2	Koristna obtežba	6
3.2.1	Medetaža	6
3.3	Obtežba snega	7
3.3.1	Obtežba snega na strehi za trajna/zčasna stanja	7
3.4	Obtežba vetra	7
3.4.1	Izračun osnovne hitrosti vetra	7
3.4.2	Tlak vetra w_e na zunanje ploskve	8
3.4.2.1	Koeficient zunanjega tlaka c_{pe} za navpične stene	8
3.4.3	Tlak vetra w_i na notranje stene	12
3.4.3.1	Koeficient notranjega tlaka c_{pi} na notranje ploskve	13
3.4.4	Vpliv vetra na zunanje ploskve v kombinaciji z vplivom vetra na notranje ploskve	13
3.5	Dinamična analiza	13
3.5.1	Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive	14
3.5.2	Določitev potresne obtežbe	15

3.5.2.1	Določitev teže objekta v potresni kombinaciji	16
3.5.2.2	Naključna torzija	18
3.5.2.3	Določitev nadomestnih horizontalnih sil	19
3.6	Obtežne kombinacije	20
3.6.1	Mejno stanje nosilnosti	20
3.6.2	Mejno stanje uporabnosti	21
4	GLOBALNA ANALIZA	22
4.1	Globalna geometrijska nepopolnost	22
5	DIMENZIONIRANJE GLAVNE KONSTRUKCIJE	23
5.1	Mejno stanje nosilnosti	23
5.1.1	Dvoetažen momentni okvir	23
5.1.2	Enoetažen momentni okvir	24
5.1.3	Dvoetažen okvir s centričnim V povezjem	26
5.1.4	Enoetažni okvir s centričnim V povezjem	27
5.2	Mejno stanje uporabnosti	27
5.2.1	Dvoetažen momentni okvir	28
5.2.2	Enoetažen momentni okvir	29
5.2.3	Dvoetažni okvir s centričnim V povezjem	30
5.2.4	Enoetažen okvir s centričnim V povezjem	31
5.3	Kontrola medetažnih pomikov za potresno obtežbo in vpliv teorije drugega reda	32
5.3.1	Dvoetažni momentni okvir	32
5.3.2	Enoetažen momentni okvir	34
5.3.3	Dvoetažni okvir s centričnim V povezjem	35
5.3.4	Enoetažni okvir s centričnim V povezjem	36
5.4	Načtrovana nosilnost za gradnjo jeklenih konstrukcij na potresnem območju	37
5.4.1	Dvoetažni momentni okvir	37
5.4.1.1	Dimenzioniranje prečk	39
5.4.1.2	Izračun projektne obremenitve stebrov	43
5.4.2	Enoetažni momentni okvir	46
5.4.2.1	Dimenzioniranje prečk	46
5.4.2.2	Izračun projektne obremenitve stebrov	50
5.4.3	Dvoetažni okvir s centričnim V povezjem	54
5.4.3.1	Dimenzioniranje diagonal	54
5.4.3.2	Dimenzioniranje nosilcev	56
5.4.3.3	Izračun projektne obremenitve stebrov	58
5.4.4	Enoetažni okvir s centričnim V povezjem	58
5.4.4.1	Dimenzioniranje diagonal	58

5.4.4.2	Dimenzioniranje nosilcev	61
5.4.4.3	Izračun projektne obremenitve stebrov	64
5.4.5	Dimenzioniranje stebrov HEB 280 na potresno obtežno kombinacijo	65
5.4.5.1	Dvoetažen steber, dvoetažen momentni okvir	65
5.4.5.2	Dvoetažen steber, enoetažen momentni okvir	66
5.4.5.3	Enoetažen steber	67
6	MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA	68
6.1	Sovprežna plošča	68
6.2	Sovprežni nosilec IPE 180 (S355)	68
6.2.1	Montažno stanje	68
6.2.1.1	Obtežba	68
6.2.1.2	Obremenitev	68
6.2.1.3	Kontrola kompaktnosti	68
6.2.1.4	Strižna nosilnost	68
6.2.1.5	Upogibna nosilnost	69
6.2.1.6	Pomiki	69
6.2.2	Sovprežno stanje	69
6.2.2.1	Obtežba	69
6.2.2.2	Obremenitve	69
6.2.2.3	Upogibna nosilnost	70
6.2.2.4	Strižna nosilnost	70
6.2.2.5	Kontrola čepov	71
6.2.2.6	Vzdolžni strig v betonskih ploščah	71
6.2.2.7	Kontrola pomikov	72
6.2.2.8	Kontrola pomikov	73
7	HORIZONTALNO POVEZJE	74
7.1	Obtežba	74
7.2	Obremenitve	75
7.2.1	Račun reakcij	75
7.2.2	Sile v palicah	76
7.3	Dimenzioniranje diagonal (L110/10; S355)	76
8	STREŠNA LEGA IPE 160 (S355)	78
8.1	Obtežba	78
8.1.1	Stalna obtežba	79
8.1.2	Spremenljiva obtežba	79
8.1.3	Obtežba snega	79
8.1.4	Obtežba z vetrom	79
8.1.5	Obtežne kombinacije	79

8.2	Dimenzioniranje	80
8.2.1	MSN	80
8.2.2	MSU	81
8.3	Zatege	82
8.3.1	Obremenitev	82
9	FASADNA PODKONSTRUKCIJA	84
9.1	Obremenitve	84
9.1.1	Stalna obtežba	84
9.1.2	Spremenljiva obtežba (obtežba vetra)	85
9.1.3	Obtežne kombinacije	85
9.2	Dimenzioniranje	85
9.2.1	MSN	85
9.2.2	MSU	86
9.3	Zatege	87
9.3.1	Obremenitev	87
10	OCENA NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL	89
10.1	Zasnova pasovnih temeljev	89
10.2	Obtežba pasovnih temeljev	91
10.3	Obremenitve temeljnih tal	91
10.3.1	MSN	91
10.3.2	Potresna obtežna kombinacija	92
10.3.3	Projektna obremenitev temeljnih tal	95
10.4	Nosilnost temeljnih tal	95
11	DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH SPOJEV	96
11.1	Momentni spoj prečka IPE 330 – steber HEB 280	96
11.1.1	Materiali	97
11.1.2	Obremenitve	97
11.1.2.1	Obremenitve na posamezne vrste vijakov	97
11.1.2.2	Razporeditev sil na posamezne vijake v vrstah	98
11.1.3	Kontrola nosilnosti vijakov	98
11.1.4	Dimenzioniranje zvarov	99
11.1.5	Kontrole čelne pločevine	99
11.1.5.1	Kontrola čelne pločevine v upogibu	100
11.1.6	Kontrola pasnice stebra	106
11.1.6.1	Kontrola pasnice stebra v upogibu	107
11.1.7	Kontrola stojine stebra	111

11.2	Momentni spoj prečka IPE 300 – steber HEB 280	113
11.2.1	Materiali	114
11.2.2	Obremenitve	114
11.2.2.1	Obremenitve na posamezne vrste vijakov	114
11.2.2.2	Razporeditev sil na posamezne vijake v vrstah	114
11.2.3	Kontrola nosilnosti vijakov	114
11.2.4	Dimenzioniranje zvarov	115
11.2.5	Kontrole čelne pločevine	116
11.2.5.1	Kontrola čelne pločevine v upogibu	117
11.2.6	Kontrola pasnice stebra	119
11.2.6.1	Kontrola pasnice stebra v upogibu	120
11.2.7	Kontrola stojine stebra	122
11.3	Priključek steber HEB 280 – temelj	124
11.3.1	Materiali	124
11.3.2	Obremenitve	124
11.3.2.1	Največja natezna in največja tlačna sila	124
11.3.2.2	Obremenitve na posamezne sidrne vijake	124
11.3.3	Kontrola nosilnosti sidernih vijakov	125
11.3.4	Dimenzioniranje zvarov	125
11.3.5	Kontrole čelne pločevine	126
11.3.5.1	Kontrola ležiščne pločevine v tlaku	126
11.3.5.2	Kontrola ležiščne pločevine v upogibu zaradi natega	128
11.4	Spoj diagonale V povezja CFRHS 100/100/5 – prečke HEB 280 – stebra HEB 280	131
11.4.1	Spoj diagonale CFRHS 100/100/5 na steber HEB 280	131
11.4.1.1	Obremenitve	131
11.4.1.2	Dimenzioniranje zvarov med preklopno pločevino in diagonalo	132
11.4.1.3	Kontrola vijakov in vezne pločevine	132
11.4.2	Spoj prečke HEB 280 – steber HEB 280	134
11.4.2.1	Obremenitve	134
11.4.2.2	Dimenzioniranje vijakov in prečke HEB 280 v spoju	135
11.4.2.3	Kontrola zvara pločevine na steber HEB 280	137
11.4.2.4	Kontrola pločevine na steber HEB 280	138
11.5	Spoj sekundarni sovprežni nosilec IPE 180 – primarni nosilec IPE 330	139
11.5.1	Materiali	139
11.5.2	Obremenitve	139
11.5.2.1	Dimenzioniranje vijakov in nosilca IPE 180 v spoju	139

11.5.2.2	Kontrola zvara pločevine na nosilec IPE 330	142
11.5.2.3	Kontrola pločevine na nosilec IPE 330	143
12	ZAKLJUČEK	144
VIRI		145

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Koeficient zunanje tlaka na navpične stene v vzdolžni smeri	10
Preglednica 2: Koeficient zunanje tlaka na navpične stene v prečni smeri	10
Preglednica 3: Koeficient zunanje tlaka na dvokapno streho v vzdolžni smeri	11
Preglednica 4: Koeficient zunanje tlaka na dvokapno streho v prečni smeri	12
Preglednica 5: Merodajna primera skupnih vplivov vetra v prečni smeri	13
Preglednica 6: Vpliv naključne torzije na posamezen okvir v prečni smeri (smer x)	19
Preglednica 7: Vpliv naključne torzije na posamezen okvir v vzdolžni smeri (smer y)	19
Preglednica 8: Razporeditev horizontalnih nadomestnih sil po okvirjih z upoštevanjem δ_x	20
Preglednica 9: Razporeditev horizontalnih nadomestnih sil po okvirjih z upoštevanjem δ_y	20
Preglednica 10: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri x	65
Preglednica 11: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri y	65
Preglednica 12: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije, kombinacija smeri x in y	65
Preglednica 13: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri x	66
Preglednica 14: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri y	66
Preglednica 15: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije, kombinacija x in y	66
Preglednica 16: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri x	67
Preglednica 17: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri y	67
Preglednica 18: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije , kombinacija smeri x in y	67

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris pritličja z dvoetažnim delom	3
Slika 2: Prečni prerez objekta	3
Slika 3: Numerični model konstrukcije za statično analizo	4
Slika 4: Prikaz sestave medetažne konstrukcije	6
Slika 5: Primeri obtežbe s snegom	7
Slika 6: Razdelitev sten na področja [SIST EN 1991-1-4:2005]	9
Slika 7: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profila tlakov vetra [SIST EN 1991-1-4:2005]	9
Slika 8: Razdelitev dvokapnice na področja, vzdolžno [SIST EN 1991-1-4:2005]	11
Slika 9: Razdelitev dvokapnice na področja, prečna smer [SIST EN 1991-1-4:2005]	12
Slika 10: Okvir s centričnimi V povezji (območja sipanja v nateznih in tlačnih diagonalah) [SIST EN 1998-1:2005]	14
Slika 11: Izbran statični sistem za določitev faktorja q (območje sipanja v nosilcih in na dnu stebrov) [SIST EN 1998-1:2005]	14
Slika 12: Prikaz površin po namembnosti	16
Slika 13: Površine fasade, ki odpadejo na medetažo	17
Slika 14: Površine fasade, ki odpadejo na koto 6m	18
Slika 15: Model za izračun potresne sile F_i	19
Slika 16: Ovojnica momentov M_{Ed} [kNm] najbolj obremenjenega dvoetažnega okvirja	23
Slika 17: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega dvoetažnega okvirja	23
Slika 18: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega dvoetažnega okvirja	24
Slika 19: Ovojnica momentov M_{Ed} [kNm] najbolj obremenjenega enoetažnega okvirja	24
Slika 20: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega enoetažnega okvirja	25
Slika 21: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega enoetažnega okvirja	25
Slika 22: Ovojnica momentov M_{Ed} [kNm] dvoetažnega okvirja s centričnim V povezjem	26
Slika 23: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] dvoetažnega okvirja s centričnim V povezjem	26
Slika 24: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] dvoetažnega okvirja s centričnim V povezjem	26
Slika 25: Ovojnica momentov M_{Ed} [kN] enoetažnega okvirja s centričnim V povezjem	27
Slika 26: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] enoetažnega okvirja s centričnim V povezjem	27
Slika 27: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] enoetažnega okvirja s centričnim V povezjem	27
Slika 28: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri dvoetažnem momentnem okvirju	28
Slika 29: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za MSU pri dvoetažnem momentnem okvirju	28
Slika 30: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri enoetažnem momentnem okvirju	29

Slika 31: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za MSU pri enoetažnem momentnem okvirju	29
Slika 32: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri dvoetažnem centričnem V povezju	30
Slika 33: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za MSU pri dvoetažnem centričnem V povezju	30
Slika 34: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri enoetažnem centričnem V povezju	31
Slika 35: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za MSU pri enoetažnem centričnem V povezju	31
Slika 36: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za potresno obtežno kombinacijo	32
Slika 37: Prikaz komponent za kontrolo TDR	33
Slika 38: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za potresno obtežno kombinacijo	34
Slika 39: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za potresno obtežno kombinacijo	35
Slika 40: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za potresno obtežno kombinacijo	36
Slika 41: Shematski prikaz enostranskega priključka prečka steber	37
Slika 42: Shematski prikaz dvostranskega priključka prečka steber	38
Slika 43: Strižni panel stebra v območju spoja	38
Slika 44: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	39
Slika 45: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	40
Slika 46: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	40
Slika 47: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	41
Slika 48: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	41
Slika 49: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	43
Slika 50: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	44
Slika 51: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	44
Slika 52: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	44
Slika 53: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	45
Slika 54: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	45

Slika 55: Ovoj momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	46
Slika 56: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	47
Slika 57: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	47
Slika 58: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	48
Slika 59: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	48
Slika 60: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	50
Slika 61: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	51
Slika 62: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	51
Slika 63: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	51
Slika 64: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	52
Slika 65: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije	52
Slika 66: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	54
Slika 67: Delovanje centričnega v povezja po uklonu tlačne diagonale	56
Slika 68: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije	58
Slika 69: Zasnova sovprežnega nosilca	68
Slika 70: Napetostno stanje sovprežnega prereza ob delovaju $M_{pl,Rd}$	70
Slika 71: Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza	73
Slika 72: Zasnova horizontalnega povezja	74
Slika 73: Prikaz referenčne površine	74
Slika 74: Prikaz merodajnega momenta M_{Ed}	75
Slika 75: Prikaz delovanja sil v vozlišču A	76
Slika 76: Računski model strešne lege	78
Slika 77: Razdelitev sil po komponentah	78
Slika 78: Ovojnica upogibnih momentov $M_{Ed,y}$ [kNm] okoli močne osi y-y	80
Slika 79: Ovojnica upogibnih momentov $M_{Ed,z}$ [kNm] okoli šibke osi z-z	80
Slika 80: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,z}$ [kN] v osi z-z	80

Slika 81: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,y}$ [kN] v osi y-y	81
Slika 82: Ovojnica pomikov u_z [mm] v smeri osi z-z	81
Slika 83: Ovojnica pomikov u_y [mm] v smeri osi y-y	81
Slika 84: Reakcije R_y [kN] strešne podkonstrukcije	82
Slika 85: Zasnova fasadne konstrukcije	84
Slika 86: Računski model vdolžne fasadne lege	84
Slika 87: Ovojnica upogibnih momentov M_z [kNm] okoli šibke osi z-z	85
Slika 88: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] okoli močne osi y-y	85
Slika 89: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v smeri osi z-z	86
Slika 90: Ovojnica prečnih sil V_y [kN] v smeri osi y-y	86
Slika 91: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] fasadne konstrukcije	86
Slika 92: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] fasadne podkonstrukcije	87
Slika 93: Reakcije R_z [kN] fasadne podkonstrukcije	88
Slika 94: Zasnova pasovnih temeljev	90
Slika 95: Prečni prerez temeljev	90
Slika 96: Ovojnica kontaktnih tlakov σ_z [MPa] med temeljem in tlemi za MSN	91
Slika 97: Ovojnica kontaktnih tlakov σ_z [MPa] za gravitacijski del potresne obtežne kombinacije	92
Slika 98: Ovojnica kontaktnih tlakov σ_z [MPa] za seizmični del potresne obtežne kombinacije v smeri x	93
Slika 99: Ovojnica kontaktnih tlakov σ_z [MPa] za seizmični del potresne obtežne kombinacije v smeri y	94
Slika 100: Zasnova momentnega spoja prečka IPE 330–steber HEB 280	96
Slika 101: Razporeditev vijakov na spoju prečka IPE 330–steber HEB 280	96
Slika 102: Razporeditev sil na posamezne vrste vijakov	97
Slika 103: Razpored vijakov	98
Slika 104: Parametri čelne pločevine za izračun nadomestnega T modela	100
Slika 105: Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine	101
Slika 106: Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine	102
Slika 107: Grafični prikaz e in m	102
Slika 108: Graf za določitev α [SIST EN 1993-8:2005]	103
Slika 109: Vrste vijakov pri modeliranju nadomestnega T elementa	107
Slika 110: Grafični prikaz za e in m	107
Slika 111: Sodelujoča širina stojine stebra pri vnosu koncentrirane sile	111
Slika 112: Sodelujoč prerez pri prevzemu koncentrirane sile	112
Slika 113: Zasnova momentnega spoja prečka IPE 300 – steber HEB 280	113

Slika 114: Razporeditev vijakov na spoju prečka IPE 300 – steber HEB 280	113
Slika 115: Razpored vijakov	114
Slika 116: Parametri čelne pločevine za izračun nadomestnega T modela	117
Slika 117: Vrste vijakov pri modeliranju nadomestnega T elementa	120
Slika 118: Zasnova priključka steber HEB 280 – temelj	124
Slika 119: Razpored sidrnih vijakov	125
Slika 120: Območje, ki prevzame tlak, nadomestni T element v tlaku	126
Slika 121: Projektna ploskev raznosa obtežbe pri lokalni obtežbi [SIST EN 1992-1-1:2005]	127
Slika 122: Prehod na računski model	128
Slika 123: Zasnova spoja diagonala CFRHS 100/100/5 - prečka HEB 280 – steber HEB 280	131
Slika 124: Grafični prikaz e_1 , e_2 in p_1	132
Slika 125: Neto prerez vezne pločevine	134
Slika 126: Grafični prikaz e_1 , e_2 in p_1	135
Slika 127: Strižni iztrg	136
Slika 128: Prestavitev delovanja sil v težišče zvara	137
Slika 129: Zasnova spoja IPE 180 – IPE 330	139
Slika 130: Grafični prikaz e_1 , e_2 , p_1 in p_2	140
Slika 131: Strižni iztrg	141
Slika 132: Prestavitev delovanja sil v težišče zvara	142

1 UVOD

Konstrukcije iz jekla so pomembnejšo vlogo v gradbeništvu dobile z razmahom industrijske revolucije in Bessemerjevim postopkom pridobivanja jekla v 19. stoletju. Inženirsko projektiranje jeklenih konstrukcij je temeljilo na razvoju matematičnih in fizikalnih teorij, ki so bile podprte s preizkušanjem.

Skozi čas so se razvile različne metode projektiranja jeklenih konstrukcij glede na vlogo posameznih elementov v sami konstrukciji in tako se je razvilo projektiranje stebrov, nosilcev, vrvi, kablov, sider, pločevin itd. Inženirji so določili porušne mehanizme posameznih elementov, na podlagi katerih temelji dimenzioniranje. Porušni mehanizmi se razlikujejo od elementa do elementa. Tako naprimer dobimo porušni mehanizem zaradi same tlačne sile ter porušni mehanizem zaradi uklona stebra. Vrvi imajo porušni mehanizem pretrg zaradi natezne sile. Pri upogibno obremenjenih elementih je porušnih mehanizmov več. Pri dimenzioniranju teh elementov je potrebno preveriti strižne obremenitve, bočno zvrnitev nosilca izven njegove ravnine ter vnos koncentrirane sile.

Ko so osnovni elementi določeni, je potrebno le-te prek spojev, ki so različnih tipov, povezati v konstrukcijo.

Poznamo kovičene spoje, katere se skoraj ne uporablja več. Kot alternativo se danes uporablja vijačene spoje, ki so lahko v kombinaciji z varjenjem, ali samo varjene spoje, možnične spoje.

Pomemben faktor v projektiranju jeklenih konstrukcij je dinamična obtežba, saj povzroča utrujanje materiala.

Pozitivne lastnosti jeklenih konstrukcij so relativno majhna lastna teža, suha montažna gradnja in kontrolirana izvedba, saj se večina elementov izdelava v tovarnah in se jih na gradbišču le še sestavi v celoto. Jeklo in beton odlično sodelujeta, zato se čedalje bolj uporablja tudi takoimenovane sovprežne konstrukcije.

Vendar pa imajo jeklene konstrukcije tudi svoje omejitve. Najpogostejša problema sta požarna varnost in korozija. Obe težavi je mogoče rešiti, vendar poleg cene igrata ključno vlogo pri izbiri jekla kot osrednjega gradbenega materiala.

2 TEHNIČNO POROČILO

2.1 Opis konstrukcije

Obravnavana konstrukcija je jeklena hala, ki ima eno in dvoetažen del. Zasnovana je iz:

- pasovnih temeljev
- jeklenih stebrov
- jeklenih nosilcev
- medetažne sovprežne plošče
- jeklene fasadne in strešne podkonstrukcije.

Obravnavana stavba je pravokotne tlorisne oblike, dvoetažen del, ki se nahaja v notranjosti samega objekta, je oblike črke L. Zunanje dimenzije objekta so 27,2m dolžine in 15,2m širine. Višina prve etaže je 3m, kapna višina objekta je 6m. Streha je dvokapna, pod naklonom 7°.

Objekt je postavljen v katastrski občini Komenda. Namenjen je proizvodnji dejavnosti.

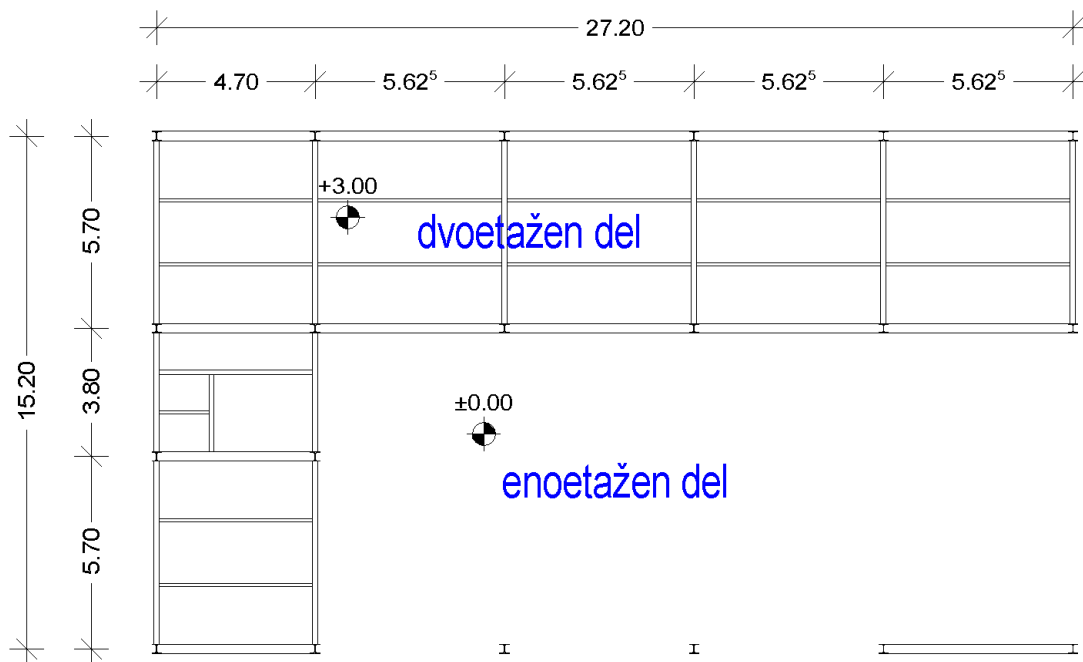
Glavna nosilna konstrukcija je iz jekla kvalitete S355, sestavljena je iz nizov momentnih okvirjev, ki so med seboj podprti z nosilci in centričnim V povezjem. Momentni okvirji so na medsebojni razdalji 5,625m, razen prvega in drugega okvirja, ki sta na medsebojni razdalji 4,7m. Vsi stebri so HEB 280, medetažni primarni nosilci so IPE 330, strešni primarni nosilci so IPE 300. Nosilci med okvirji v višini prve etaže so HEB 280, v višini kapne lege so HEB 180. Medetažna konstrukcija je sovprežna plošča, bruto debeline 12cm, podprta s sovprežnimi sekundarnimi nosilci IPE 180. Sekundarni strešni nosilci so IPE 160.

2.2 Uporabljeni materiali

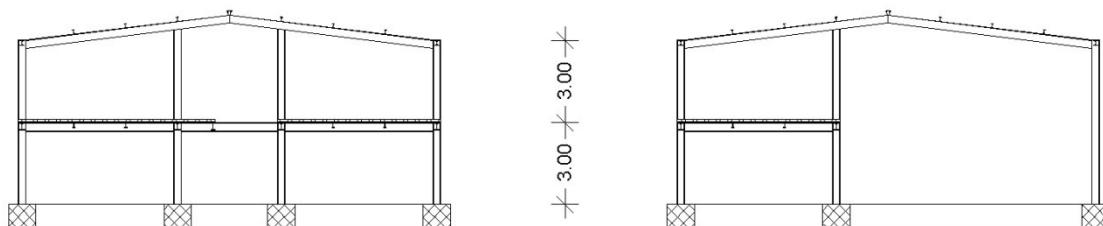
Pri analizi sem uporabil jeklo S355 v skladu s standardom SIST EN 1993-1-1:2005. Spoji so iz jekla S355, vijaki so 10`9. Uporabljen beton je kvalitete C25/30 v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 in jeklo za armiranje S500.

2.3 Arhitekturna zasnova objekta

Objekt je mizarska delavnica v enoetažnem delu. V dvoetažnem delu v pritličju je lakirnica, v prvi etaži pa je skladišče s prodajnim salonom.



Slika 1: Tloris pritličja z dvoetažnim delom



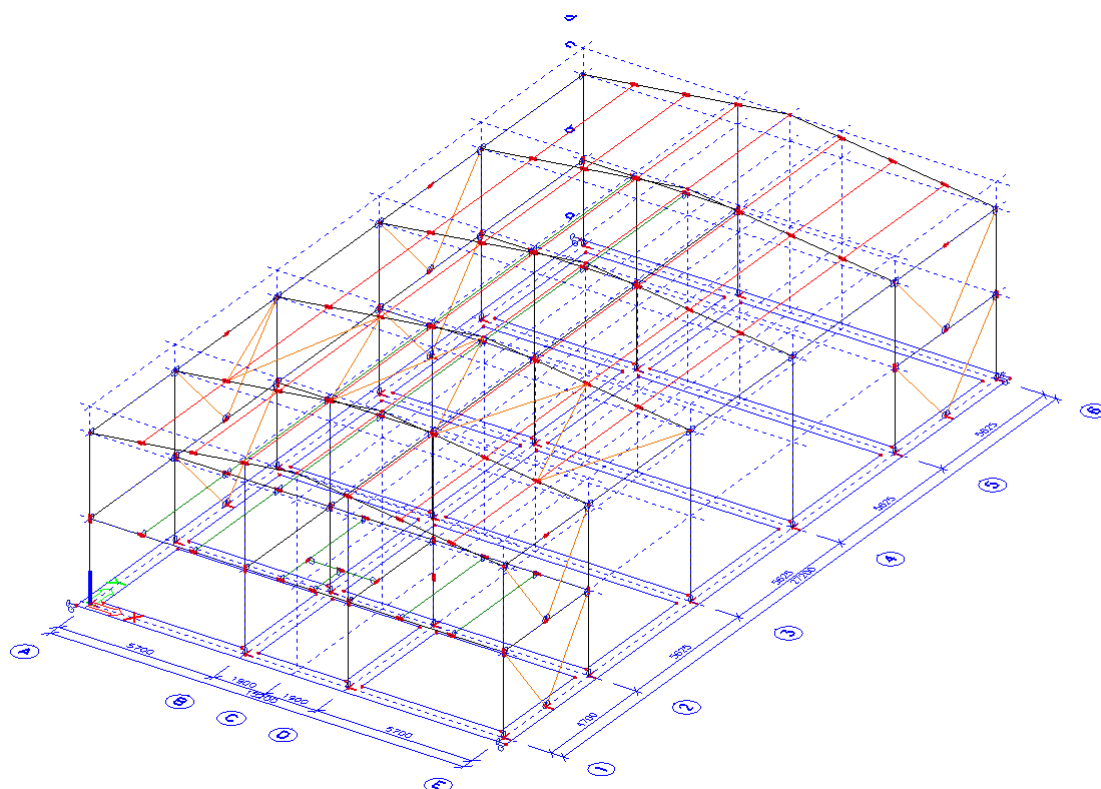
Slika 2: Prečni prerez objekta

2.4 Numerični model konstrukcije za statično analizo

Spodnja slika prikazuje model konstrukcije, ki je bil uporabljen v analizi in oceni ustreznosti objekta v skladu z evropskimi standardi.

V osnovi je jeklen skelet s togo sovprežno ploščo na nivoju medetaže. Glavna nosilna konstrukcija je sestavljena iz momentnega okvirja v prečni smeri in centričnega povezja v vzdolžni smeri.

Okvirna konstrukcija preko sovprežne plošče prevzame vso vertikalno in horizontalno obtežbo, na nivoju strehe pa obtežbo pevzamejo sekundarni nosilci IPE 160 in jo skupaj s ploščo prenašajo na temelje. Temelji so pasovni, modelirani na elastični podlagi.



Slika 3: Numerični model konstrukcije za statično analizo

2.5 Metoda izračuna notranjih sil

Obravnavan prostorski model je izračunan z računalniškim programom SCIA Engineer po teoriji drugega reda z upoštevanjem globalne geometrijske nepopolnosti.

Objekt je dimenzioniran po veljavnih Evrokod standardih.

2.6 Dimanična analiza

Dinamična analiza je opravljena po metodi nadomestnih vodoravnih sil z upoštevanjem naključne torzije, za primerjavo je opravljena tudi modalna analiza. Projektni pospešek tal je 0,225g.

Konstrukcija je projektirana po SIST EN 1998, tako da ostanejo stebri nepoškodovani, medtem ko se v predvidenih elementih (prečke, diagonale) sipa energija s plastifikacijo. Elementi so dimenzionirani po 1. razredu kompaktnosti, faktorja obnašanja sta za prečno smer 6 in za vdolžno smer 2,5.

2.7 Medetažna konstrukcija

Medetažna konstrukcija je sovprežna armiranobetonska plošča, ki leži na sovprežnih nosilcih IPE 180. Sovprežni nosilci so preko členkastih spojev priključeni na primarne medetažne nosilce, ti pa so preko momentnega vijachenega spoja priključeni na stebre. Armiranobetonska sovprežna plošča poteka preko treh polj, razpona 1,9m. Izračun notranjih statičnih količin in dimenzioniranje sovprežne plošče je opravljeno s programom Comdeck.

Sovprežna plošča je tipa ComFlor 46, $t = 0,9\text{mm}$, $f_y = 280\text{MPa}$.

2.8 Zavetrovanje

Zavetrovanje je izvedeno s centričnimi V povezji. Centrična povezja se v dvoetažnem delu izvede v drugem in četrtem polju, v enoetažnem delu pa v prvem in petem polju. Diagonale so škatlasti profili, ki so členkasto pritrjeni na vozlišče. Zavetrovanje prevzame horizontalne sile v vzdolžni smeri.

2.9 Fasada

Fasado se izvede s trimo paneli Trimoterm FTV HL 150, ki so preko fasadne podkonstrukcije pritrjeni na stebre.

2.10 Spoji

Predstavljenih je pet različnih spojev:

- spoj medetažna prečka IPE 330 na steber HEB 280
- spoj strešna prečka IPE 300 na steber HEB 280
- spoj stebra HEB 280 na temelj
- spoj sovprežnega nosilca IPE 180 na primarni medetažni nosilec IPE 330
- spoj diagonale in medokvirne prečke na steber.

Pri vseh spojih so izbrani vijaki 10⁹.

2.11 Temelji

Temelji so pasovni, širine 0,6m in višine 0,8m, na temelje so priključeni stebri HEB 280.

Temelji ležijo na tamponski coni iz čistega nezamuljenega gramoza brez kohezije in s strižnim kotom $\varphi' = 37,5^\circ$. Konsolidacija poteče v trenutku obremenitve, zato pri oceni nosilnosti temeljnih tal ni potrebno preverjati nedreniranih pogojev.

2.12 Izdelava in montaža jeklene konstrukcije

Pri izdelavi konstrukcije je potrebno posebno pozornost posvetiti vozlišču med stebrom in nosilcem. Z ustrezno kontrolo je potrebno zagotoviti, da bo celotna konstrukcija narejena po predpisanih standardih.

Vsi čelni zvari, izvedeni v delavnici ali na gradbišču, morajo biti 1. kvalitete (SIST EN 1990-2).

Ob dodatnih zvarih, ki niso bili predvideni v projektu, se obvesti projektanta, ki opravi klasifikacijo. Prisotnost nadzornega organa je obvezna. Zagotoviti je potrebno nanos protikorozijskih premazov.

Pri izdelavi posameznih elementov jeklene konstrukcije je potrebno pozornost posvetiti dimenzijski kontroli in pripravi zvarnih žlebov.

Med izdelavo in montažo je potrebna stalna merska kontrola in stalen strokovni nadzor. Ob vsaki izvedeni spremembi je potrebno pridobiti pisno soglasje projektanta.

2.13 Protikorozijska zaščita

Vsi jekleni elementi morajo biti ustrezno protikorozijsko zaščiteni. Predlagam uporabo enega temeljnega in dveh prekrivnih premazov v skupni debelini suhega filma 0,15-0,2mm. Vsa poškodovana mesta je potrebno po montaži očistiti in protikorozijsko zaščititi. Pred nanosom temeljnega premaza je potrebno čiščenje s peskanjem.

3 DOLOČITEV OBTEŽBE

Vplivi na konstrukcijo so vsi tisti dejavniki, ki pomembno vplivajo na obnašanje konstrukcije. Ponazorjeni so s silami in porazdeljeno obtežbo, ki predstavlja predviden vpliv na konstrukcijo. Konstrukcija je lahko hkrati izpostavljena različnim vplivom, zato se jih ustrezno kombinira. Pri dimenzioniranju konstrukcije se upošteva najbolj neugodno možno kombinacijo. Vplivi so določeni v skladu z evropskimi standardi za posamezno vrsto obremenitve. Te vplive sem razdelil na:

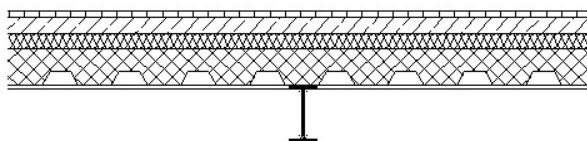
- lastno težo
- stalno obtežbo
- koristno obtežbo
- obtežbo snega
- obtežbo vetra
- potresno obtežbo.

3.1 Stalna obtežba

3.1.1 Obtežba strehe

Trimo strešni paneli SNV 200 0,35kN/m²
Jekleni profili (upošteva program)

3.1.2 Obtežba medetažne konstrukcije



Slika 4: Prikaz sestave medetažne konstrukcije

zaključni sloj (2 cm)	0,56kN/m ²
cementni estrih (5 cm)	1,25kN/m ²
ekstrudiran polistiren (5 cm)	1,15kN/m ²
sovprežna plošča (12cm)	3,00kN/m ²
jekleni profil (upošteva program)	

$$\sum g_m = 4,725 \text{ kN/m}^2$$

3.1.3 Obtežba fasade

Fasadni paneli Trimoterm HL 150 (z upoštevanjem podkonstrukcije) 0,30kN/m²

3.2 Koristna obtežba

Medetaža je namenjena trgovini na drobno in skladišču, na strehi ni merodajne koristne obtežbe.

3.2.1 Medetaža

Trgovina na drobno, s predelnimi stenami (kategorija D₁) 4,8kN/m²

Skladišče (kategorija E₂)7,5kN/m²

3.3 Obtežba snega

Na obtežbo snega vplivajo oblika strehe, toplotne lastnosti strehe, izpostavljenost strehe, okoliški teren, nadmorska višina, krajevne podnebne razmere.

3.3.1 Obtežba snega na strehi za trajna/začasna stanja

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k$$

Objekt se nahaja v coni A2

A =

334m

$$S_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A^2}{728} \right) \right]$$

$$S_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{334^2}{728} \right) \right] =$$

1,57kN/m² μ_i ... oblikovni koeficient obtežbe snega =

0,8

 C_e ... koeficient izpostavljenosti =

1,0

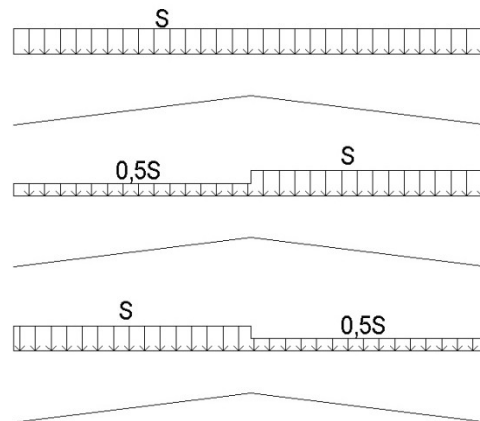
 C_t ... toplotni koeficient =

1,0

$$S = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,57 =$$

1,27kN/m²

Upoštevam tri obtežne primere s snegom, kot prikazuje slika:



Slika 5: Primeri obtežbe s snegom

3.4 Obtežba vetra

3.4.1 Izračun osnovne hitrosti vetra

Cona 1

Kategorija terena III - področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir.

$V_{b,0} =$	20m/s
$C_{dir} =$	1,0
$C_{season} =$	1,0
$K =$	0,2
$n =$	0,5
$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 20$	20m/s

3.4.2 Tlak vetra w_e na zunanje ploskve

$$w_e = q_p(z_c) * C_{pe}$$

$$z_{0,II} = 0,05m$$

$$z_0 = 0,3m$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 * \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2154$$

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2154 * \ln\left(\frac{6,93}{0,3}\right) = 0,676$$

$$V_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * V_b = 0,676 * 1,0 * 20 = 13,53m/s$$

$$k_l = 1,0$$

$$\sigma_v = k_r * V_b * k_l = 0,2154 * 20 * 1,0 = 4,308$$

$$l_v = \frac{\sigma_v}{V_m} = \frac{4,308}{13,53} = 0,3185$$

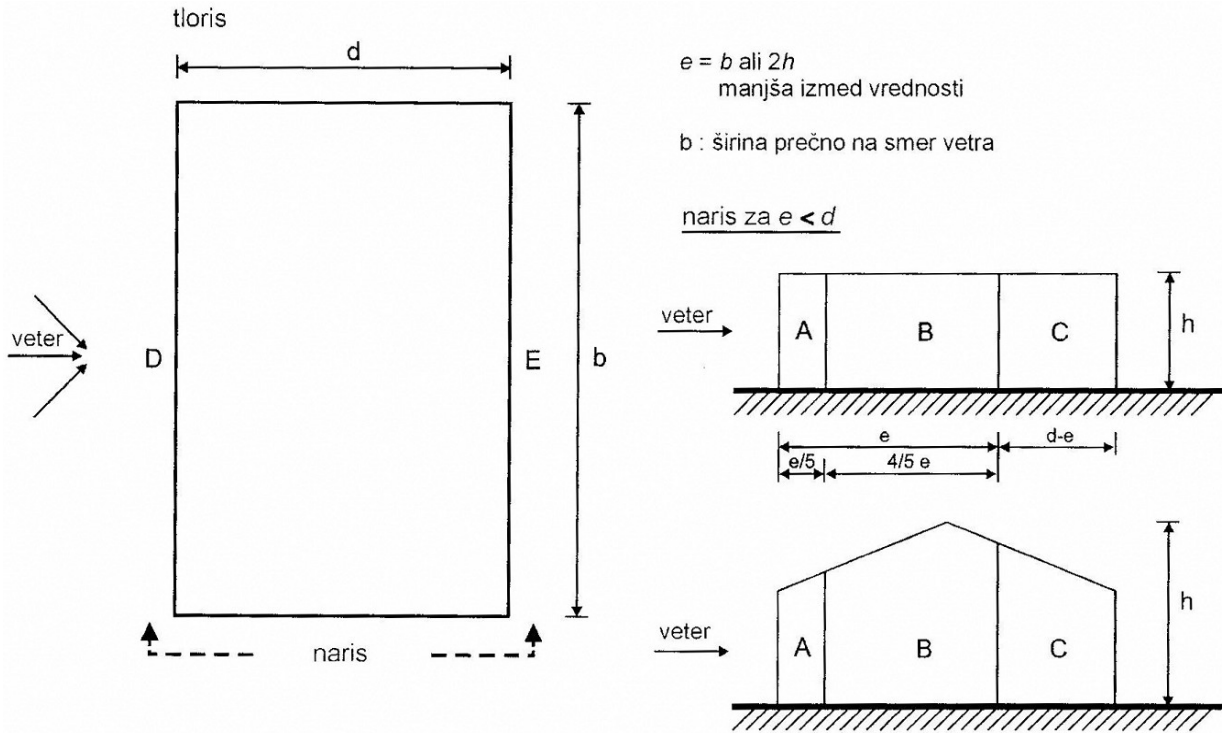
$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * V_m^2(z) = [1 + 7 * 0,3185] * 0,5 * 1,25 * 13,53^2 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2.1 Koeficient zunanjega tlaka c_{pe} za navpične stene

Koeficient zunanjega tlaka na stavbe s pravokotnim tlorisom je odvisen od velikosti površine delovanja obtežbe in je opredeljen na dva načina. $c_{pe,10}$ označujemo koeficient, ki je izračunan za delovanja obtežbe na $10m^2$ ali večje površine, $c_{pe,1}$ je koeficient, ki je izračunan za delovanje obtežbe na površino $1m^2$ ali manj. Vse vmesne stopnje se izračuna po linearni interpolaciji.

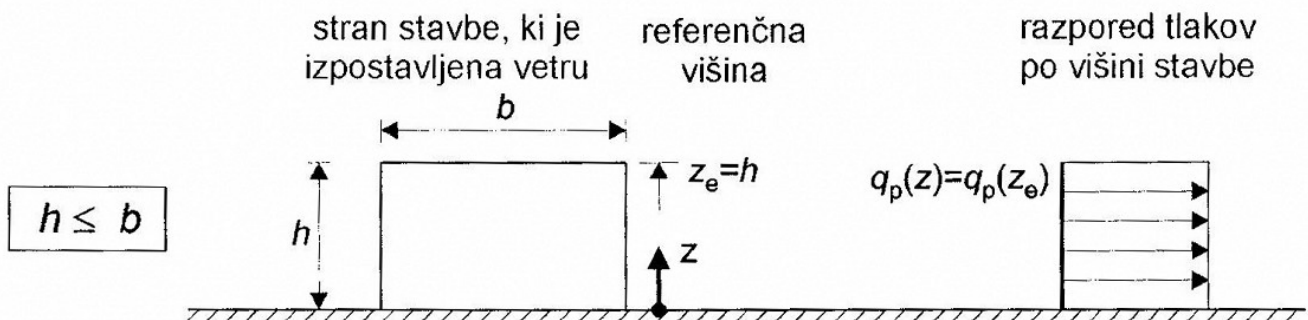
Koeficient zunanjega tlaka na navpične stene pri delovanju obtežbe v vzdolžni smeri

Stavba, katere višina z_e za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom so odvisne od razmerja h/b in so vedno največje višine različnih delov sten.



Slika 6: Razdelitev sten na področja [SIST EN 1991-1-4:2005]

$h =$		6,93m
$b =$		15,2m
$d =$		27,2m
$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 15,2 \\ 2 * h = 2 * 6,93 = 13,86 \end{array} \right.$		13,86m



Slika 7: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profila tlakov vetra [SIST EN 1991-1-4:2005]

$\frac{h}{d} = \frac{6,93}{27,2} = 0,255$

Preglednica 1: Koeficient zunanje tlaka na navpične stene v vzdolžni smeri

Področja	$C_{pe,10}$
A	-1,2
B	-0,8
C	-0,5
D	0,707
E	-0,313

Koeficient zunanje tlaka na navpične stene pri delovanju obtežbe v prečni smeri

$$h = 6,93\text{m}$$

$$b = 27,2\text{m}$$

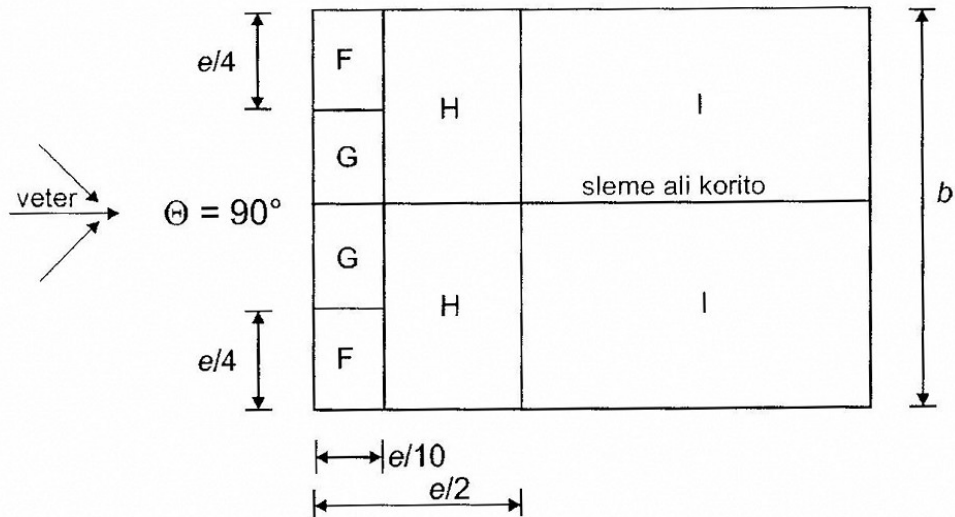
$$d = 15,2\text{m}$$

$$e = \min \begin{cases} b = 27,2 \\ 2 * h = 2 * 6,93 = 13,86 \end{cases} = 13,86\text{m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{6,93}{15,2} = 0,456$$

Preglednica 2: Koeficient zunanje tlaka na navpične stene v prečni smeri

Področja	$C_{pe,10}$
A	-1,2
B	-0,8
C	-0,5
D	0,728
E	-0,355

Koeficient zunanjege tlaka na dvokapno poševno streho pri delovanju obtežbe v vzdolžni smeri

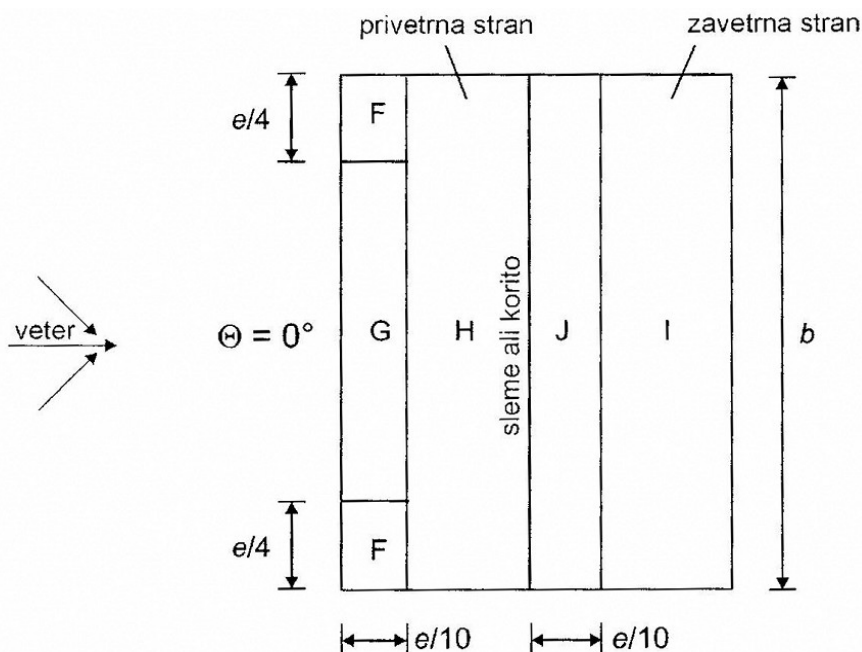
Slika 8: Razdelitev dvokapnice na področja, vzdolžno [SIST EN 1991-1-4:2005]

$\alpha =$	7°
$h =$	6,93m
$b =$	15,2m
$d =$	27,2m
$e = \min \begin{cases} b = 15,2 \\ 2 * h = 2 * 6,93 = 13,86 \end{cases}$	13,86m

Preglednica 3: Koeficient zunanjege tlaka na dvokapno streho v vzdolžni smeri

Področja	$C_{pe,10}$
F	-1,54
G	-1,3
H	-0,68
I	-0,58

Koeficient zunanje tlaka na dvokapno poševno streho pri delovanju obtežbe v vzdolžni smeri



Slika 9: Razdelitev dvokapnice na področja, prečna smer [SIST EN 1991-1-4:2005]

- $\alpha = 7^\circ$
 $h = 6,93\text{m}$
 $b = 27,2\text{m}$
 $d = 15,2\text{m}$
 $e = \min \begin{cases} b = 27,2 \\ 2 * h = 2 * 6,93 = 13,86 \end{cases} = 13,86\text{m}$

Preglednica 4: Koeficient zunanje tlaka na dvokapno streho v prečni smeri

Področja	$C_{pe,10}$	
F	-1,54	+0,04
G	-1,12	+0,04
H	-0,54	+0,04
I	-0,56	-0,48
J	+0,04	-0,48

3.4.3 Tlak vetra w_i na notranje stene

Tlak vetra na notranje stene se izračuna po enačbi:

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi}$$

3.4.3.1 Koeficient notranjega tlaka c_{pi} na notranje ploskve

Pri obtežbi vetra je potrebno upoštevati delovanje notranjih in zunanjih tlakov. Ta vpliv upoštevamo takrat, kadar predpostavimo, da nam lahko odprtine v ovoju doprinesejo k prepustnosti in s tem k notranjim pritiskom oziroma srkom. Notranji tlaki so odvisni predvsem od razporeditve odprtin na ovoju zgradbe. Na obravnavanem objektu ni bilo mogoče opredeliti razmerje odprtin, zato se za c_{pi} privzame najbolj neugodna vrednost med +0,2 in -0,3. c_{pi} je enak za vse smeri vetra in vse ploskve objekta.

$$c_{pi} = \begin{cases} -0,3 \\ +0,2 \end{cases}$$

3.4.4 Vpliv vetra na zunanje ploskve v kombinaciji z vplivom vetra na notranje ploskve

Vplive notranjega tlaka in zunanjega vpliva na ploskve, je potrebno ustrezno kombinirati:

$$w = w_e + w_i$$

V spodnji preglednici sta podani dve merodajni kombinaciji vplivov vetra, v prečni smeri. Kombinirani so koeficienti zunanjega in notranjega tlaka, dejanske sile so izračunane v programu SCIA Engineer.

Preglednica 5: Merodajna primera skupnih vplivov vetra v prečni smeri

Področja	Kombinirani koeficient	
A	-1,4	-0,9
B	-1	-0,5
C	-0,7	-0,2
D	+0,528	+1,028
E	-0,555	-0,055
F	-1,74	+0,34
G	+1,32	+0,34
H	-0,74	+0,34
I	-0,76	-0,18
J	-0,16	-0,18

3.5 Dinamična analiza

Potresna obtežba je določena z elastičnim spektrom pospeškov. Pri projektiranju na potresnem območju je potrebno zadostiti potrebi po neporušitvi objekta in zahtevi po omejitvi poškodb. Pri delovanju potresne obtežbe dopustimo, da do poškodb pride, vendar poškodbe omejimo do take mere, da ne pride do porušitve.

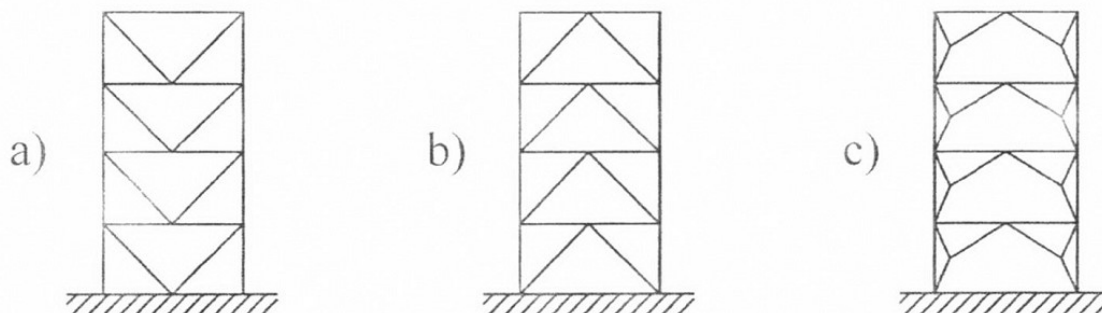
Sposobnost konstrukcij, da prenašajo obtežbo v nelinearnem območju, dovoljuje, da se pri projektiranju uporabijo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu. Da bi se izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov in z drugimi mehanizmi, upošteva tako, da se izvede z uporabo faktorja obnašanja q [SIST EN 1998-1,2005, 3.2.2.5 Projektni spekter za elastično analizo, str. 36].

3.5.1 Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive

Faktor obnašanja q za potresne vplive v vzdolžni smeri (smeri y)

Predvideno je, da se bo konstrukcija izvedla v razredu duktilnosti DCH (visoka stopnja duktilnosti).

V vzdolžni smeri horizontalne sile prevzema centrično V povezje, za katerega je predviden faktor q:



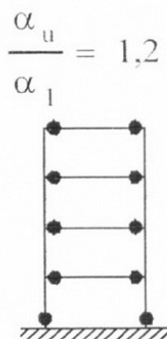
Slika 10: Okvir s centričnimi V povezji (območja sipanja v nateznih in tlačnih diagonalah) [SIST EN 1998-1:2005]

q (DCH) = 2,5

Faktor obnašanja q za potresne vplive v prečni smeri (smeri x)

Predvideno je, da se bo konstrukcija izvedla v razredu duktilnosti DCH (visoka stopnja duktilnosti).

V prečni smeri horizontalne sile prevzema pomični okvir, za katerega je predviden faktor q:



Slika 11: Izbran statični sistem za določitev faktorja q (območje sipanja v nosilcih in na dnu stebrov) [SIST EN 1998-1:2005]

q (DCH) = $5 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1} =$

6

3.5.2 Določitev potresne obtežbe

Za analizo konstrukcije sem uporabil metodo z vodoravnimi silami, v programu SCIA Engineer pa sem opravil tudi modalno analizo. Pri metodi z vodoravnimi silami je bila upoštevana naključna torzija.

Določiti je bilo potrebne nihajne čase konstrukcije, za vsako glavno smer posebej:

Določitev nihajnega časa za prečno smer (smer x)

$$H = 6,93\text{m}$$

$$C_{tx} \text{ (jekleni momentni okvir) } = 0,085$$

$$T_x = C_{tx} * H^{\frac{3}{4}} = 0,085 * 6,93^{\frac{3}{4}} = 0,363\text{s}$$

Določitev nihajnega časa za vzdolžno smer (smer y)

$$C_{ty} \text{ (ostali okvirji) } = 0,05$$

$$T_y = C_{ty} * H^{\frac{3}{4}} = 0,05 * 6,93^{\frac{3}{4}} = 0,214\text{s}$$

Osnovni nihajni čas mora v obeh primerih zadostiti pogoju:

$$T_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 * T_c = 2,4 \\ 2 = 2 \end{array} \right.$$

Objekt se nahaja na tleh tipa C, evropski standard pa zahteva, da se v Sloveniji uporabi spekter odziva tip 1

$$S = 1,15$$

$$T_B = 0,2\text{s}$$

$$T_C = 0,6\text{s}$$

$$T_D = 2,0\text{s}$$

Za nihajne čase med T_B in T_C izračunamo S_d po formuli

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}$$

S_d se določi za vsako smer posebej, saj je odvisen od faktorja q

Določitev S_d za prečno smer (smer x)

$$S_{dx}(T_{1x}) = 0,225 * 1,15 * \frac{2,5}{6} = 0,11$$

Določitev S_d za vzdolžno smer (smer y)

$$S_{dy}(T_{1y}) = 0,225 * 1,15 * \frac{2,5}{2,5} = 0,26$$

3.5.2.1 Določitev teže objekta v potresni kombinaciji

Pri določanju potresne obtežbe je potrebno upoštevati mase, ki sodelujejo pri potresnem vplivu:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

pri čemer je

$$\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} * \varphi$$

φ (kategorija E, kategorija D) = 1,0

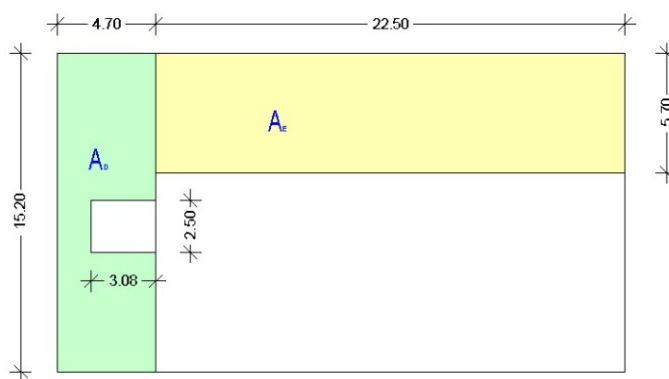
$\Psi_{2,E}$ = 0,8

$\Psi_{2,D}$ = 0,6

Račun sodelujoče mase v medetaži

A_D = 63,7m²

A_E = 128,3m²



Slika 12: Prikaz površin po namembnosti

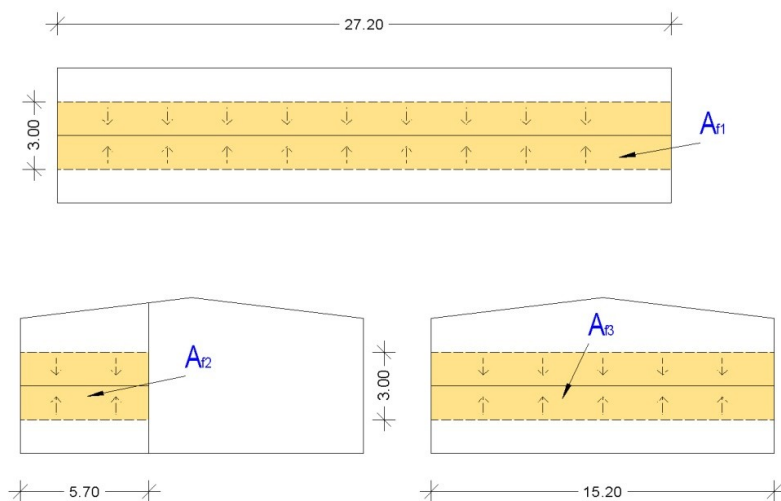
$$A_{sf} = A_{f1} + A_{f2} + A_{f3}$$

A_{f1} = 81,6m²

A_{f2} = 17,1 m²

A_{f3} = 45,6m²

$$A_{sf} = A_{f1} + A_{f2} + A_{f3} = 144,3\text{m}^2$$



Slika 13: Površine fasade, ki odpadejo na medetažo

$$\begin{aligned} \text{koristna obtežba, kategorija E} &= A_E * q_E * \Psi_{E,E} = 128,3 * 7,5 * 0,8 = 769,8\text{kN} \\ \text{koristna obtežba, kategorija D} &= A_D * q_D * \Psi_{E,D} = 63,7 * 4,8 * 0,6 = 183,5\text{kN} \\ \text{teža stebrov} &= (l * n_s) * g_s = (3 * 20) * 1,01 = 60,6\text{kN} \\ \text{teža prečk IPE 330} &= \sum(l_i * n_{p,i}) * g_p = (8 * 5,7 + 2 * 3,8) * 0,48 = 25,5\text{kN} \\ \text{teža prečk HEB 280} &= \sum(l_i * n_{p,i}) * g_p = (9 * 5,7 + 4 * 3,8) * 1,01 = 67,17\text{kN} \\ \text{teža nosilcev IPE 180} &= \sum(l_i * n_{p,i}) * g_p = (8 * 5,7 + 4 * 3,8 + 1,6 * 1) * 0,18 = 11,23\text{kN} \\ \text{teža fasade s podkonstrukcijo} &= A_{fs} * g_f = 144,3 * 0,3 = 43,29\text{kN} \\ \text{teža medetažne konstrukcije} &= (A_E + A_D) * g = 192 * 4,725 = 907,2\text{kN} \\ \text{medetažna teža } m_1 &= 2067,29\text{kN} \end{aligned}$$

Račun sodelujoče mase na koti 6m

$$A_{\text{strehe}} = 416,7\text{m}^2$$

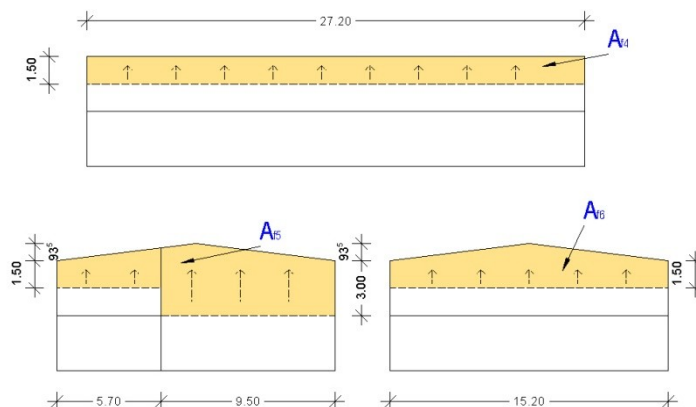
$$A_{fz} = 3 * A_{f4} + A_{f5} + A_{f6}$$

$$A_{f4} = 40,8\text{m}^2$$

$$A_{f5} = 44,16\text{m}^2$$

$$A_{f6} = 29,9\text{m}^2$$

$$A_{fz} = 3 * A_{f4} + A_{f5} + A_{f6} = 196,46\text{m}^2$$



Slika 14: Površine fasade, ki odpadejo na koto 6m

teža strehe = $A_{strehe} * g_{strehe} = 416,7 * 0,35 =$	145,8kN
teža fasade = $A_{fz} * g_f = 196,46 * 0,3 =$	58,9kN
teža stebrov = $(l * n_s) * g_s = (3 * 12 + 3,935 * 8) * 1,01 =$	68,2kN
teža prečk IPE 300 = $l_i * n_{p,i} * g_p = (12 * 7,66) * 0,41 =$	37,7kN
teža sekundarnih nosilcev IPE 160 = $l_i * n_{p,i} * g_p = (8 * 27,2) * 0,15 =$	32,6kN
teža na koti 6m $m_2 =$	343,2kN

Skupna teža m = $m_1 + m_2 = 2067,29 \text{ kN} + 343,2 \text{ kN} =$ 2410,5kN

3.5.2.2 Naključna torzija

Vpliv naključne torzije se izračuna po:

$$\delta_i = 1 + 0,6 * \frac{x_i}{L_e}$$

pri čemer je:

L_e ... razdalja med dvema skrajnima elementoma, pravokotno na smer potresnega vpliva

x_i ... razdalje i-tega elementa od masnega središča

Zaradi analize prostorskega modela je potrebno vpliv naključne torzije izračunati za vsak okvir posebej.

Vpliv naključne torzije v prečni smeri (smer x)

Vsem okvirjem je skupen L_e

$L_e =$ 27,2m

Preglednica 6: Vpliv naključne torzije na posamezen okvir v prečni smeri (smer x)

Okvir	x [m]	δ
1	12,52	1,28
2	7,82	1,173
3	2,195	1,05
4	3,43	1,08
5	9,06	1,2
6	14,68	1,32

Vpliv naključne torzije v vzdolžni smeri (smer y)Vsem okvirjem je skupen L_e $L_e =$ 15,2m

Preglednica 7: Vpliv naključne torzije na posamezen okvir v vzdolžni smeri (smer y)

okvir	x [m]	δ
A	4,8	1,19
E	10,4	1,41

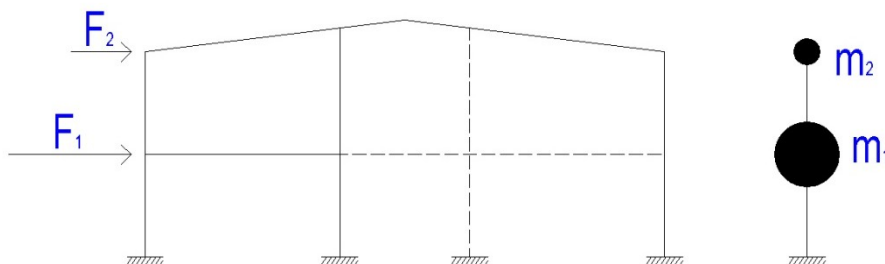
3.5.2.3 Določitev nadomestnih horizontalnih sil

Skupna potresna sila se določi po formuli:

$$F_b = S_d * m * \lambda$$

 λ (manj kot dve etaži) = 1,0

Nadomestno horizontalno silo se določi za vsako smer, vsak okvir in etažo posebej.

Določitev nadomestnih horizontalnih sil za prečno smer (smer x) $F_{bx} = S_{dx} * m * \lambda = 0,11 * 2410,5 * 1,0 =$ 265,2kNSilo F_{bx} se razporedi po etažahSlika 15: Model za izračun potresne sile F_i

$$F_i = F_b \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j}$$

$$F_{1x} = 265,2 * \frac{6*343,2}{6*343,2+3*2067,29} = 69,6\text{kN}$$

$$F_{2x} = 265,2 * \frac{3*2067,29}{6*343,2+3*2067,29} = 195,7\text{kN}$$

Preglednica 8: Razporeditev horizontalnih nadomestnih sil po okvirjih z upoštevanjem δ_x

Okvir	Kota 3m [kN]		Kota 6m [kN]	
	K1	K2	K1	K2
1	14,9	8,4	41,8	23,5
2	13,6	9,61	38,3	27
3	12,2	11,05	34,25	31
4	10,7	12,5	30	35,23
5	9,3	14	26,1	39,14
6	8	15,33	22,2	43,1

Dve osnovni kombinaciji je potrebno upoštevati, enkrat s pozitivnim in enkrat z negativnim predznakom.

Določitev nadomestnih horizontalnih sil za vzdolžno smer (smer y)

$$F_{by} = S_{dy} * m * \lambda = 0,26 * 2410,5 * 1,0 = 626,73\text{kN}$$

Silo F_{bx} se razporedi po etažah

$$F_i = F_b \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j}$$

$$F_{1y} = 626,73 * \frac{6*343,2}{6*343,2+3*2067,29} = 164,8\text{kN}$$

$$F_{2y} = 626,73 * \frac{3*2067,29}{6*343,2+3*2067,29} = 463,2\text{kN}$$

Preglednica 9: Razporeditev horizontalnih nadomestnih sil po okvirjih z upoštevanjem δ_y

Okvir	Kota 3m [kN]		Kota 6m [kN]	
	K5	K6	K5	K6
A	187,5	275,3	133,43	196
E	326,3	136,5	232,24	97,26

Dve osnovni kombinaciji je potrebno upoštevati, enkrat s pozitivnim in enkrat z negativnim predznakom.

3.6 Obtežne kombinacije

3.6.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri kombinacijah za mejno stanje nosilnosti (MSN) kombiniramo vplive tako, da dobimo maksimalno možno obremenitev, kateri bo v življenjski dobi objekta podvržena nosilna konstrukcija, z razumno mejo tveganja prekoračitve teh obremenitev. Preveriti je potrebno

kombinacije vplivov za stalna, začasna in potresna projektna stanja. Na mejna stanja nosilnosti preverjamo, ali je konstrukcija sposobna prenesti obremenitve brez porušitve.

Vplive za začasna in stalna projektna stanja se kombinira po naslednji enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$... karakteristična stalna in lastna teža

$Q_{k,1}$... karakteristična prevladujoča spremenljiva obtežba

$Q_{k,i}$... ostale karakteristične spremenljive obtežbe

Za kombinacije mejnega stanja nosilnosti med seboj kombiniram:

- lastno in stalno obtežbo
- vse obtežne primere z vetrom (odvisne od smeri, notranjih tlakov ...)
- vse obtežne primere s snegom (enakomerna in neenakomerna porazdelitev)
- vse obtežne primere s koristno obtežbo (šahovnica, čez vsa polja)

Potresna projektna stanja se kombinira po naslednji enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + E_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * \varphi * Q_{k,i}$$

$E_{k,j}$... karakteristična potresna obtežba

3.6.2 Mejno stanje uporabnosti

Pri kombinacijah za mejno stanje uporabnosti (MSU) kombiniramo vplive tako, da dobimo obremenitve, ki jim bo konstrukcija redko, pogosto in navidezno stalno podvržena. Na mejno stanje uporabnosti preverjamo, ali so deformacije dovolj majhne, da ne kvarijo izgleda, nimajo negativnega psihološkega učinka na uporabnika, ne zmanjšujejo trajnosti objekta.

Vplive za redka projektna stanja določimo po enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Vplive za pogosta projektna stanja določimo po enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Vplive za navidezno stalna projektna stanja določimo po enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{2,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$... karakteristična stalna in lastna teža

$Q_{k,1}$... karakteristična prevladujoča spremenljiva obtežba

$Q_{k,i}$... ostale karakteristične spremenljive obtežbe

4 GLOBALNA ANALIZA

Statična analiza je bila izvedena s programom SCIA Engineer. Notranje statične količine in dimenzioniranje je izvedeno na prostorskem modelu z linijskimi elementi, temelji pa so bili modelirani kot ploskovni elementi na elastični podlagi. Analiza je bila opravljena po teoriji II. reda z upoštevanjem geometrijske globalne nepopolnosti. Učinek toge šipe v medetažnem delu je bil dosežen z uporabo togih povezav vozlišč v ravnini etaže. Modul reakcije tal pa je 100000kN/m^3 .

4.1 Globalna geometrijska nepopolnost

Analiza je bila opravljena z upoštevanjem vseh nepopolnosti, ki se lahko pojavijo pri izdelavi in montaži.

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 5\text{mm/m}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{6,93}} = 0,76$$

$$\alpha_{mx} = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 0,817$$

$$\alpha_{my} = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{6}\right)} = 0,764$$

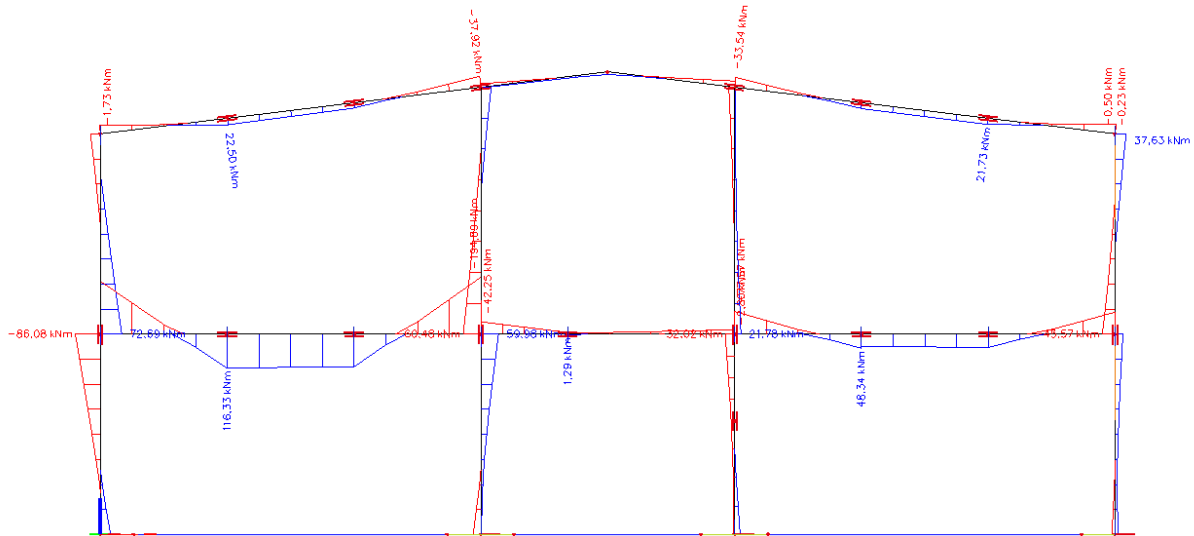
$$\phi_x = 3,105\text{mm/m}$$

$$\phi_y = 2,903\text{mm/m}$$

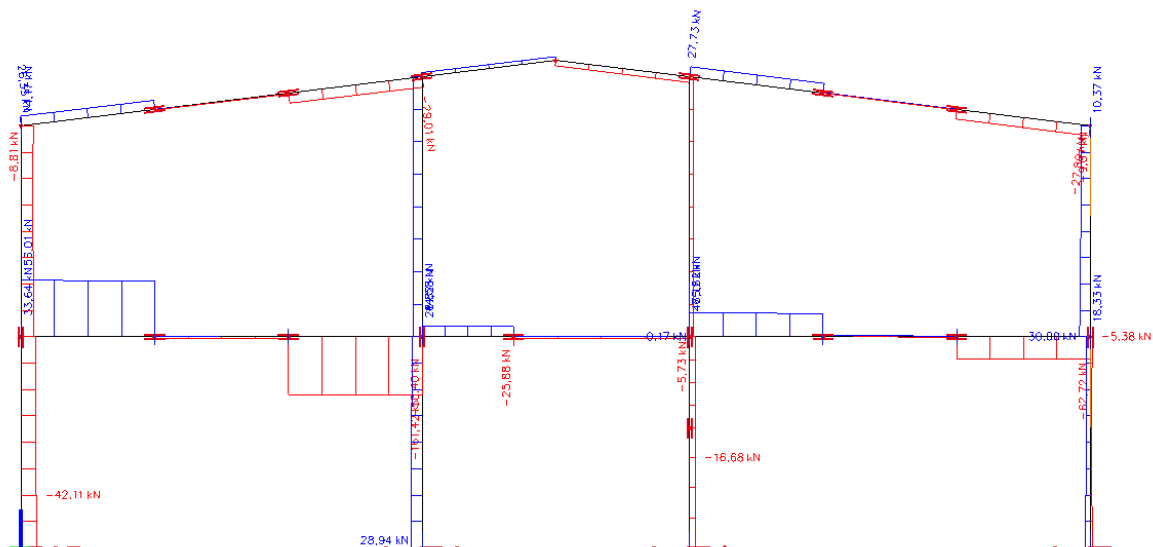
5 DIMENZIONIRANJE GLAVNE KONSTRUKCIJE

5.1 Mejno stanje nosilnosti

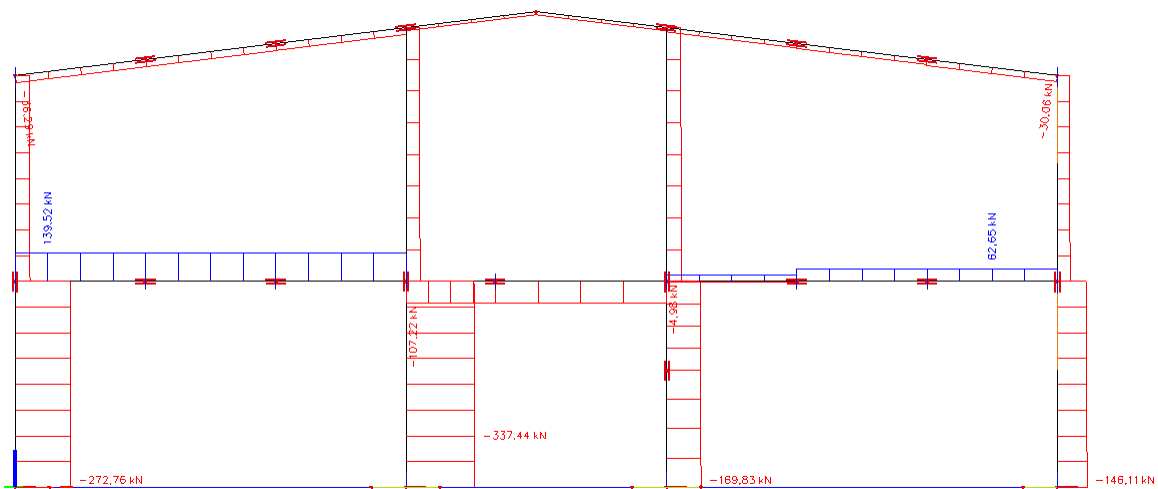
5.1.1 Dvoetažen momentni okvir



Slika 16: Ovojnica momentov M_{Ed} [kNm] najbolj obremenjenega dvoetažnega okvirja



Slika 17: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega dvoetažnega okvirja



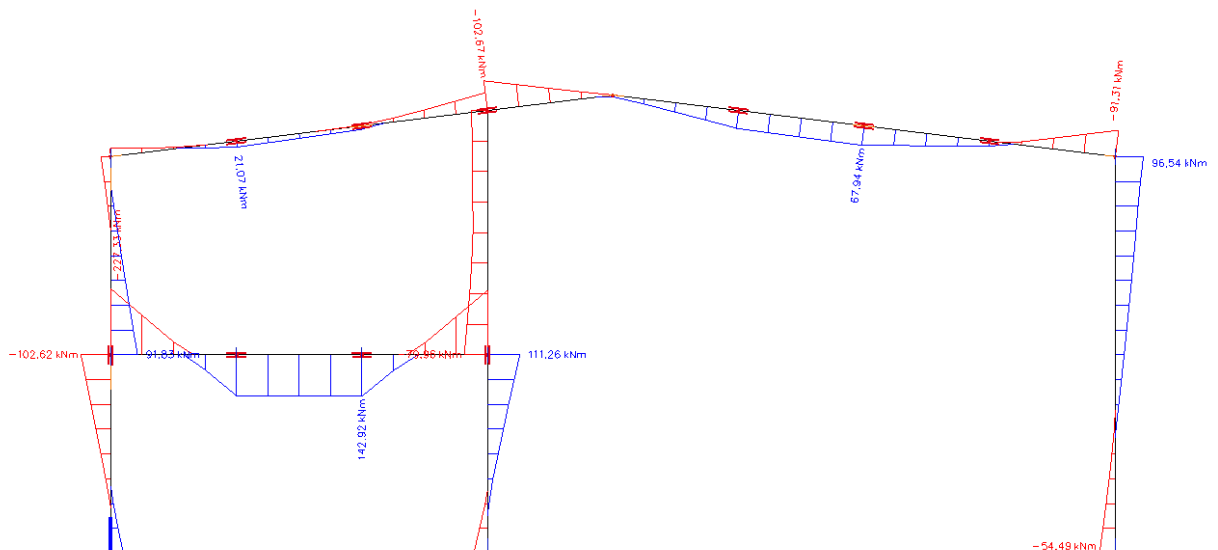
Slika 18: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega dvoetažnega okvirja

Dimenzioniranje stebrov in prečk

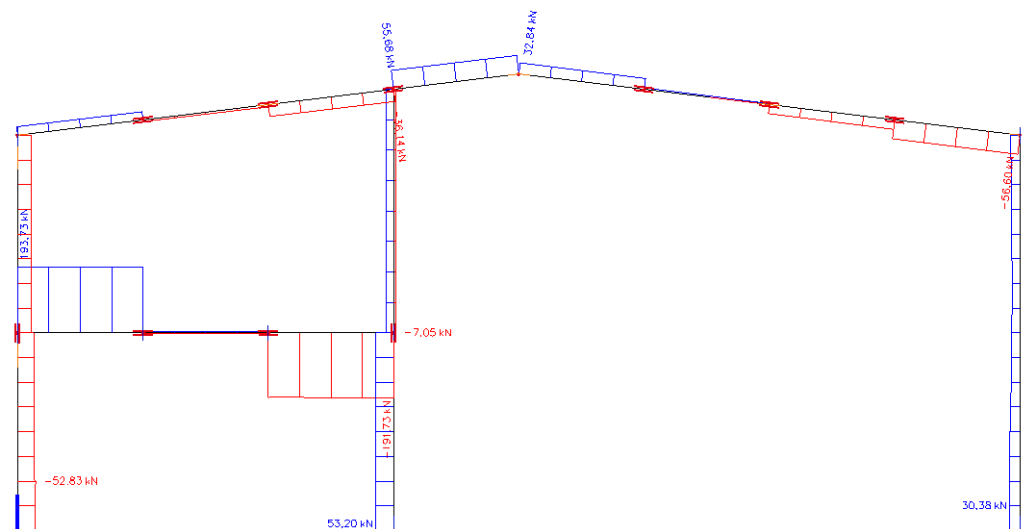
Dimenzioniranje vseh stebrov in prečk je izvedeno s programom SCIA Engineer.

Rezultati so v prilogi A.

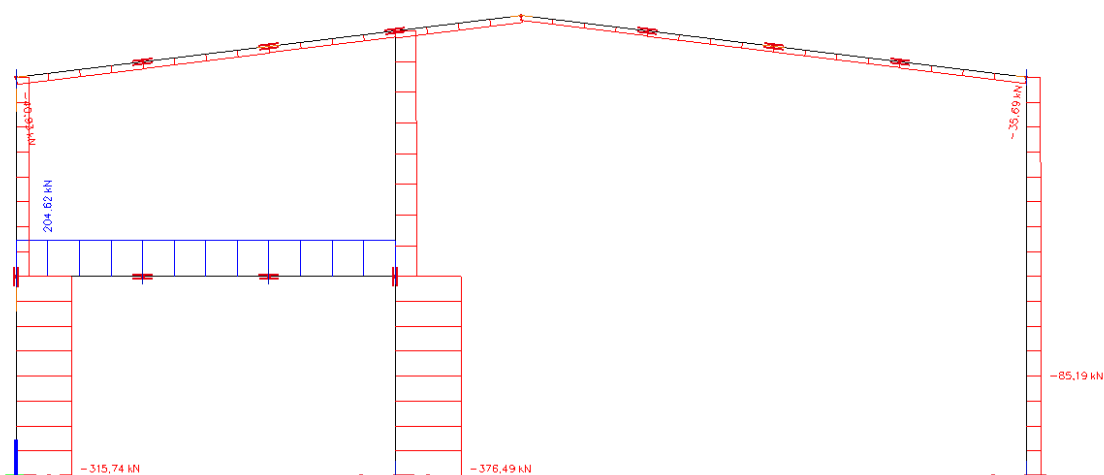
5.1.2 Enoetažen momentni okvir



Slika 19: Ovojnica momentov M_{Ed} [kNm] najbolj obremenjenega enoetažnega okvirja



Slika 20: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega enoetažnega okvirja



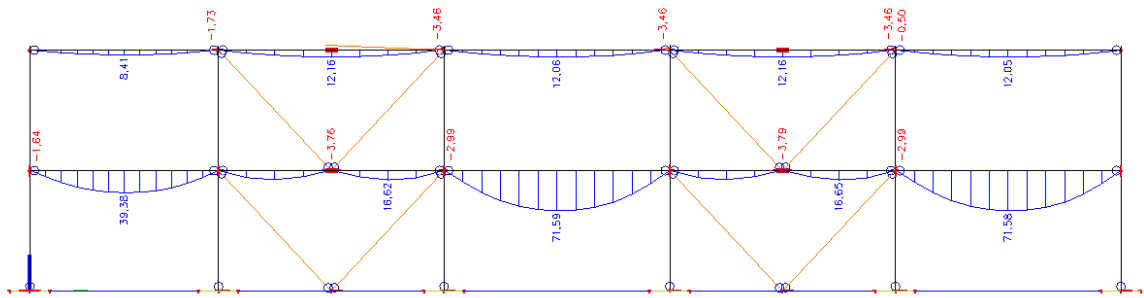
Slika 21: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] najbolj obremenjenega enoetažnega okvirja

Dimenzioniranje stebrov in prečk

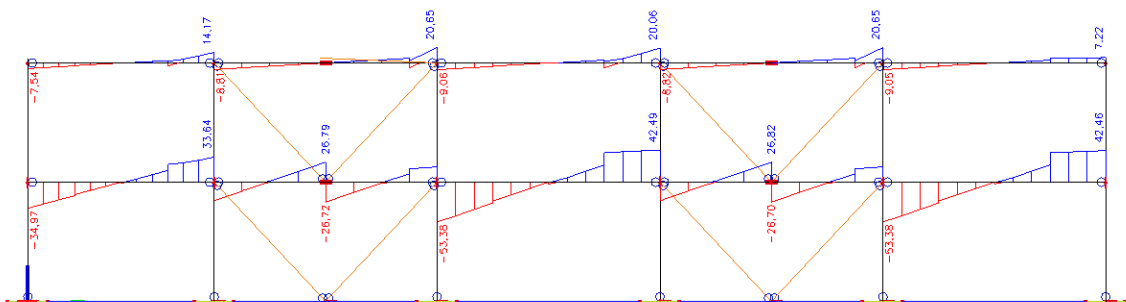
Dimenzioniranje vseh stebrov in prečk je izvedeno s programom SCIA Engineer.

Rezultati so v prilogi A.

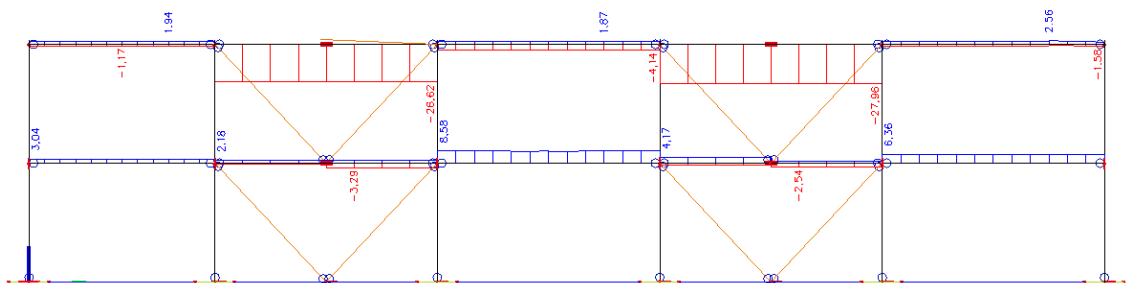
5.1.3 Dvoetažen okvir s centričnim V povezjem



Slika 22: Ovojnica momentov M_{Ed} [kNm] dvoetažnega okvirja s centričnim V povezjem



Slika 23: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] dvoetažnega okvirja s centričnim V povezjem



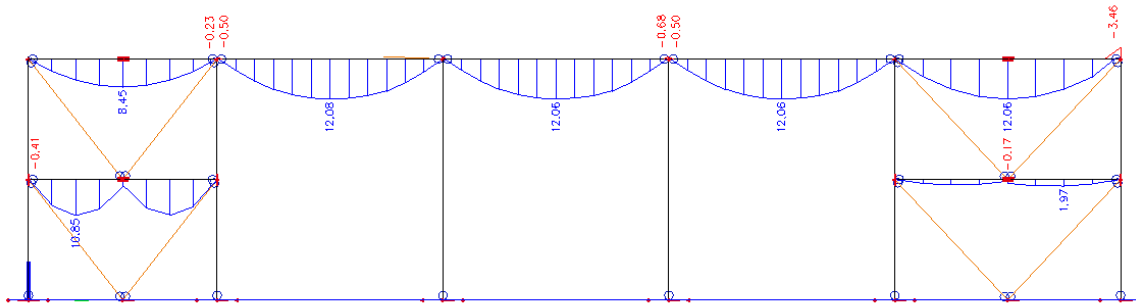
Slika 24: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] dvoetažnega okvirja s centričnim V povezjem

Dimenzioniranje prečk

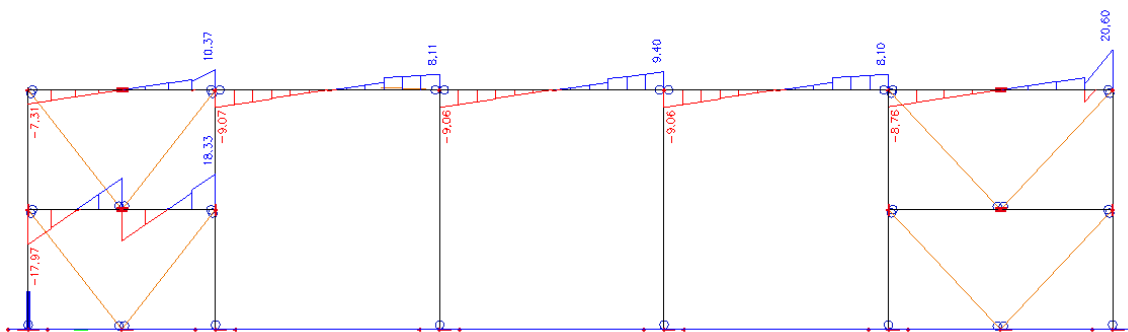
Dimenzioniranje vseh prečk je izvedeno s programom SCIA Engineer.

Rezultati so v prilogi A.

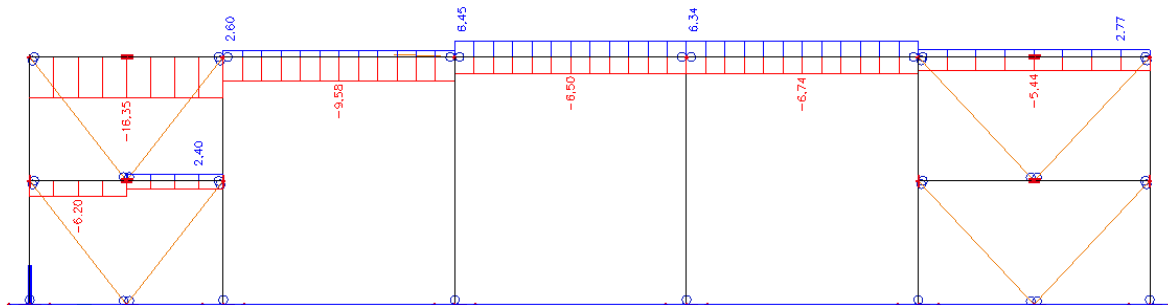
5.1.4 Enoetažni okvir s centričnim V povezjem



Slika 25: Ovojnica momentov M_{Ed} [kN] enoetažnega okvirja s centričnim V povezjem



Slika 26: Ovojnica prečnih sil V_{Ed} [kN] enoetažnega okvirja s centričnim V povezjem



Slika 27: Ovojnica osnih sil N_{Ed} [kN] enoetažnega okvirja s centričnim V povezjem

Dimenzioniranje prečk

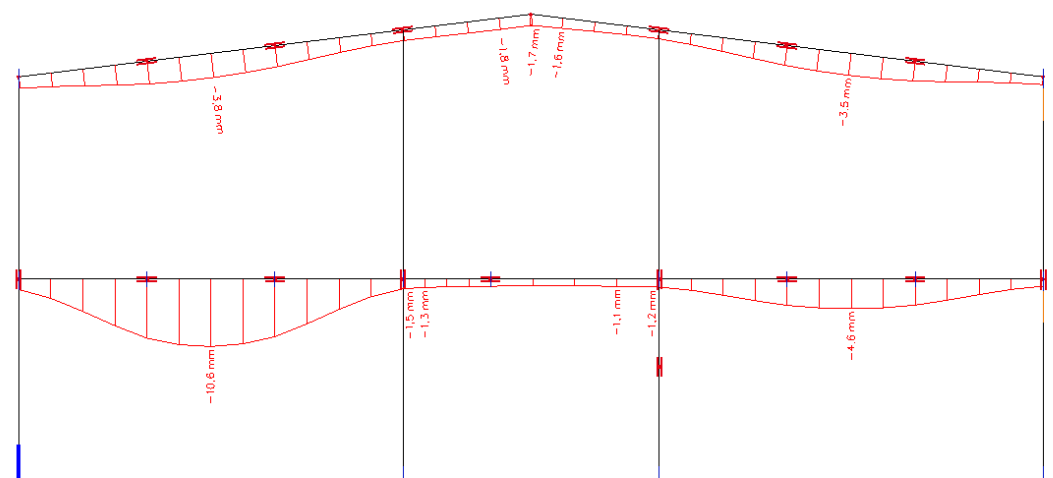
Dimenzioniranje vseh prečk je izvedeno s programom SCIA Engineer.

Rezultati so v prilogi A.

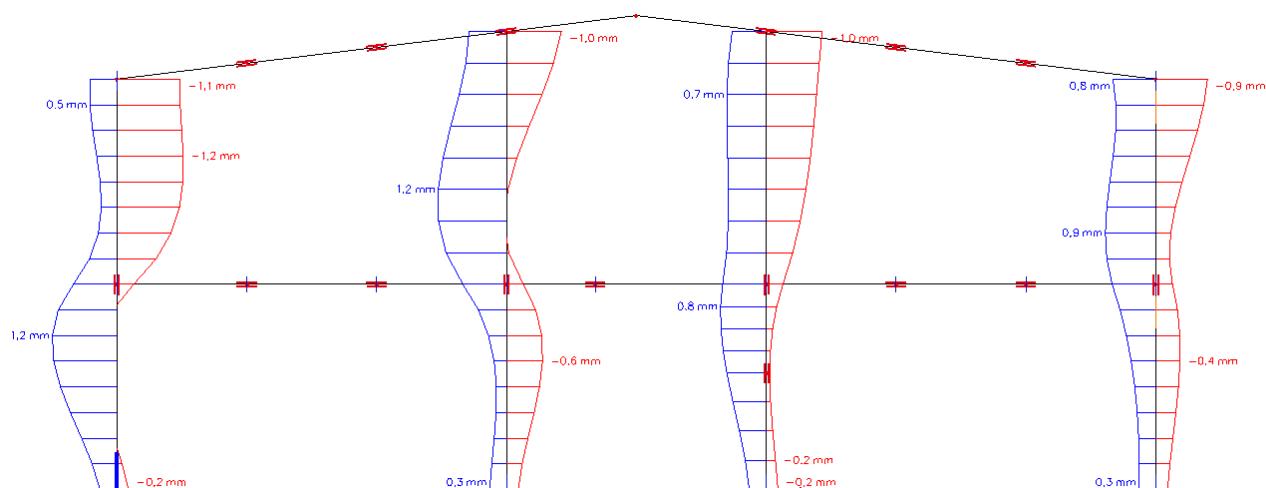
5.2 Mejno stanje uporabnosti

Pri mejnem stanju uporabnosti je potrebno preveriti pomike, ki bi lahko negativno vplivali na počutje uporabnika, zmanjševali življenjsko dobo konstrukcije in poškodovali nekonstrukcijske elemente.

5.2.1 Dvoetažen momentni okvir



Slika 28: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri dvoetažnem momentnem okvirju



Slika 29: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za MSU pri dvoetažnem momentnem okvirju

Vertikalni pomiki

$$\delta_{max} = 10,6mm \leq \frac{L}{250} = \frac{5700}{250} = 22,8mm$$

δ_{max} ... maksimalen izračunan vertikalni pomik pri MSU

L ... razpon med stebri za obravnavan pomik

Horizontalni pomiki

$$\delta_1 = 0,5mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

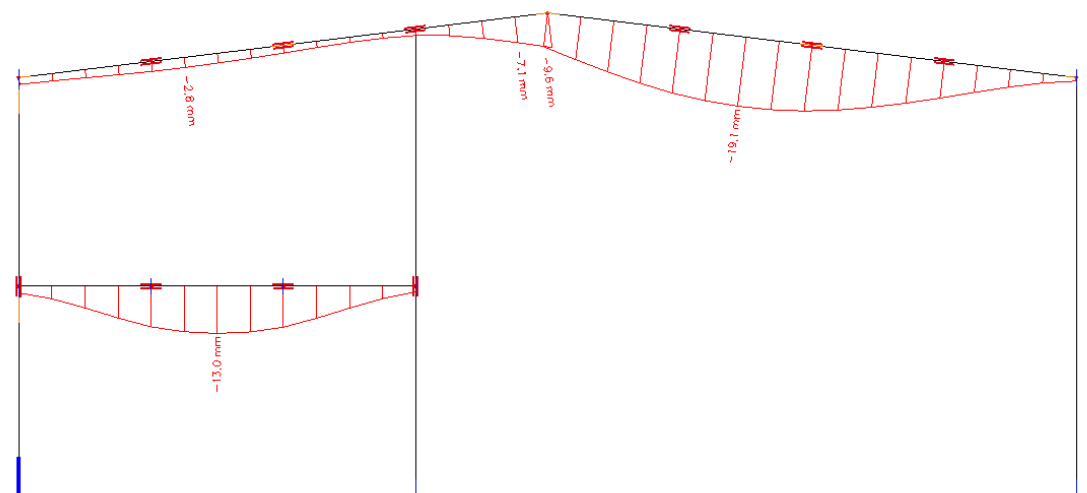
$$\delta_2 = 0,5mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

$$\delta = 1,0\text{mm} \leq \frac{h}{300} = \frac{6000}{300} = 20\text{mm}$$

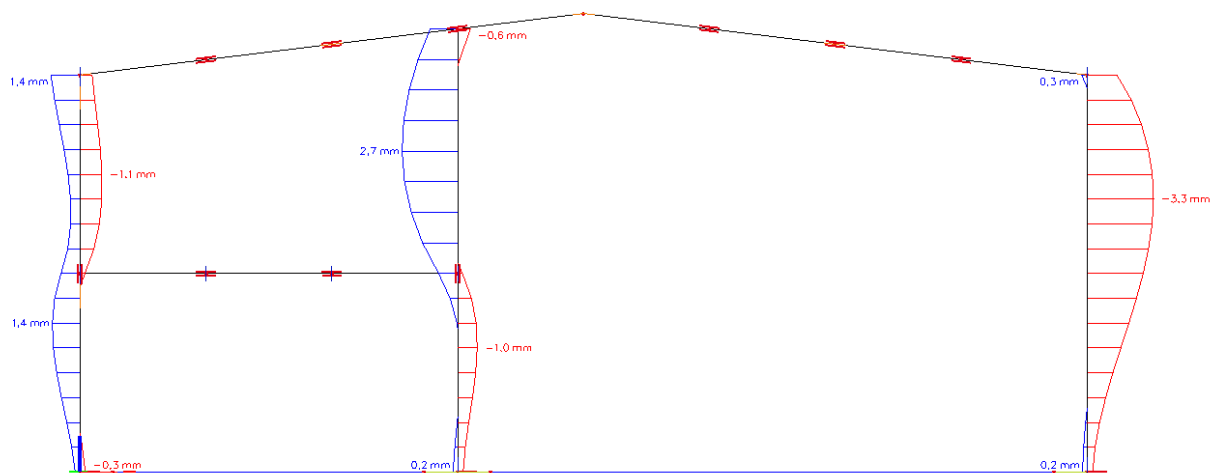
δ_i ... pomik posamezne etaže

$\bar{\delta}$... pomik celotnega okvirja

5.2.2 Enoetažen momentni okvir



Slika 30: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri enoetažnem momentnem okvirju



Slika 31: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za MSU pri enoetažnem momentnem okvirju

Vertikalni pomiki

$$\delta_{max, IPE 300} = 19,1\text{mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{7657}{250} = 30,63\text{mm}$$

$$\delta_{max, IPE 330} = 13,0\text{mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{5700}{250} = 22,8\text{mm}$$

δ_{max} ... maksimalen izračunan vertikalni pomik pri MSU

L ... razpon med stebri za obravnavan pomik

Horizontalni pomiki

$$\delta_1 = 0,9mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

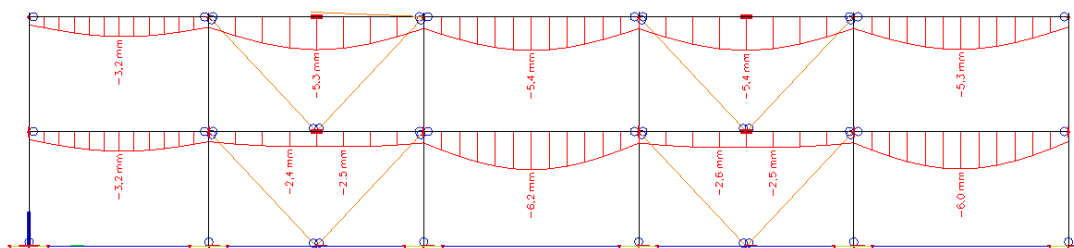
$$\delta_2 = 0,5mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

$$\delta = 1,4mm \leq \frac{h}{300} = \frac{6000}{300} = 20mm$$

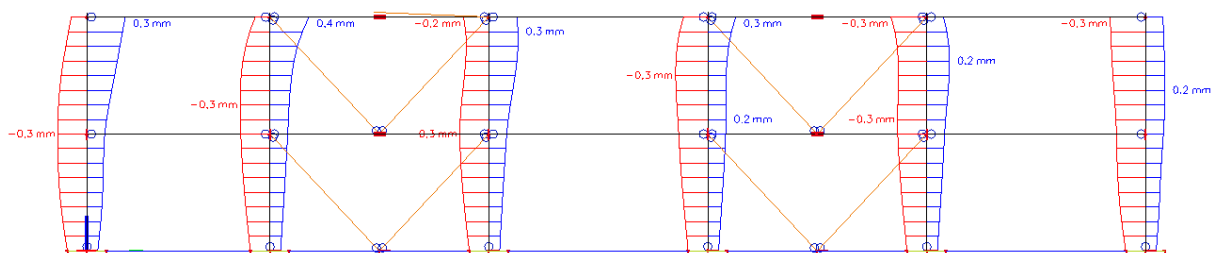
δ_i ... pomik posamezne etaže

δ ... pomik celotnega okvirja

5.2.3 Dvoetažni okvir s centričnim V povezjem



Slika 32: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri dvoetažnem centričnem V povezju



Slika 33: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za MSU pri dvoetažnem centričnem V povezju

Vertikalni pomiki

$$\delta_{max} = 6,2mm \leq \frac{L}{250} = \frac{5625}{250} = 22,5mm$$

δ_{max} ... maksimalen izračunan vertikalni pomik pri MSU

L ... razpon med stebri za obravnavan pomik

Horizontalni pomiki

$$\delta_1 = 0,3mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

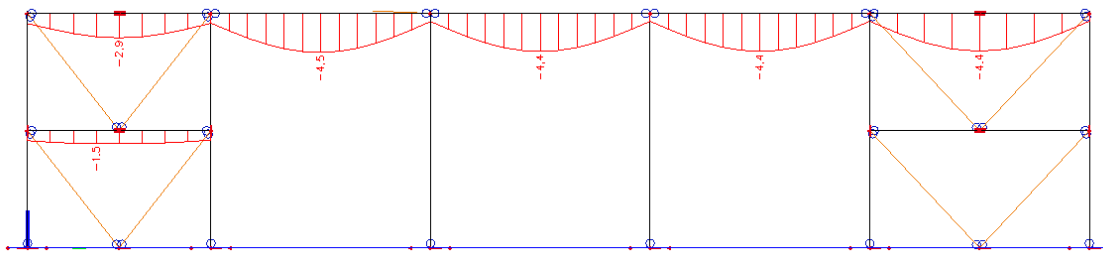
$$\delta_2 = 0,1mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

$$\delta = 0,4mm \leq \frac{h}{300} = \frac{6000}{300} = 20mm$$

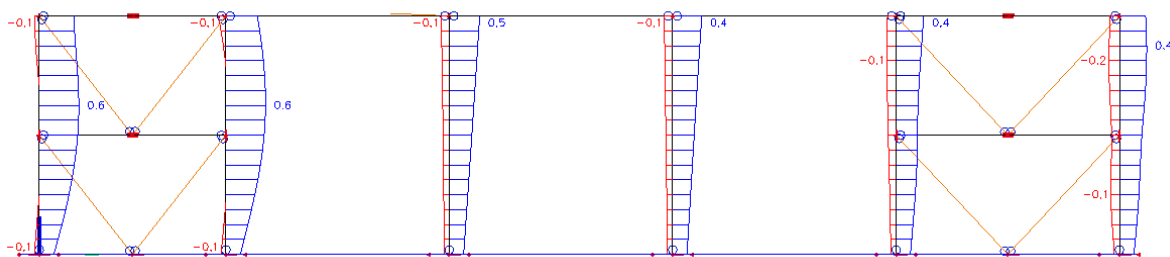
$\bar{\delta}_i$... pomik posamezne etaže

$\bar{\delta}$... pomik celotnega okvirja

5.2.4 Enoetažen okvir s centričnim V povezjem



Slika 34: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] za MSU pri enoetažnem centričnem V povezju



Slika 35: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za MSU pri enoetažnem centričnem V povezju

Vertikalni pomiki

$$\delta_{max} = 4,5mm \leq \frac{L}{250} = \frac{5625}{250} = 22,5mm$$

$\bar{\delta}_{max}$... maksimalen izračunan vertikalni pomik pri MSU

L ... razpon med stebri za obravnavan pomik

Horizontalni pomiki

$$\delta_1 = 0,6mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

$$\delta_2 = 0,1mm \leq \frac{h_1}{300} = \frac{3000}{300} = 10mm$$

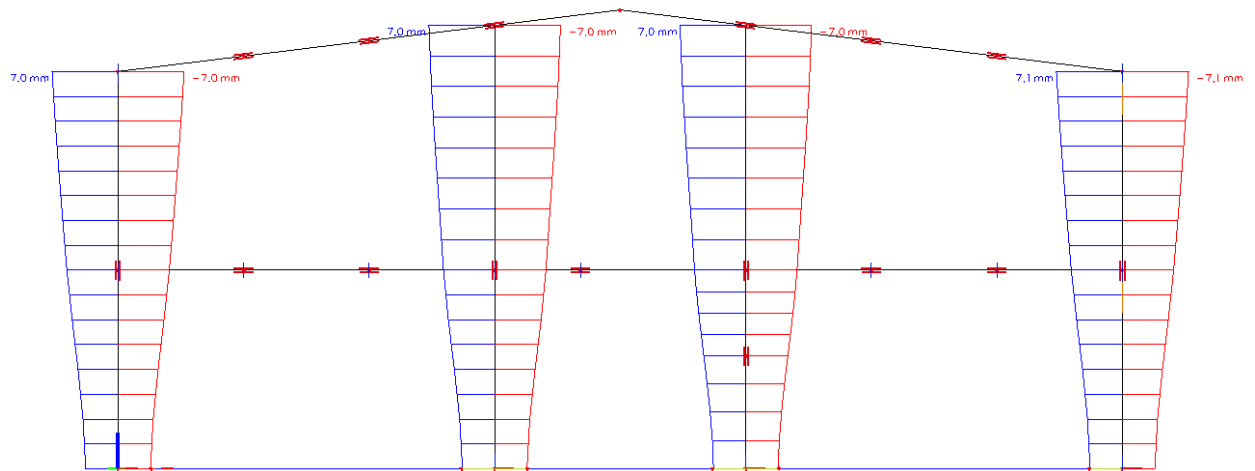
$$\delta = 0,5mm \leq \frac{h}{300} = \frac{6000}{300} = 20mm$$

$\bar{\delta}_i$... pomik posamezne etaže

$\bar{\delta}$... pomik celotnega okvirja

5.3 Kontrola medetažnih pomikov za potresno obtežbo in vpliv teorije drugega reda

5.3.1 Dvoetažni momentni okvir



Slika 36: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za potresno obtežno kombinacijo

Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

$$d_{ri} * v \leq 0,01 * h_i$$

$$d_{r1} = d_{e1} * q_x = 1,2 * 6 = 7,2\text{mm}$$

$$d_{r2} = d_{e2} * q_x = 1,2 * 6 = 7,2\text{mm}$$

$$v = 0,5$$

$$d_{r1} * v = 7,2 * 0,5 = 3,6\text{mm} \leq 0,01 * h = 0,01 * 3000 = 30\text{mm}$$

$$d_{r2} * v = 7,2 * 0,5 = 3,6\text{mm} \leq 0,01 * h = 0,01 * 3000 = 30\text{mm}$$

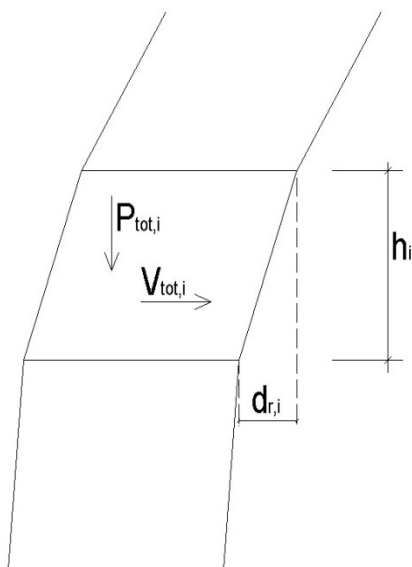
d_{ei} ... horizontalni pomiki posameznih etaž ($d_{ei} = u_{i-1} - u_i$)

d_{ri} ... horizontalni projektni pomiki posameznih etaž

q ... faktor obnašanja

v ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa

h_i ... višina posamezne etaže

Vpliv teorije drugega reda (TDR)

Slika 37: Prikaz komponent za kontrolo TDR

$$\vartheta_i = \frac{P_{tot,i}}{V_{tot,i}} * \frac{d_{r,i}}{h_i}$$

$P_{tot,i}$... gravitacijski del potresne obtežne kombinacije v i-ti etaži

$V_{tot,i}$... seizmični del potresne obtežne kombinacije v i-ti etaži

$$P_{tot,1} = 139,25 + 163,98 + 82,95 + 73,15 = 459,33\text{kN}$$

$$V_{tot,1} = 14,97 + 19,3 + 19,31 + 15,11 = 68,69\text{kN}$$

$$d_{r,1} = 7,2\text{mm}$$

$$h_1 = 3,0\text{m}$$

$$\vartheta_i = \frac{459,33}{68,69} * \frac{7,2}{3000} = 0,016 \leq 0,1$$

$$P_{tot,1} = 32,72 + 16,0 + 18,78 + 24,72 = 92,22\text{kN}$$

$$V_{tot,1} = 2,97 + 5,15 + 4,65 + 3,32 = 16,09\text{kN}$$

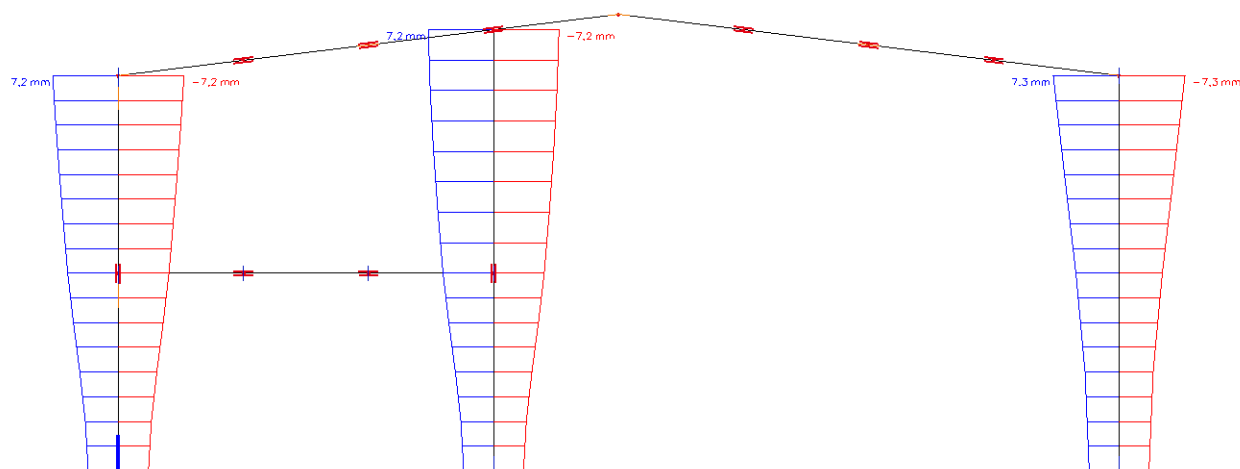
$$d_{r,2} = 7,2\text{mm}$$

$$h_2 = 3,0\text{m}$$

$$\vartheta_i = \frac{92,22}{16,09} * \frac{7,2}{3000} = 0,014 \leq 0,1$$

Teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

5.3.2 Enoetažen momentni okvir



Slika 38: Ovojnica horizontalnih pomikov u_x [mm] za potresno obtežno kombinacijo

Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

$$d_{ri} * v \leq 0,01 * h_i$$

$$d_{r1} = d_{e1} * q_x = 4 * 6 = 24\text{mm}$$

$$v = 0,5$$

$$d_{r1} * v = 24 * 0,5 = 12\text{mm} \leq 0,01 * h = 0,01 * 6000 = 60\text{mm}$$

Vpliv teorije drugega reda (TDR)

$$\vartheta_i = \frac{P_{tot,i}}{V_{tot,i}} * \frac{d_{ri}}{h_i}$$

$$P_{tot,1} = 416,04\text{kN}$$

$$V_{tot,1} = 39,88\text{kN}$$

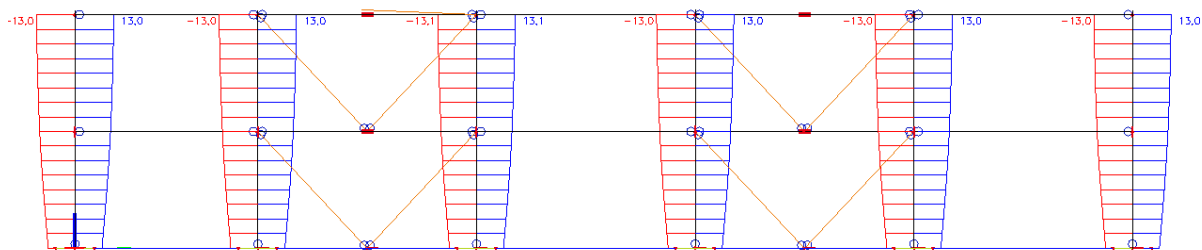
$$d_{r,1} = 24\text{mm}$$

$$h_1 = 6,0\text{m}$$

$$\vartheta_i = \frac{416,04}{39,88} * \frac{24}{6000} = 0,042 \leq 0,1$$

Teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

5.3.3 Dvoetažni okvir s centričnim V povezjem



Slika 39: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za potresno obtežno kombinacijo

Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

$$d_{ri} * v \leq 0,01 * h_i$$

$$d_{r1} = d_{e1} * q_y = 2,8 * 2,5 = 7,0 \text{ mm}$$

$$d_{r2} = d_{e2} * q_y = 1,1 * 2,5 = 2,75 \text{ mm}$$

$$v = 0,5$$

$$d_{r1} * v = 7,0 * 0,5 = 3,5 \text{ mm} \leq 0,01 * h = 0,01 * 3000 = 30 \text{ mm}$$

$$d_{r2} * v = 2,75 * 0,5 = 1,375 \text{ mm} \leq 0,01 * h = 0,01 * 3000 = 30 \text{ mm}$$

d_{ei} ... horizontalni pomiki posameznih etaž ($d_{ei} = u_{i-1} - u_i$)

d_{ri} ... horizontalni projektni pomiki posameznih etaž

q ... faktor obnašanja

v ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa

Vpliv teorije drugega reda (TDR)

$$\vartheta_i = \frac{P_{tot,i}}{V_{tot,i}} * \frac{d_{ri}}{h_i}$$

$$P_{tot,1} = 415,57 \text{ kN}$$

$$V_{tot,1} = 235,7 \text{ kN}$$

$$d_{r,1} = 7,0 \text{ mm}$$

$$h_1 = 3,0 \text{ m}$$

$$\vartheta_i = \frac{415,57}{235,7} * \frac{7,0}{3000} = 0,0041 \leq 0,1$$

$$P_{tot,2} = 64,17 \text{ kN}$$

$$V_{tot,2} = 98,02 \text{ kN}$$

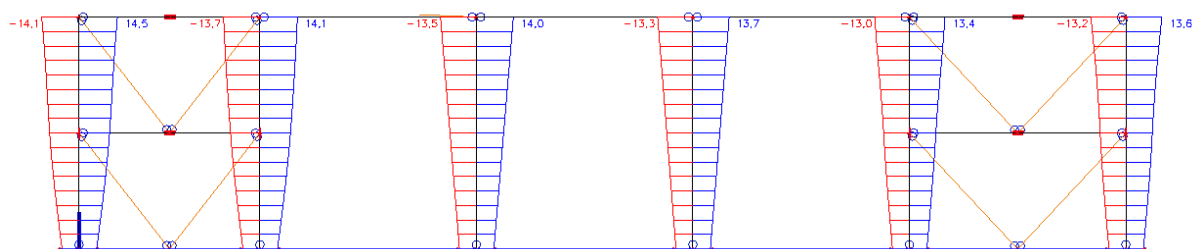
$$d_{r,2} = 2,75\text{mm}$$

$$h_2 = 3,0\text{m}$$

$$\vartheta_i = \frac{64,17}{98,02} * \frac{2,75}{3000} = 0,0006 \leq 0,1$$

Teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

5.3.4 Enoetažni okvir s centričnim V povezjem



Slika 40: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] za potresno obtežno kombinacijo

Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

$$d_{ri} * v \leq 0,01 * h_i$$

$$d_{r1} = d_{e1} * q_y = 8,1 * 2,5 = 20,25\text{mm}$$

$$v = 0,5$$

$$d_{r1} * v = 20,25 * 0,5 = 10,13\text{mm} \leq 0,01 * h = 0,01 * 6000 = 60\text{mm}$$

Vpliv teorije drugega reda (TDR)

$$\vartheta_i = \frac{P_{tot,i}}{V_{tot,i}} * \frac{d_{ri}}{h_i}$$

$$P_{tot,1} = 171,36\text{kN}$$

$$V_{tot,1} = 558,54\text{kN}$$

$$d_{r,1} = 20,25\text{mm}$$

$$h_1 = 6,0\text{m}$$

$$\vartheta_i = \frac{171,36}{558,54} * \frac{20,44}{6000} = 0,00105 \leq 0,1$$

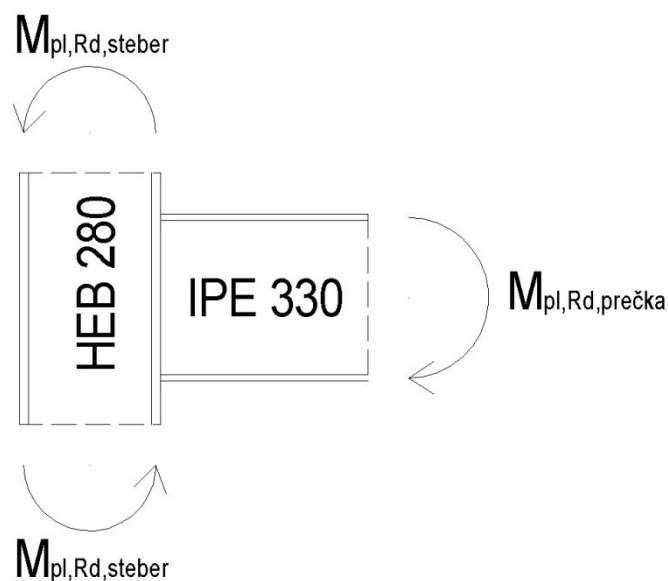
Teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

5.4 Načrtovana nosilnost za gradnjo jeklenih konstrukcij na potresnem območju

Pri projektiranju na DCH (visoka stopnja duktilnosti) lahko potresno obtežbo zmanjšamo, vendar moramo zadostiti določenim zahtevam, ki jih navaja evropski standard za gradnjo na potresnih območjih. Z upoštevanjem teh zahtev dosežemo, da pride do plastifikacije v predvidenih mestih in s tem do sipanja energije, ter preprečimo krhke porušitve. V območju sipanja energije je potrebno zagotoviti lokalno in globalno duktilnost, ostali deli konstrukcije pa morajo biti dimenzionirani na povečane obremenitve, ki se prenašajo iz plastificiranih elementov.

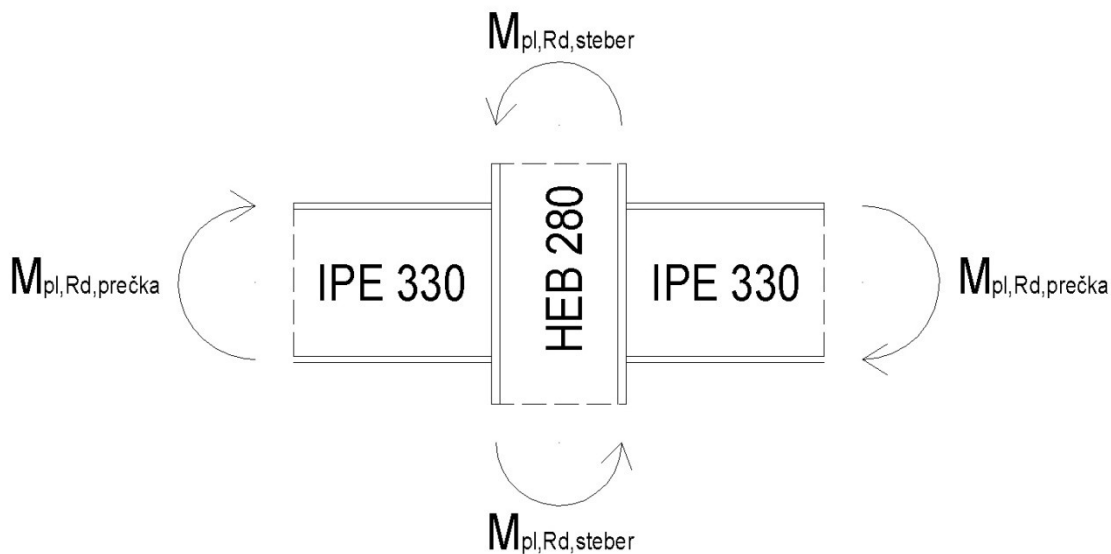
5.4.1 Dvoetažni momentni okvir

Energija se sipa s tvorbo plastičnih členkov na koncih prečk in na dnu stebrov.



Slika 41: Shematski prikaz enostranskega priključka prečka steber

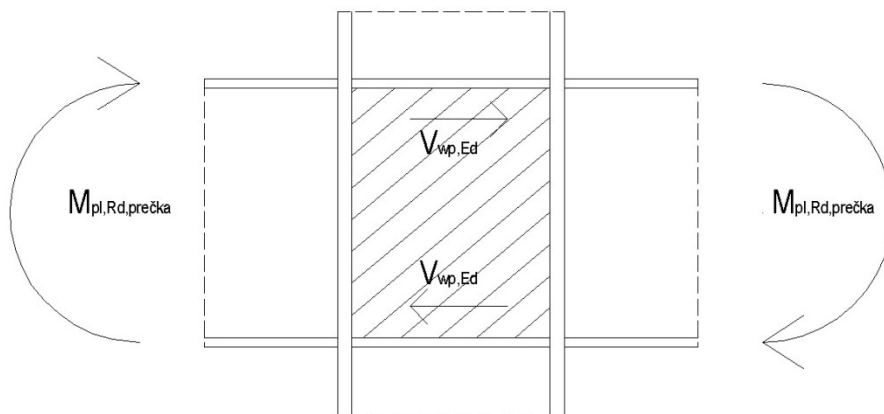
$$\sum M_{pl,Rd}^{steber} = 2 * 544,57 = 1089,14kNm \geq 1,3 * \sum M_{pl,Rd}^{prečka} = 1,3 * 285,42 = 371,046kNm$$



Slika 42: Shematski prikaz dvostranskega priključka prečka steber

$$\sum M_{pl,Rd}^{steber} = 2 * 544,57 = 1089,14kNm \geq 1,3 * \sum M_{pl,Rd}^{prečka} = 1,3 * 2 * 285,42 = 742,1kNm$$

Tega pogoja v zadnji etaži ni.



Slika 43: Strižni panel stebra v območju spoja

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{pl,Rd}^{prečke} = 285,42kNm$$

$$h = h^{prečke} - t_f^{prečke} = 33 - 1,15 = 31,85cm$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{2 * M_{pl,Rd}^{prečke}}{h} = \frac{2 * 28542}{31,85} = 1792,3 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{\eta * d * t_w * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{mo}} = \frac{1,2 * 27,1 * 1,05 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,0} = 699,9 \text{ kN}$$

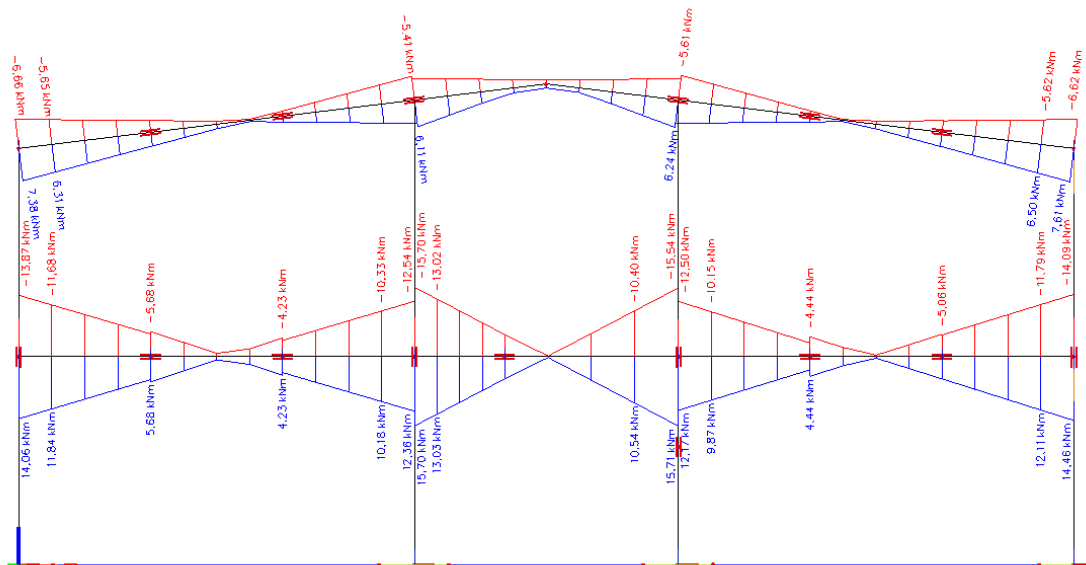
Stojino stebra je potrebno ojačati.

$$t \geq \frac{V_{wp,Ed} * \sqrt{3} * \gamma_{mo}}{\eta * d * f_y} = \frac{1792,3 * \sqrt{3} * 1,0}{1,2 * 27,1 * 35,5} = 2,7 \text{ cm}$$

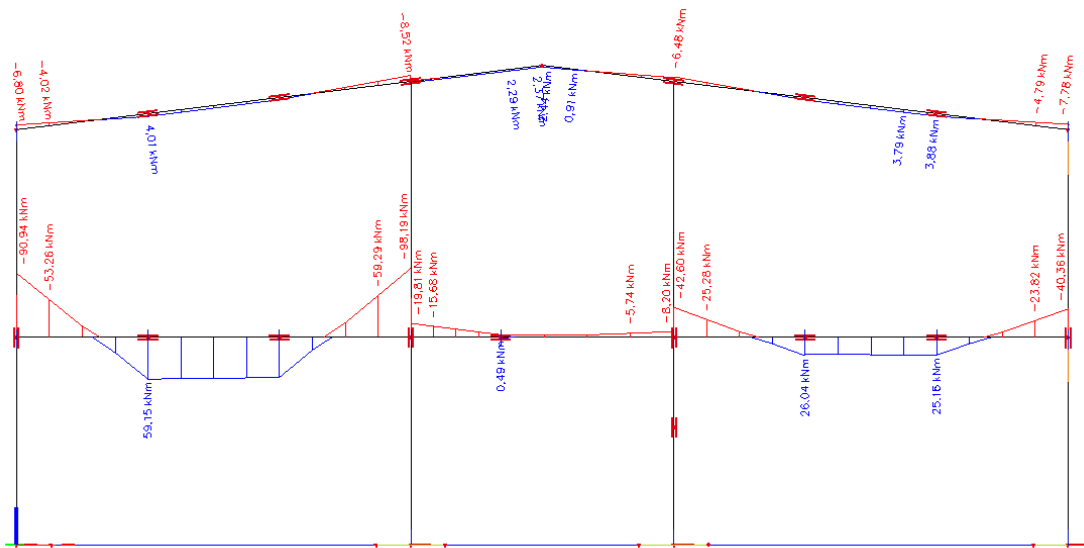
$$t_p = \frac{(t - t_w)}{2} = \frac{2,7 - 1,8}{2} = 0,9 \text{ cm}$$

Izberem $t_p = 10 \text{ mm}$ obojestransko.

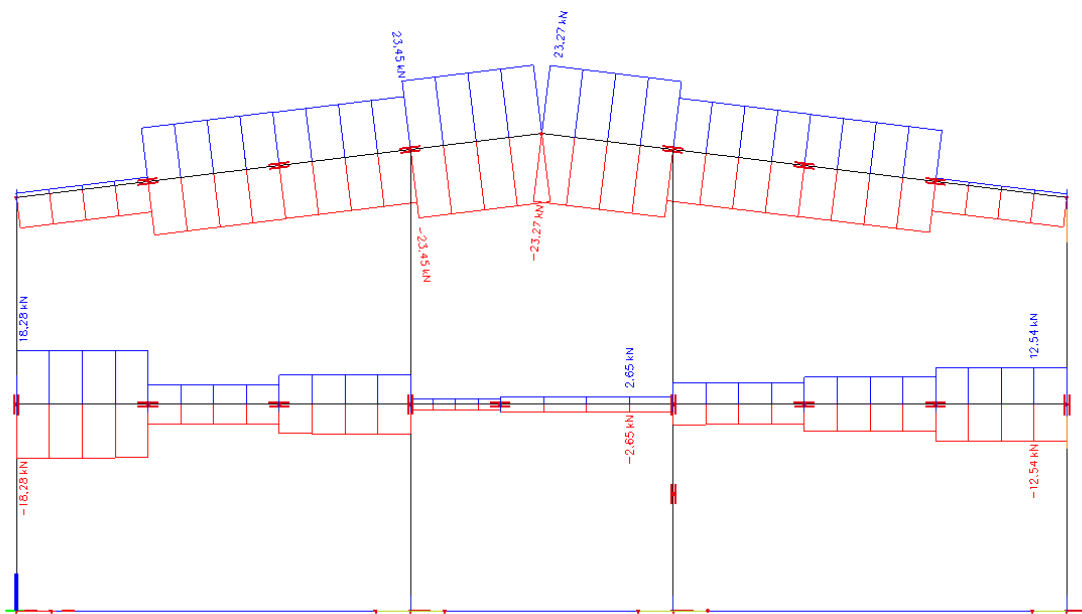
5.4.1.1 Dimenzioniranje prečk



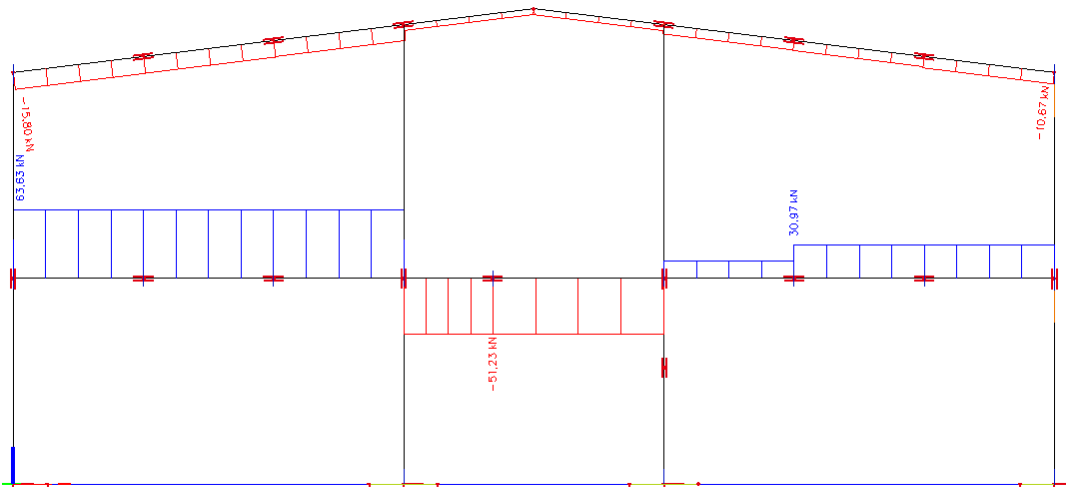
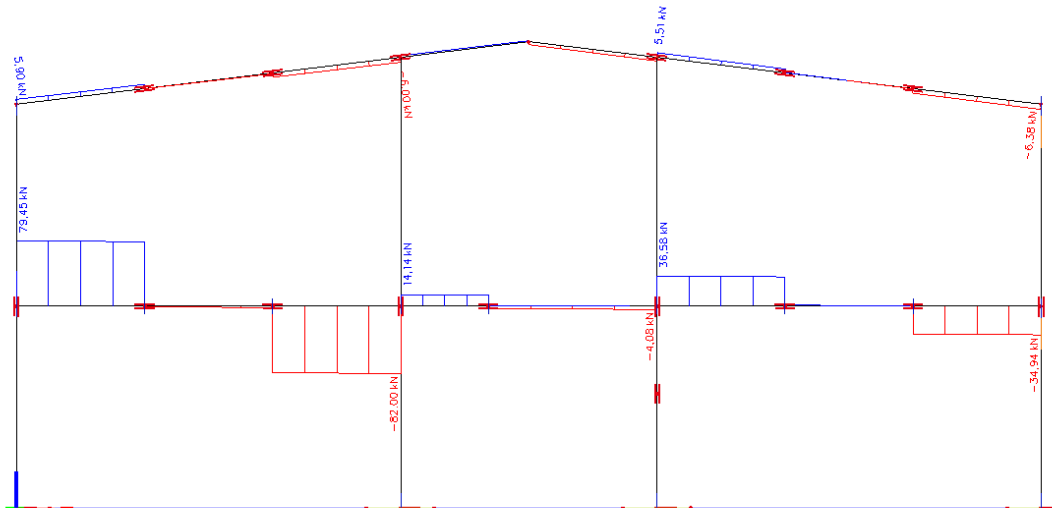
Slika 44: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 45: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 46: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije

Slika 47: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacijeSlika 48: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije**Medetažna prečka IPE 330 (S355)**

- kontrola upogibne nosilnosti

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,G} = 90,94 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 14,06 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804 \cdot 35,5}{1,0} = 285,42 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{105}{285,42} = 0,37 \leq 1$$

- kontrola osne sile

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 81,91 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,G} = 63,63 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = 18,28 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62,61 \cdot 35,5}{1,0} = 2222,5 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{81,91}{2222,5} = 0,04 \leq 0,15$$

- kontrola prečne sile

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 182,15 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 82 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = \frac{2 \cdot 285,42}{5,7} = \frac{570,84}{5,7} = 100,15 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{35,81 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 733,98 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{182,15}{733,98} = 0,25 \leq 0,5$$

Medetažna prečka IPE 300 (S355)

- kontrola upogibne nosilnosti

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 46,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,G} = 8,52 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 5,41 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \cdot 35,5}{1,0} = 222,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{46,1}{222,94} = 0,21 \leq 1$$

- kontrola osne sile

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 28,96 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,G} = 23,27 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = 5,69 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53,81 \cdot 35,5}{1,0} = 1910,3 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{28,96}{1910,3} = 0,15 \leq 0,15$$

- kontrola prečne sile

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 79,74 \text{ kN}$$

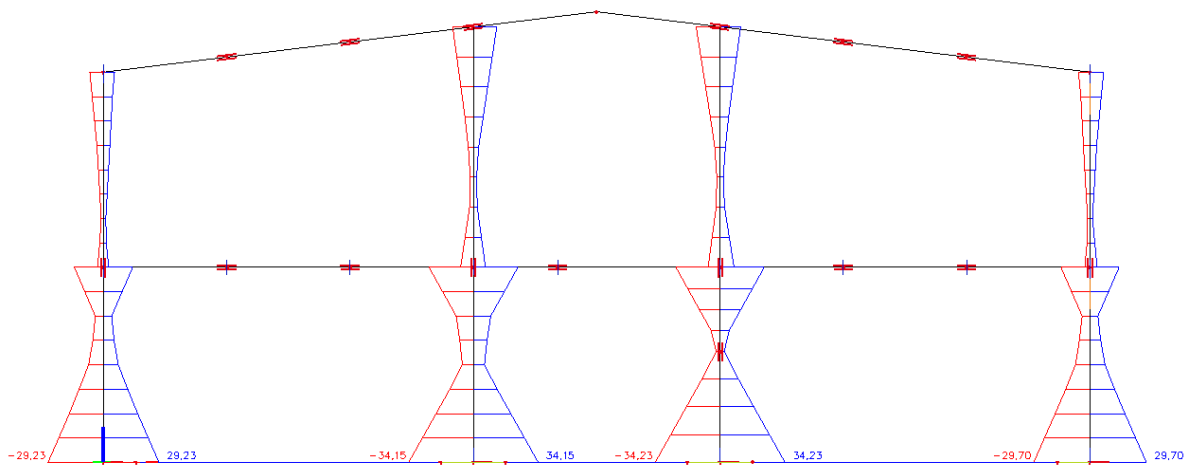
$$V_{Ed,G} = 2,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = \frac{2 \cdot 222,94}{5,7 / \cos 7^\circ} = \frac{445,88}{5,743} = 77,64 \text{ kN}$$

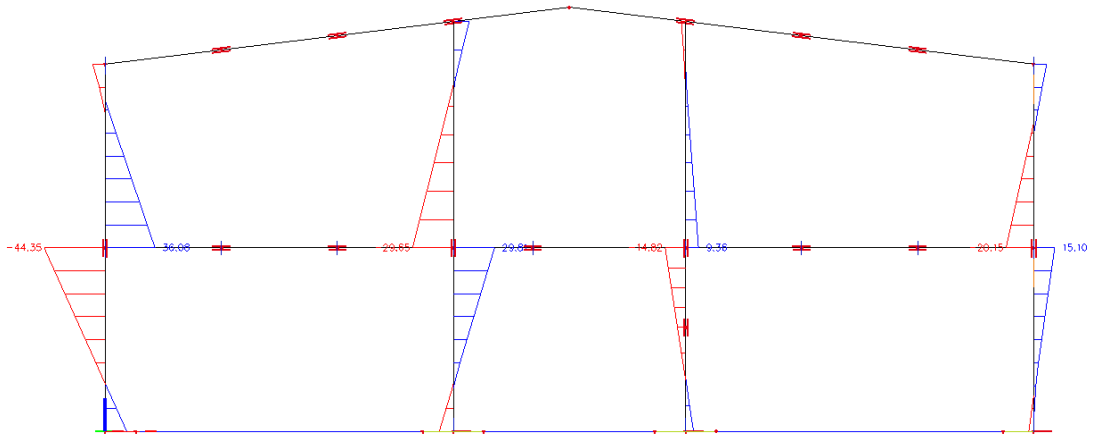
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{29,65 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 607,73 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{79,74}{607,73} = 0,13 \leq 0,5$$

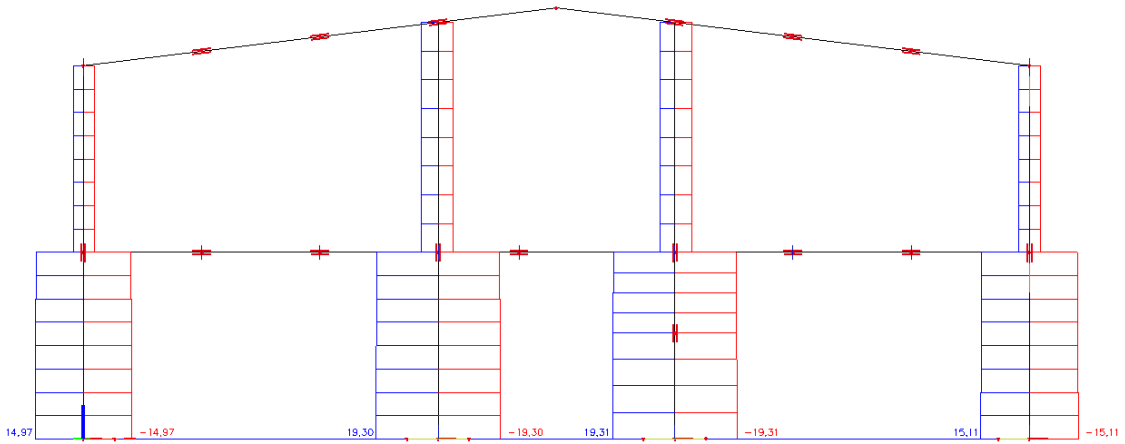
5.4.1.2 Izračun projektne obremenitve stebrov



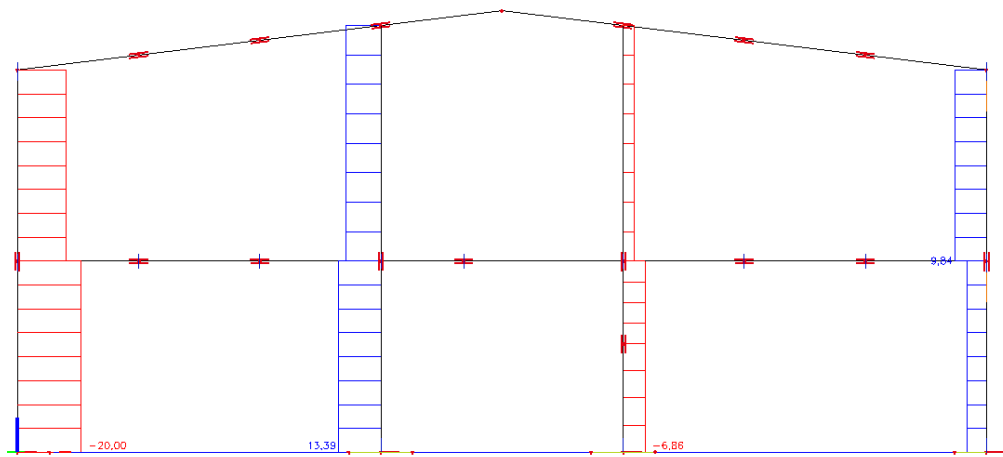
Slika 49: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



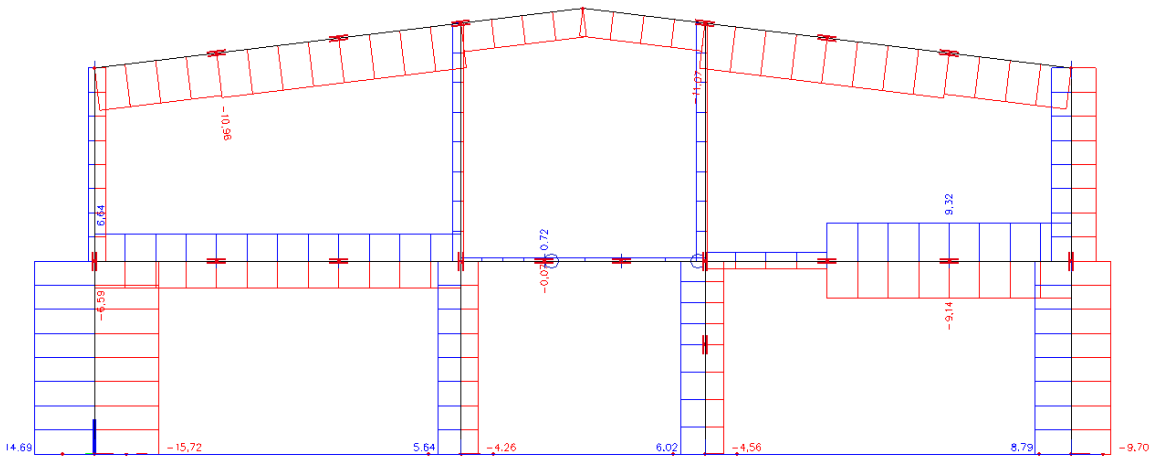
Slika 50: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije



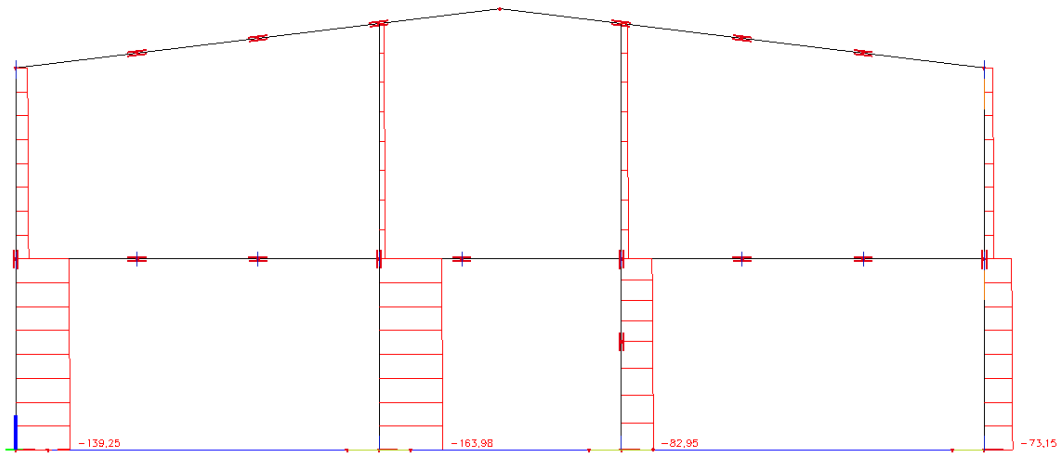
Slika 51: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 52: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 53: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 54: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije

Dvoetažen steber HEB 280, dvoetažen momentni okvir

V stebrih, izven območij sipanja energije, je potrebno zagotoviti, da prenesejo večje obremenitve, kot bi nastopile v primeru polne plastifikacije elementov, v katerih je predvideno sipanje energije. To dosežemo z upoštevanjem faktorja dodatne nosilnosti γ_{ov} in s faktorjem dodatne nosilnosti prečnega prereza Ω . Nove projektne vrednosti dobimo na naslednji način:

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

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

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

Faktor dodatne nosilnosti prereza dobimo:

$$\Omega = \min \Omega_i$$

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i}^{prečke}}{M_G^{prečke} + M_E^{prečke}}$$

$$\Omega_1 = \frac{M_{pl,Rd,1}}{M_{G,1} + M_{E,1}} = \frac{285,42}{90,94 + 14,06} = 2,72$$

$$\Omega_2 = \frac{M_{pl,Rd,2}}{M_{G,2} + M_{E,2}} = \frac{222,94}{7,78 + 6,62} = 15,5$$

$$\Omega = \min \left\{ \begin{matrix} 2,72 \\ 15,5 \end{matrix} \right. = 2,72$$

faktor dodatne nosilnosti $\gamma_{ov} = 1,25$

$$N_{Ed,G} = 139,25 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,Ex} = 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 1,1 * 1,25 * 2,72 * 15,72 = 58,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E} = 20 + 1,1 * 1,25 * 2,72 * 14,97 = 75,99 \text{ kN}$$

Nad vpetjem:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E} = 15,66 + 1,1 * 1,25 * 2,72 * 29,23 = 124,98 \text{ kN}$$

Pod prečko:

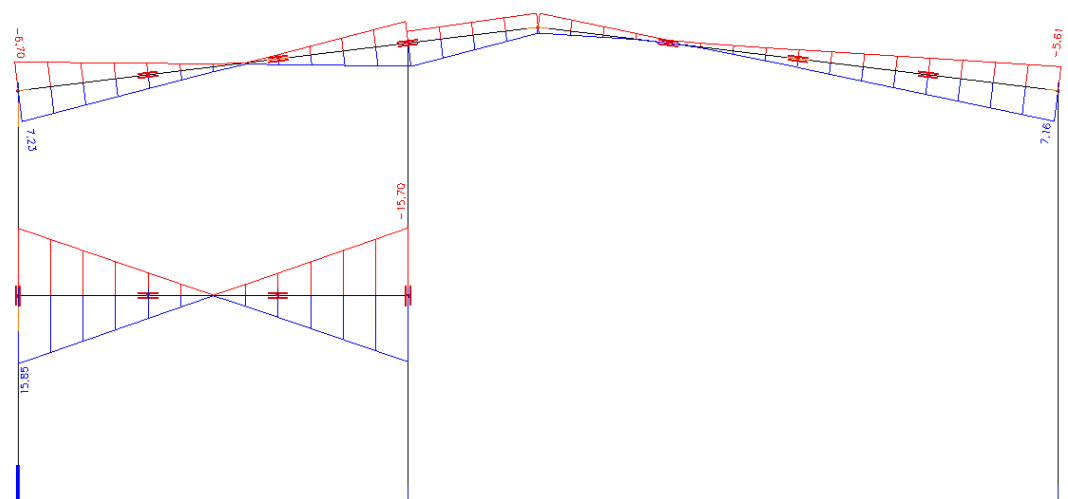
$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E} = 44,35 + 1,1 * 1,25 * 2,72 * 15,38 = 101,9 \text{ kN}$$

5.4.2 Enoetažni momentni okvir

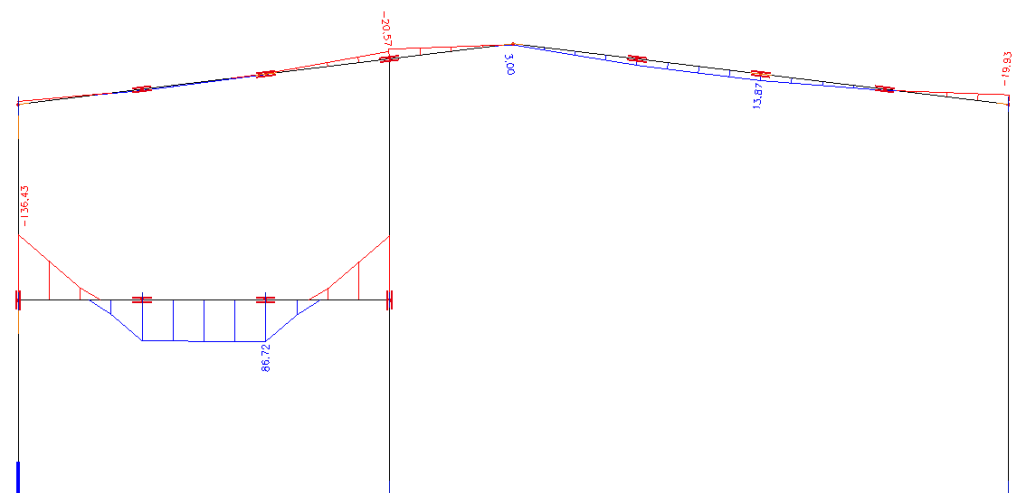
Energija se sipa s tvorbo plastičnih členkov na koncih prečk in na dnu stebrov.

Posebna pravila pri priključkih so enaka kot pri dvoetažnem momentnem okvirju.

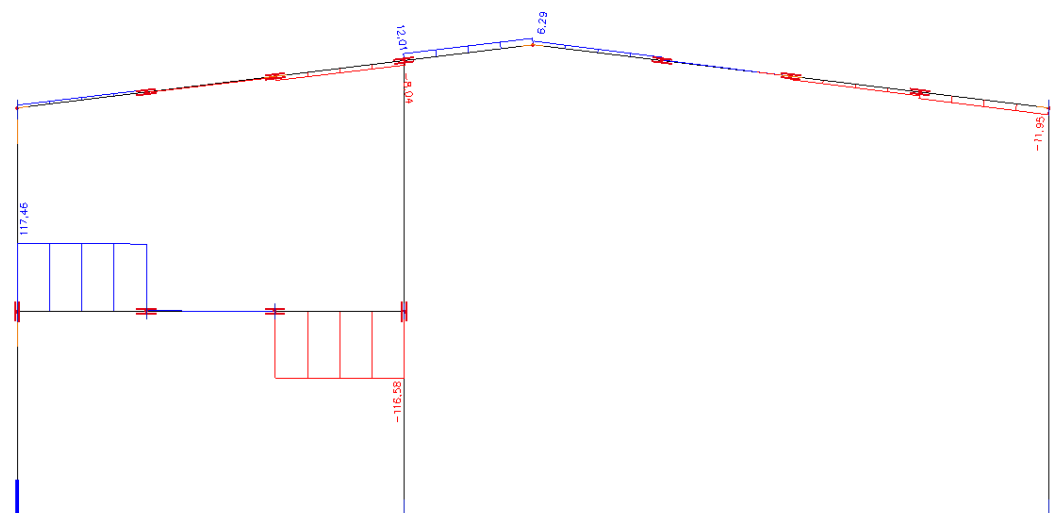
5.4.2.1 Dimenzioniranje prečk



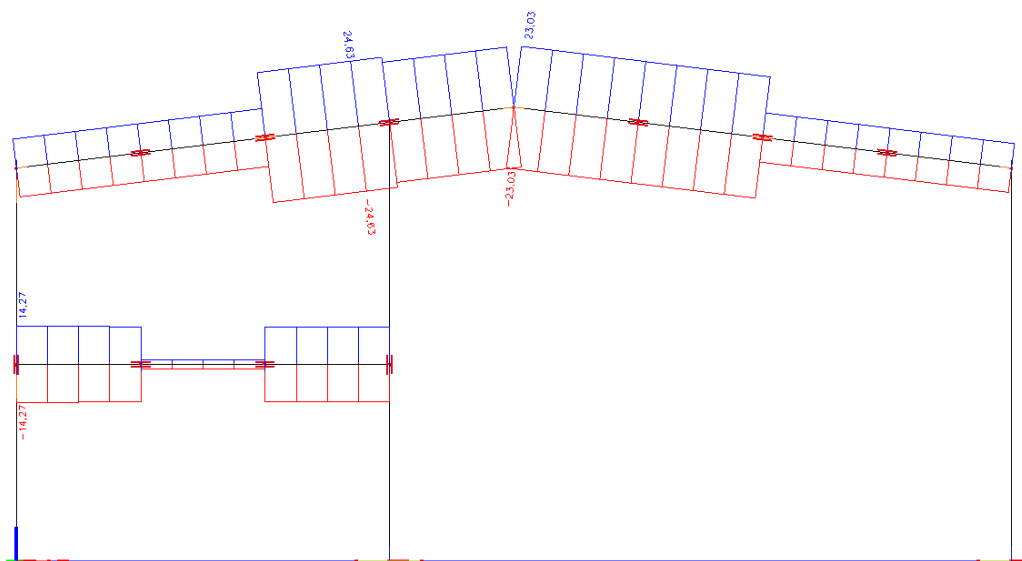
Slika 55: Ovoj momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



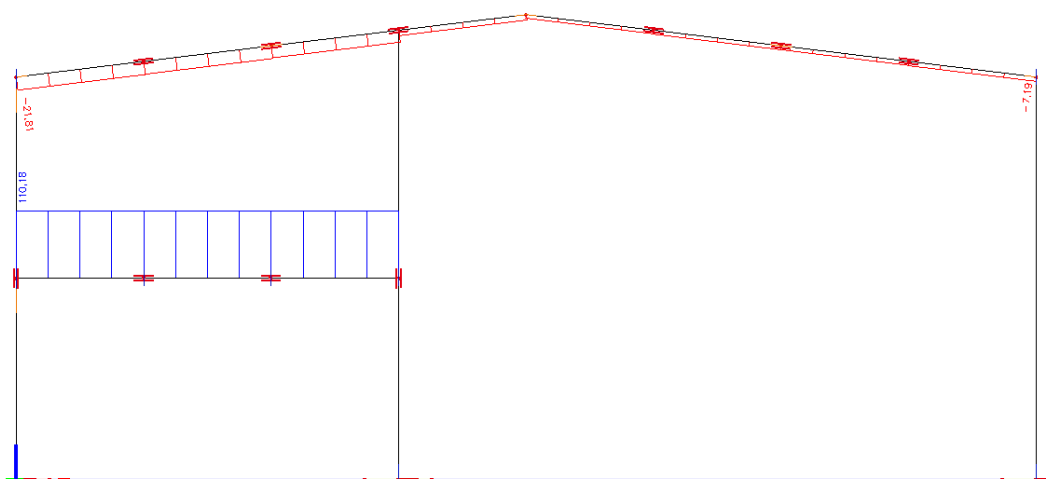
Slika 56: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 57: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 58: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 59: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije

Medetažna prečka IPE 330 (S355)

- kontrola upogibne nosilnosti

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 152,28 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,G} = 136,43 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 15,85 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804 \cdot 35,5}{1,0} = 285,42 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{152,28}{285,42} = 0,534 \leq 1$$

- kontrola osne sile

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 124,46 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,G} = 110,18 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = 14,27 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62,61 \cdot 35,5}{1,0} = 2222,5 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{124,46}{2222,5} = 0,056 \leq 0,15$$

- kontrola prečne sile

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 217,65 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 117,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = \frac{2 \cdot 285,42}{5,7} = \frac{570,84}{5,7} = 100,15 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{35,81 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 733,98 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{217,65}{733,98} = 0,3 \leq 0,5$$

Medetažna prečka IPE 300 (S355)

- kontrola upogibne nosilnosti

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 27,09 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,G} = 19,93 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 7,16 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \cdot 35,5}{1,0} = 222,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{27,09}{222,94} = 0,12 \leq 1$$

- kontrola osne sile

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 0,15$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 46,43\text{kN}$$

$$N_{Ed,G} = 21,8\text{kN}$$

$$N_{Ed,E} = 24,63\text{kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53,81 \cdot 35,5}{1,0} = 1910,3\text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{46,43}{1910,3} = 0,024 \leq 0,15$$

- kontrola prečne sile

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 85,68\text{kN}$$

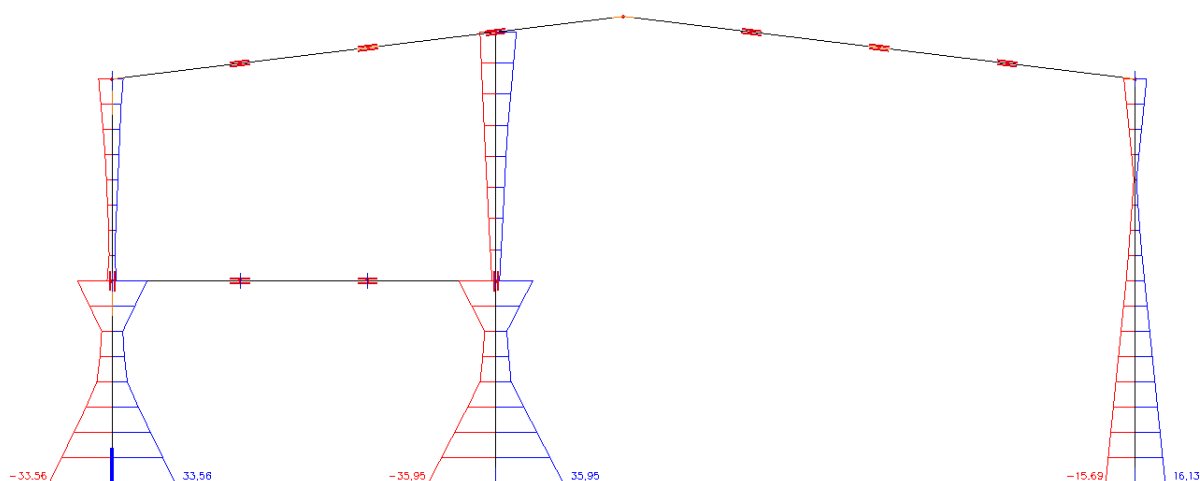
$$V_{Ed,G} = 8,04\text{kN}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = \frac{2 \cdot 222,94}{5,7 / \cos 7^\circ} = \frac{445,88}{5,743} = 77,64\text{kN}$$

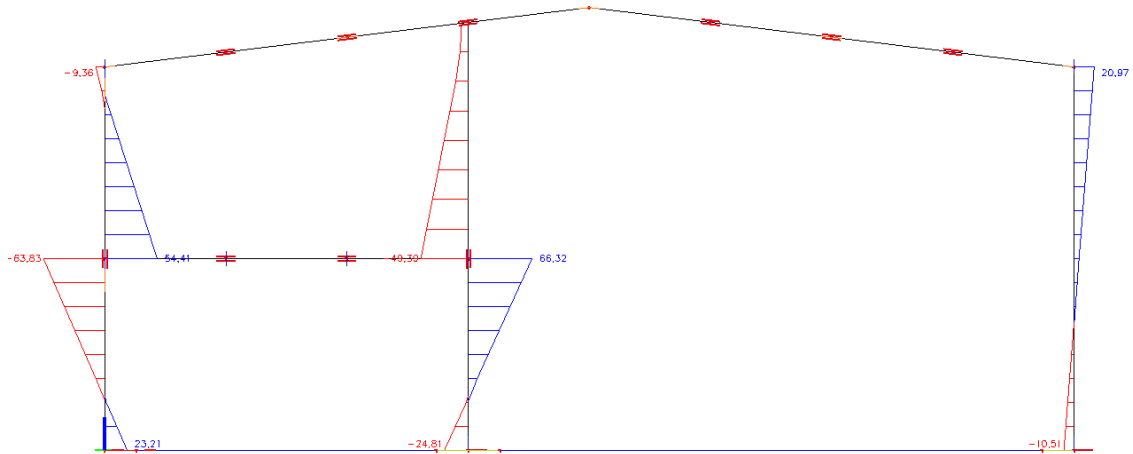
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{29,65 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 607,73\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{85,68}{607,73} = 0,141 \leq 0,5$$

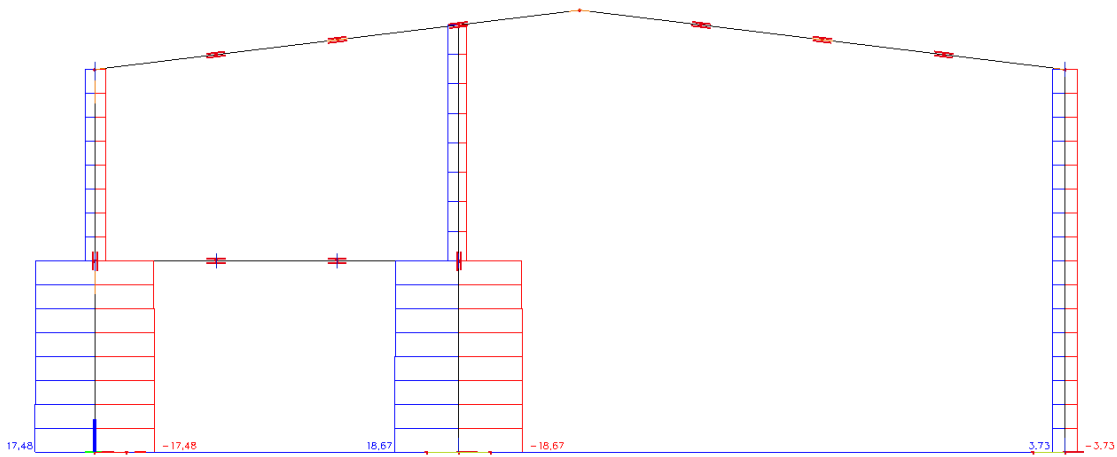
5.4.2.2 Izračun projektne obremenitve stebrov



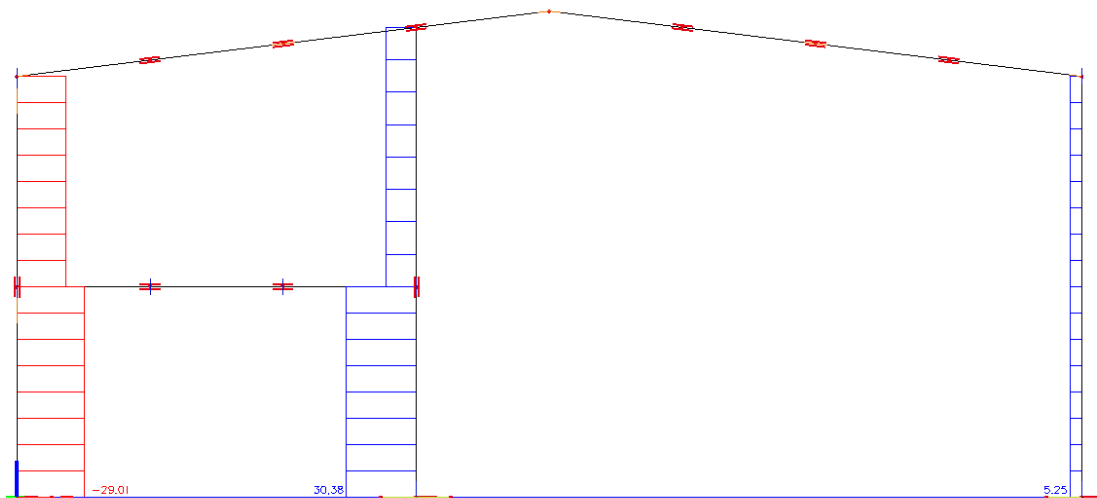
Slika 60: Ovojnica momentov $M_{Ed,E}$ [kNm] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



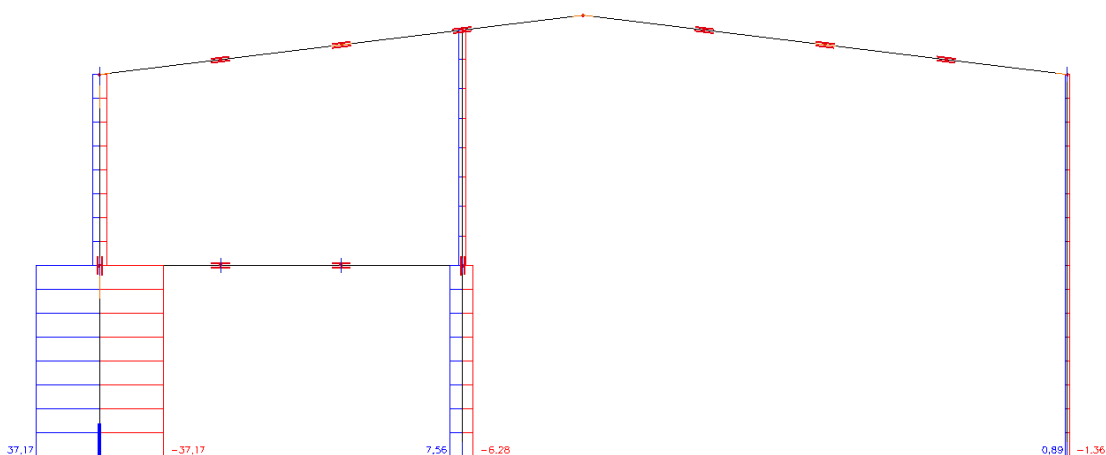
Slika 61: Ovojnica momentov $M_{Ed,G}$ [kNm] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije



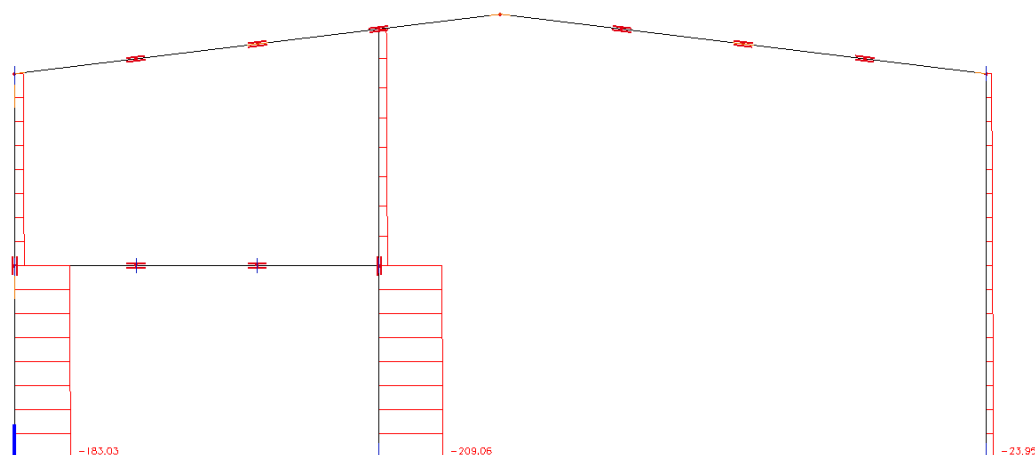
Slika 62: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 63: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 64: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije



Slika 65: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,G}$ [kN] zaradi gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije

Dvoetažen steber HEB 280, enoetažen momentni okvir

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

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

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

Faktor dodatne nosilnosti prereza dobimo:

$$\Omega = \min \Omega_i$$

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i}^{prečke}}{M_G^{prečke} + M_E^{prečke}}$$

$$\Omega_1 = \frac{M_{pl,Rd,1}}{M_{G,1} + M_{E,1}} = \frac{285,42}{136,43 + 15,85} =$$

1,87

$$\Omega_2 = \frac{M_{pl,Rd,2}}{M_{G,2} + M_{E,2}} = \frac{222,94}{6,08 + 7,23} = 16,75$$

$$\Omega = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,87 \\ 16,75 \end{array} \right. = 1,87$$

$$\text{faktor dodatne nosilnosti } \gamma_{ov} = 1,25$$

$$N_{Ed,G} = 183,03 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,Ex} = 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 1,1 * 1,25 * 1,87 * 37,17 = 95,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E} = 29,01 + 1,1 * 1,25 * 1,87 * 17,48 = 73,96 \text{ kN}$$

Nad vpetjem:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E} = 23,21 + 1,1 * 1,25 * 1,87 * 33,56 = 109,5 \text{ kN}$$

Pod prečko:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E} = 63,83 + 1,1 * 1,25 * 1,87 * 18,57 = 111,6 \text{ kN}$$

Enoetažen steber HEB 280, enoetažen momentni okvir

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

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

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

Faktor dodatne nosilnosti prereza dobimo:

$$\Omega = \min \Omega_i$$

$$\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i}^{prečke}}{M_G^{prečke} + M_E^{prečke}}$$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd,1}}{M_{G,1} + M_{E,1}} = \frac{222,94}{19,93 + 7,16} = 8,23$$

$$\text{faktor dodatne nosilnosti } \gamma_{ov} = 1,25$$

$$N_{Ed,G} = 23,95 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,Ex} = 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 1,1 * 1,25 * 8,23 * 1,36 = 15,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E} = 5,25 + 1,1 * 1,25 * 8,23 * 3,73 = 47,5 \text{ kN}$$

Nad vpetjem:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E} = 10,51 + 1,1 * 1,25 * 8,23 * 16,13 = 193,04 \text{ kN}$$

Pod prečko:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E} = 20,97 + 1,1 * 1,25 * 8,23 * 6,21 = 91,24 \text{ kN}$$

5.4.3 Dvoetažni okvir s centričnim V povezjem

Energija se sipa s plastifikacijo nateznih in tlačnih diagonal, ta mora nastopiti pred porušitvijo spojev ali pred plastifikacijo ali nestabilnostjo nosilcev ali stebrov.

V vsaki etaži je potrebno izpolniti pogoj:

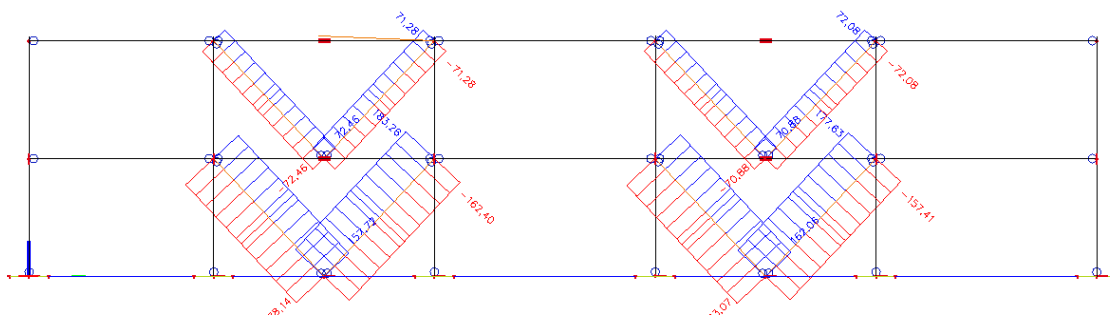
$$\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

Kjer sta A^+ in A^- površini vodoravnih projekcij prečnih prerezov nateznih diagonal, pri čemer imajo vodoravni potresni vplivi pozitivno ali negativno smer [SIST EN 1998-1,2005, 6.7.1 Pravila projektiranja za okvire s centričnimi povezji, Osnovne zahteve, str. 124].

V obravnavanem objektu je ta pogoj izpolnjen, saj so vsa povezja simetrična in velja:

$$A^+ = A^-$$

5.4.3.1 Dimenzioniranje diagonal



Slika 66: Ovojnica osnovnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije

Diagonale v zgornji etaži CFRHS 70/70/5

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 72,46 \text{ kN}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{50}{5} = 10 \leq 72 * \varepsilon = 33 * 0,814 = 26,862$$

Prerez spada v prvi razred kompaktnosti:

$$l_u = \sqrt{\left(\frac{5,625}{2}\right)^2 + 3^2} = 4,112 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 84,63}{411,2^2} = 103,7 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{12,36 * 35,5}{103,7}} = 2,06$$

Hladno oblikovan votel profil, uklonska krivulja c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 * \left(1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right) = 0,5 * \left(1 + 0,49 * (2,06 - 0,2) + 2,06^2\right) = 3,08$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3,08 + \sqrt{3,08^2 - 2,06^2}} = 0,19$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,19 * 12,36 * 35,5}{1,0} = 83,4 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{72,46}{83,4} = 0,87 \leq 1,0$$

Diagonale v spodnji etaži CFRHS 90/90/6

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 183,07 \text{ kN}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{66}{6} = 10 \leq 72 * \varepsilon = 33 * 0,814 = 26,862$$

Prerez spada v prvi razred kompaktnosti:

$$l_u = \sqrt{\left(\frac{5,625}{2}\right)^2 + 3^2} = 4,112 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 220,48}{411,2^2} = 270,3 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{19,23 * 35,5}{270,3}} = 1,59$$

Hladno oblikovan votel profil, uklonska krivulja c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 * \left(1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right) = 0,5 * \left(1 + 0,49 * (1,59 - 0,2) + 1,59^2\right) = 2,1$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2,1 + \sqrt{2,1^2 - 1,59^2}} = 0,29$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,29 * 19,23 * 35,5}{1,0} = 197,11 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{183,07}{197,11} = 0,93 \leq 1,0$$

Centrična povezja morajo biti enakomerno izkoriščena po etažah, saj mora do plastifikacije priti istočasno:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1,25$$

$$\Omega_i = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

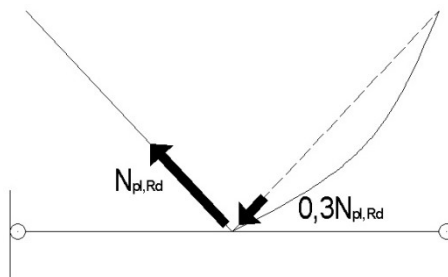
$$\Omega_1 = \frac{N_{b,Rd,1}}{N_{Ed,1}} = \frac{197,11}{183,07} = 1,08$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{b,Rd,2}}{N_{Ed,2}} = \frac{83,4}{72,46} = 1,15$$

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{1,15}{1,08} = 1,07 \leq 1,25$$

5.4.3.2 Dimenzioniranje nosilcev

Nosilci morajo biti sposobni prenesti upogibni moment, ki bi ga povzročile natezne diagonale po uklonu tlačnih diagonal.



Slika 67: Delovanje centričnega v povezja po uklonu tlačne diagonale

Nosilec HEB 280

$$N_{pl,Rd} \text{ (diagonale)} = 438,78 \text{ kN}$$

$$\alpha = 46,85^\circ$$

$$L = 5,625 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = \frac{(1-0,3) \cdot \sin \alpha \cdot N_{pl,Rd} \cdot L}{4} - M_{Ed,G} = \frac{0,7 \cdot \sin 46,85^\circ \cdot 438,78 \cdot 5,625}{4} - 44,3 = 270,82 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{(1-0,3) \cdot \sin \alpha \cdot N_{pl,Rd}}{2} - N_{Ed,G} = \frac{0,7 \cdot \sin 46,85^\circ \cdot 438,78}{2} - 31,2 = 80,84 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \frac{(1+0,3) \cdot \cos \alpha \cdot N_{pl,Rd}}{2} = \frac{1,3 \cdot \cos 46,85^\circ \cdot 438,78}{2} = 195,06 \text{ kN}$$

Nosilec je bočno podprt na razdalji 0,225m s profilirano pločevino sovprežne plošče.

- kompaktnost

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{196}{10,5} = 18,7 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,814 = 58,61$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{110,8}{18} = 6,16 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,814 = 7,33$$

Prerez spada v prvi razred kompaktnosti.

- kontrola upogibne nosilnosti

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1534 \cdot 35,5}{1,0} = 544,57 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{270,82}{544,57} = 0,5 \leq 1,0$$

- kontrola strižne nosilnosti

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{244}{10,5} = 23,24 \leq 72 * \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 * \frac{0,814}{1,2} = 48,84$$

Stojina je kompaktna.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{51,62 * 35,5}{1,0 * \sqrt{3}} = 1058,1 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{80,84}{1058,1} = 0,08 \leq 0,5$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

- kontrola osne sile

$$l_u = 5,625 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 6588,2}{562,5^2} = 3207,2 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{131,36 * 35,5}{3207,2}} = 1,21$$

Uklonska krivulja b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,21 - 0,2) + 1,21^2) = 1,4$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,4 + \sqrt{1,4^2 - 1,21^2}} = 0,475$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,475 * 131,36 * 35,5}{1,0} = 2215,1 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{195,06}{2215,1} = 0,09 \leq 1,0$$

5.4.3.3 Izračun projektne obremenitve stebrov

Dvoetažen steber HEB 280, dvoetažen okvir s centričnim V povezjem

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

Faktor dodatne nosilnosti prereza dobimo:

$$\Omega = \min \Omega_i$$

$$\Omega_i = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{b,Rd,1}}{N_{Ed,1}} = \frac{197,11}{183,07} = 1,08$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{b,Rd,2}}{N_{Ed,2}} = \frac{83,4}{72,46} = 1,15$$

$$\Omega = \min \begin{cases} 1,08 \\ 1,15 \end{cases} = 1,08$$

faktor dodatne nosilnosti $\gamma_{ov} = 1,25$

$N_{Ed,G} = 183,03 \text{ kN}$

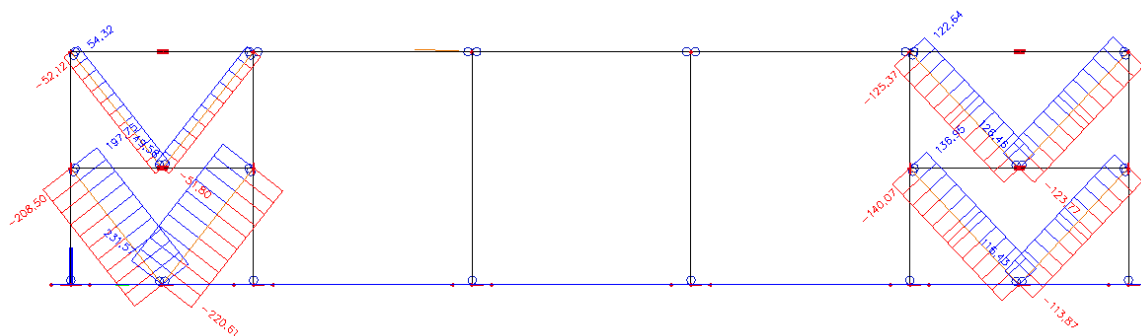
$N_{Ed,Ey} = 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 1,1 * 1,25 * 1,08 * 172,3 = 255,9 \text{ kN}$

5.4.4 Enoetažni okvir s centričnim V povezjem

Energija se sipa s plastifikacijo nateznih in tlačnih diagonal, ta mora nastopiti pred porušitvijo spojev ali pred plastifikacijo ali nestabilnostjo nosilcev ali stebrov.

Pogoj $\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0,05$ je izpolnjen tudi v tem okvirju, saj velja $A^+ = A^-$ v vsaki etaži.

5.4.4.1 Dimenzioniranje diagonal



Slika 68: Ovojnica osnih sil $N_{Ed,E}$ [kN] zaradi seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije

Diagonale v dvoetažnem delu, v zgornji etaži CFRHS 60/60/5

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 52,12 \text{ kN}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{40}{5} = 8 \leq 72 * \varepsilon = 33 * 0,814 = 26,862$$

Prerez spada v prvi razred kompaktnosti:

$$l_u = \sqrt{\left(\frac{4,7}{2}\right)^2 + 3^2} = 3,81 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 50,49}{381^2} = 72,1 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{10,36 * 35,5}{72,1}} = 2,259$$

Hladno oblikovan votel profil, uklonska krivulja c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 * \left(1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right) = 0,5 * \left(1 + 0,49 * (2,259 - 0,2) + 2,259^2\right) = 3,56$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3,56 + \sqrt{3,56^2 - 2,259^2}} = 0,16$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,16 * 10,36 * 35,5}{1,0} = 58,85 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{52,12}{58,85} = 0,886 \leq 1,0$$

Diagonale v dvoetažnem delu, v spodnji etaži CFRHS 100/100/5

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 220,61 \text{ kN}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{80}{5} = 16 \leq 72 * \varepsilon = 33 * 0,814 = 26,862$$

Prerez spada v prvi razred kompaktnosti:

$$l_u = \sqrt{\left(\frac{4,7}{2}\right)^2 + 3^2} = 3,81 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 271,1}{381^2} = 378,1 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{18,36 * 35,5}{378,1}} = 1,298$$

Hladno oblikovan votel profil, uklonska krivulja c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 * (1 + 0,49 * (1,298 - 0,2) + 1,298^2) = 1,61$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,61 + \sqrt{1,61^2 - 1,298^2}} = 0,39$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,39 * 18,36 * 35,5}{1,0} = 254,1 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{220,61}{254,1} = 0,87 \leq 1,0$$

Centrična povezja morajo biti enakomerno izkoriščena po etažah, saj mora do plastifikacije priti istočasno:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1,25$$

$$\Omega_i = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{b,Rd,1}}{N_{Ed,1}} = \frac{254,1}{220,61} = 1,15$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{b,Rd,2}}{N_{Ed,2}} = \frac{58,85}{52,12} = 1,13$$

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{1,15}{1,13} = 1,02 \leq 1,25$$

Diagonale v enoetažnem delu CFRHS 90/90/5

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{Ed} = 140,07 \text{ kN}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{70}{5} = 14 \leq 72 * \varepsilon = 33 * 0,814 = 26,862$$

Prerez spada v prvi razred kompaktnosti:

$$l_u = \sqrt{\left(\frac{5,625}{2}\right)^2 + 3^2} = 4,112 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 192,93}{411,2^2} = 236,5 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{16,36 * 35,5}{236,5}} = 1,567$$

Hladno oblikovan votel profil, uklonska krivulja c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 * (1 + 0,49 * (1,567 - 0,2) + 1,567^2) = 2,06$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2,06 + \sqrt{2,06^2 - 1,567^2}} = 0,29$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,29 * 16,36 * 35,5}{1,0} = 168,43 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{140,07}{168,43} = 0,83 \leq 1,0$$

Centrična povezja morajo biti enakomerno izkoriščena po etažah, saj mora do plastifikacije priti istočasno:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1,25$$

$$\Omega_i = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{b,Rd,1}}{N_{Ed,1}} = \frac{168,43}{140,07} = 1,2$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{b,Rd,2}}{N_{Ed,2}} = \frac{168,43}{125,37} = 1,343$$

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{1,343}{1,2} = 1,12 \leq 1,25$$

5.4.4.2 Dimenzioniranje nosilcev

Nosilci morajo biti sposobni prenesti upogibni moment, ki bi ga povzročile natezne diagonale po uklonu tlačnih diagonal.

Nosilec HEB 280

$$N_{pl,Rd} \text{ (diagonale)} = 580,78 \text{ kN}$$

$$\alpha = 46,85^\circ$$

$$L = 5,625 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = \frac{(1-0,3) * \sin \alpha * N_{pl,Rd} * L}{4} = \frac{0,7 * \sin 46,85^\circ * 580,78 * 5,625}{4} = 417,1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{(1-0,3) * \sin \alpha * N_{pl,Rd}}{2} = \frac{0,7 * \sin 46,85^\circ * 580,78}{2} = 148,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \frac{(1+0,3) * \cos \alpha * N_{pl,Rd}}{2} = \frac{1,3 * \cos 46,85^\circ * 580,78}{2} = 258,2 \text{ kN}$$

- kompaktnost

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{196}{10,5} = 18,7 \leq 72 * \varepsilon = 72 * 0,814 = 58,61$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{110,8}{18} = 6,16 \leq 9 * \varepsilon = 9 * 0,814 = 7,33$$

Prerez spada v prvi razred kompaktnosti

- kontrola upogibne nosilnosti

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1534 * 35,5}{1,0} = 544,57 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{417,1}{544,57} = 0,77 \leq 1,0$$

- kontrola na bočno zvrnitev

$$C_1 = 1,35$$

$$C_2 = 0,55$$

$$k_y = 1,0$$

$$k_z = 1,0$$

$$k_\omega = 1,0$$

$$z_g = 14 \text{ cm}$$

$$L = 5,625 \text{ m}$$

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k_z * L)^2} * \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_\omega}\right)^2 * \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{G * I_t * (k_z * L)^2}{\pi^2 * E * I_z} + (C_2 * z_g)^2} - C_2 * z_g \right]$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1,35 * \frac{\pi^2 * 21000 * 6588,2}{(1,0 * 562,5)^2} \\ & * \left[\sqrt{\left(\frac{1,0}{1,0}\right)^2 * \frac{1130000}{6588,2} + \frac{8100 * 144 * (1,0 * 562,5)^2}{\pi^2 * 21000 * 6588,2} + (0,55 * 14)^2} - 0,55 * 14 \right] \\ &= 5826,05 * \left[\sqrt{171,52 + 270,28 + 59,29} - 7,7 \right] = 5826,05 * 14,685 \\ &= 85555,11 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 85555,11 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534 * 35,5}{85555,11}} = 0,798$$

Uklonska krivulja b

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 * [1 + 0,34 * (0,798 - 0,4) + 0,75 * 0,798^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,8065$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,8065 + \sqrt{0,8065^2 - 0,75 * 0,798^2}} = 0,8182$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_y * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,8182 * 1534 * 35,5}{1,0 * 100} = 445,57 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{417,1}{445,57} = 0,94 \leq 1,0$$

- kontrola strižne nosilnosti

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{244}{10,5} = 23,24 \leq 72 * \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 * \frac{0,814}{1,2} = 48,84$$

Stojina je kompaktna.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_y * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{51,62 * 35,5}{1,0 * \sqrt{3}} = 1058,1 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{148,3}{1058,1} = 0,14 \leq 0,5$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

- kontrola osne sile

$$l_u = 5,625 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 6588,2}{5,625^2} = 3207,2 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{131,36 * 35,5}{3207,2}} = 1,21$$

Uklonska krivulja b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,21 - 0,2) + 1,21^2) = 1,4$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,4 + \sqrt{1,4^2 - 1,21^2}} = 0,475$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,475 * 131,36 * 35,5}{1,0} = 2215,1 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{258,2}{2215,1} = 0,117 \leq 1,0$$

5.4.4.3 Izračun projektne obremenitve stebrov

Dvoetažen steber HEB 280, enoetažen okvir s centričnim V povezjem

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

Faktor dodatne nosilnosti prereza dobimo:

$$\Omega = \min \Omega_i$$

$$\Omega_i = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{b,Rd,1}}{N_{Ed,1}} = \frac{254,1}{220,61} = 1,15$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{b,Rd,2}}{N_{Ed,2}} = \frac{58,85}{52,12} = 1,13$$

$$\Omega = \min \begin{cases} 1,15 \\ 1,13 \end{cases} = 1,13$$

$$\text{faktor dodatne nosilnosti } \gamma_{ov} = 1,25$$

$$N_{Ed,G} = 139,25 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,Ey} = 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 1,1 * 1,25 * 1,13 * 224,58 = 348,94 \text{ kN}$$

Enoetažen steber HEB 280, enoetažen okvir s centričnim V povezjem

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

Faktor dodatne nosilnosti prereza dobimo:

$$\Omega = \min \Omega_i$$

$$\Omega_i = \frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{b,Rd,1}}{N_{Ed,1}} = \frac{168,43}{140,07} = 1,2$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{b,Rd,2}}{N_{Ed,2}} = \frac{168,43}{125,37} = 1,343$$

$$\Omega = \min \begin{cases} 1,2 \\ 1,343 \end{cases} = 1,2$$

faktor dodatne nosilnosti $\gamma_{ov} =$	1,25
$N_{Ed,G} =$	23,95kN
$N_{Ed,Ey} = 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 1,1 * 1,25 * 1,2 * 194,57 =$	348,94kN

5.4.5 Dimenzioniranje stebrov HEB 280 na potresno obtežno kombinacijo

5.4.5.1 Dvoetažen steber, dvoetažen momentni okvir

Obtežba zaradi potresne obtežne kombinacije v prečni smeri (smer x)

Preglednica 10: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri x

Obremenitve	Nad vpetjem	Pod prečko
$M_{Ed,x}$ [kNm]	124,98	101,9
$V_{Ed,x}$ [kN]	75,99	75,99
$N_{Ed,E,x}$ [kN]	58,8	58,8
$N_{Ed,G}$ [kN]	139,25	139,25

Obtežba zaradi potresne obtežne kombinacije v vzdolžni smeri (smer y)

Preglednica 11: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri y

Obremenitev	
$N_{Ed,G}$ [kN]	139,25
$N_{Ed,E,y}$ [kN]	348,94

Upoštavam delovanje potresnega vpliva v smeri x in v smeri y:

$$G_{Ed} + E_{Ed,x} + 0,3 * E_{Ed,y}$$

$$G_{Ed} + 0,3 * E_{Ed,x} + E_{Ed,y}$$

Projektna obremenitev stebra

Preglednica 12: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije, kombinacija smeri x in y

	$G_{Ed} + E_{Ed,x} + 0,3 * E_{Ed,y}$		$G_{Ed} + 0,3 * E_{Ed,x} + E_{Ed,y}$	
	Nad vpetjem	Pod prečko	Nad vpetjem	Pod prečko
M_{Ed} [kNm]	124,98	101,9	37,5	30,57
V_{Ed} [kN]	75,99	75,99	22,8	22,8
N_{Ed} [kN]	302,73	302,73	505,83	505,83

Dimenzioniranje stebra je izvedeno s programom SCIA Engineer.

Rezultati so v prilogi B.

5.4.5.2 Dvoetažen steber, enoetažen momentni okvir

Obtežba zaradi potresne obtežne kombinacije v prečni smeri (smer x)

Preglednica 13: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri x

Obremenitve	Nad vpetjem	Pod prečko
$M_{Ed,x}$ [kNm]	109,5	111,6
$V_{Ed,x}$ [kN]	73,96	73,96
$N_{Ed,E,x}$ [kN]	95,6	95,6
$N_{Ed,G}$ [kN]	183,03	183,03

Obtežba zaradi potresne obtežne kombinacije v vzdolžni smeri (smer y)

Preglednica 14: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri y

Obremenitev	
$N_{Ed,G}$ [kN]	183,03
$N_{Ed,E,y}$ [kN]	255,9

Upoštevam delovanje potresnega vpliva v smeri x in v smeri y:

$$G_{Ed} + E_{Ed,x} + 0,3 * E_{Ed,y}$$

$$G_{Ed} + 0,3 * E_{Ed,x} + E_{Ed,y}$$

Projektna obremenitev stebra

Preglednica 15: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije, kombinacija x in y

	$G_{Ed} + E_{Ed,x} + 0,3 * E_{Ed,y}$		$G_{Ed} + 0,3 * E_{Ed,x} + E_{Ed,y}$	
	Nad vpetjem	Pod prečko	Nad vpetjem	Pod prečko
M_{Ed} [kNm]	109,5	111,6	32,85	33,5
V_{Ed} [kN]	73,96	73,96	22,2	22,2
N_{Ed} [kN]	172,37	172,37	467,61	467,61

Dimenzioniranje stebra je izvedeno s programom SCIA Engineer.

Rezultati so v prilogi B.

5.4.5.3 Enoetažen steber

Obtežba zaradi potresne obtežne kombinacije v prečni smeri (smer x)

Preglednica 16: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri x

Obremenitve	Nad vpetjem	Pod prečko
$M_{Ed,x}$ [kNm]	193,04	91,24
$V_{Ed,x}$ [kN]	47,5	47,5
$N_{Ed,E,x}$ [kN]	15,4	15,4
$N_{Ed,G}$ [kN]	23,95	23,95

Obtežba zaradi potresne obtežne kombinacije v vzdolžni smeri (smer y)

Preglednica 17: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije v smeri y

Obremenitev	
$N_{Ed,G}$ [kN]	23,95
$N_{Ed,E,y}$ [kN]	348,94

Upoštevam delovanje potresnega vpliva v smeri x in v smeri y:

$$G_{Ed} + E_{Ed,x} + 0,3 * E_{Ed,y}$$

$$G_{Ed} + 0,3 * E_{Ed,x} + E_{Ed,y}$$

Projektna obremenitev stebra

Preglednica 18: Obremenitve stebra zaradi potresne obtežne kombinacije, kombinacija smeri x in y

	$G_{Ed} + E_{Ed,x} + 0,3 * E_{Ed,y}$		$G_{Ed} + 0,3 * E_{Ed,x} + E_{Ed,y}$	
	Nad vpetjem	Pod prečko	Nad vpetjem	Pod prečko
M_{Ed} [kNm]	193,04	91,24	57,91	27,4
V_{Ed} [kN]	47,5	47,5	14,25	14,25
N_{Ed} [kN]	144,032	144,032	377,51	377,51

Dimenzioniranje stebra je izvedeno s programom SCIA Engineer.

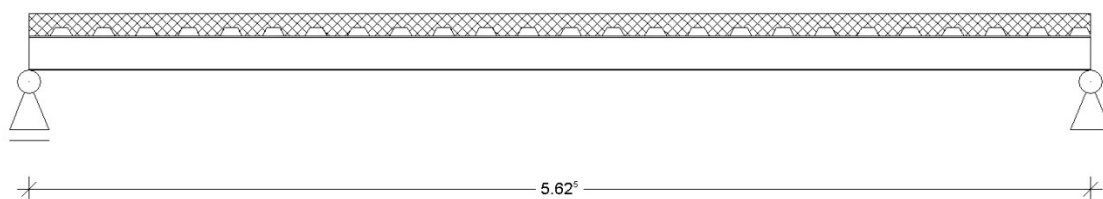
Rezultati so v prilogi C.

6 MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

6.1 Sovprežna plošča

Izračun notranjih statičnih količin in dimenzioniranje sovprežne plošče je bilo izvedeno s programom Comdeck. Rezultati se nahajajo v prilogi D. V prilogi D se nahajajo tudi vsi geometrijski podatki, podatki o materialu in podatki o geometriji.

6.2 Sovprežni nosilec IPE 180 (S355)



Slika 69: Zasnova sovprežnega nosilca

6.2.1 Montažno stanje

6.2.1.1 Obtežba

stalna obtežba

- teža nosilca 0,184kN/m
- teža plošče (svež beton, z opažem) $0,12 \cdot 26 \cdot 1,9 =$ 5,928kN/m

$$\sum g = 5,93 \text{ kN/m}$$

spremenljiva obtežba

$$\text{delavci in oprema } q = 1,425 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 5,93 + 1,5 \cdot 1,425 = 10,143 \text{ kN/m}$$

6.2.1.2 Obremenitev

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{10,143 \cdot 5,625^2}{8} = 40,12 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{10,143 \cdot 5,625}{2} = 28,53 \text{ kN}$$

6.2.1.3 Kontrola kompaktnosti

- stojina $\frac{c}{t} = \frac{146}{5,3} = 27,55 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,814 = 58,61$
- pasnica $\frac{c}{t} = \frac{33,85}{8} = 4,231 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,814 = 7,33$

Prerez spada v 1. razred kompaktnosti-

6.2.1.4 Strižna nosilnost

- kompaktnost stojine $\frac{h_w}{t_w} = \frac{164}{5,3} = 30,944 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,814}{1,2} = 48,84$

Stojina je kompaktna.

- plastična strižna nosilnost

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{13,12 * 35,5}{1,0 * \sqrt{3}} = 268,9 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{28,53}{268,9} = 0,11 \leq 0,5$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

6.2.1.5 Upogibna nosilnost

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 * 35,5}{1,0} = 59,1 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{40,12}{59,1} = 0,68 \leq 1,0$$

Nosilec je podprt proti bočni zvrnitvi na razdalji 0,225m s profilirano pločevino.

6.2.1.6 Pomiki

Med gradnjo je nosilec podprt na polovici razpona:

$$l = \frac{5,625}{2} = 2,813 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{q_{Ed} * l^4}{I * E} = \frac{5}{384} * \frac{0,10 * 281,3^4}{1320 * 21000} = 0,294 \text{ cm} \leq \frac{l}{250} = \frac{281,3}{250} = 1,13 \text{ cm}$$

6.2.2 Sovprežno stanje

6.2.2.1 Obtežba

Stalna obtežba

- medetažna konstrukcija $g_m = 4,725 * 1,9 = 8,98 \text{ kN/m}$
- nosilec IPE 180 $g_{IPE 180} = 0,184 \text{ kN/m}$

$$\Sigma g = 9,164 \text{ kN/m}$$

Spremenljiva obtežba

- površine kategorije E $q_E = 7,5 * 1,9 = 14,25 \text{ kN/m}$

$$\text{MSN} \quad q_{Ed} = 1,35 * \Sigma g + 1,5 * q_{Ed} = 1,35 * 9,164 + 1,5 * 14,25 = 33,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{MSU} \quad q_{Ed} = 1,0 * \Sigma g + 1,0 * q_{Ed} = 1,0 * 9,164 + 1,0 * 14,25 = 23,414 \text{ kN/m}$$

6.2.2.2 Obremenitve

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l^2}{8} = \frac{33,75 * 5,625^2}{8} = 133,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l}{2} = \frac{33,75 * 5,625}{2} = 94,92 \text{ kN}$$

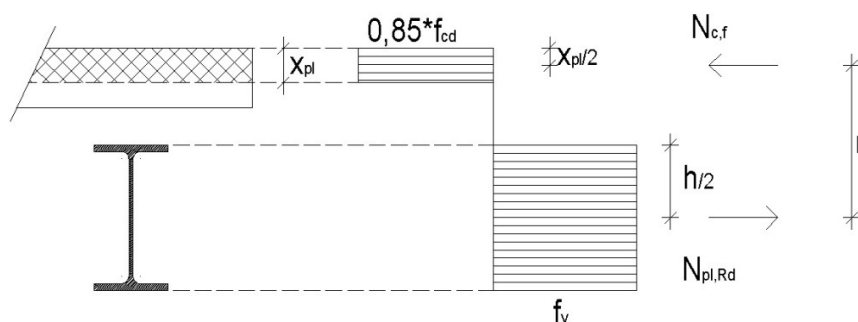
6.2.2.3 Upogibna nosilnost

Izračun sodelujoče širine

$$L_e = 5,625\text{m}$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = \frac{5,625}{8} = 0,7\text{m}$$

$$b_{eff} = 2 * b_{ei} = 2 * 0,7 = 1,4\text{m}$$



Slika 70: Napetostno stanje sovprežnega prereza ob delovaju $M_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23,9 * 35,5}{1,0} = 848,45\text{kN}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,Rd}}{f_{cd} * 0,85 * b_{eff}} = \frac{848,45}{1,67 * 0,85 * 140} = 4,27\text{cm}$$

$$r = \frac{h}{2} + 12 - \frac{x_{pl}}{2} = 9 + 12 - \frac{4,27}{2} = 18,87\text{cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,Rd} * r = 848,45 * 0,1887 = 160,1\text{kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{133,5}{160,1} = 0,834 \leq 1,0$$

6.2.2.4 Strižna nosilnost

Vso prečno silo prevzame nosilec IPE 180.

- kompaktnost stojine $\frac{h_w}{t_w} = \frac{164}{5,3} = 30,944 \leq 72 * \frac{\epsilon}{\eta} = 72 * \frac{0,814}{1,2} = 48,84$

Stojina je kompaktna

- plastična strižna nosilnost

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{13,12 * 35,5}{1,0 * \sqrt{3}} = 268,9\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{94,92}{268,9} = 0,353 \leq 0,5$$

Vpliva interakcije striga in upogiba ni potrebno upoštevati.

6.2.2.5 Kontrola čepov

h_{sc} ... skupna nazivna višina čepa =	9,5cm
d ... premer stebila čepa =	1,9cm
f_u =	500N/mm ²
γ_v =	1,25
f_{ck} =	2,5kN/cm ²
$\alpha \left(\frac{h_{sc}}{d} = \frac{9,5}{1,9} = 5 > 4 \right) =$	1,0

Vzdolžni strig:

$$P_{Rd}^I = \frac{0,8 * f_u * \pi * \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 * 1,9 * \pi * \frac{1,9^2}{4}}{1,25} = 90,73 \text{ kN}$$

$$P_{Rd}^{II} = \frac{0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 * 1,0 * 1,9^2 * \sqrt{2,5 * 3100}}{1,25} = 73,73 \text{ kN}$$

$$P_{rd} = \min \begin{cases} P_{Rd}^I = 90,73 \\ P_{Rd}^{II} = 73,73 \end{cases} = 73,73 \text{ kN}$$

Redukcija strižne sile zaradi profilirane pločevine:

n_r ... število čepov v valu =	1
b_0 ... povprečna širina vala =	13,15
h_p ... višina pločevine =	4,6cm

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7}{\sqrt{1}} * \frac{13,15}{4,6} * \left(\frac{9,5}{4,6} - 1 \right) = 2,13 \leq 1$$

k_t =	1,0
P_{rd} =	73,73kN
$F_c = \min \begin{cases} \frac{A_a * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{23,95 * 35,5}{1,0} = 848,45 \\ A_c * f_{cd} * 0,8 = 644 * 1,67 * 0,85 = 914,2 \end{cases} =$	848,45kN

Na dolžini 2,813m imam 12 čepov (24 čepov na medsebojni razdalji 0,225m):

$$\frac{F_c}{12 * P_{rd}} = \frac{848,45}{12 * 73,73} = 0,96 \leq 1,0$$

6.2.2.6 Vzдолžni strig v betonskih ploščah

V_{Ed} =	848,45kN
$A_{s,prečno} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ (mreže) + $6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ (palice $\phi 8/8\text{cm}$)	
A_{sf} =	8,21cm ² /m

Porušitev v strižni ravnini a-a

$$T_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{L} = \frac{848,45}{281,25} = 3,02 \text{ kN/cm}$$

$$h_f = 2 * 7,4 = 14,8 \text{ cm}$$

$$v_{Ed} = \frac{T_{Ed}}{h_f} = \frac{3,02}{14,8} = 0,204 \text{ kN/cm}^2$$

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

$$\frac{A_{sf} * f_{sk}}{S_f * \gamma_s} = \frac{8,21 * 50}{100 * 1,0} = 4,105 \geq \frac{v_{Ed} * h_f}{\cot \theta_f} = \frac{0,204 * 14,8}{\cot 26,5^\circ} = 1,51$$

$$v = 0,6 * \left(\frac{1-f_{ck}}{250} \right) = 0,6 * \left(\frac{1-25}{250} \right) = 0,54$$

$$v_{Ed} = 0,204 \leq v * f_{cd} * \sin \theta_f * \cos \theta_f = 0,54 * 1,67 * \sin 26,5^\circ * \cos 26,5^\circ = 0,36$$

Porušitev v strižni ravnini b-b

$$T_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{L} = \frac{848,45}{281,25} = 3,02 \text{ kN/cm}$$

$$h_f = 2 * 4,9 + 2,9 = 12,7 \text{ cm}$$

$$v_{Ed} = \frac{T_{Ed}}{h_f} = \frac{3,02}{12,7} = 0,24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

$$\frac{A_{sf} * f_{sk}}{S_f * \gamma_s} = \frac{8,21 * 50}{100 * 1,0} = 2,915 \geq \frac{v_{Ed} * h_f}{\cot \theta_f} = \frac{0,24 * 12,7}{\cot 26,5^\circ} = 1,52$$

$$v = 0,6 * \left(\frac{1-f_{ck}}{250} \right) = 0,6 * \left(\frac{1-25}{250} \right) = 0,54$$

$$v_{Ed} = 0,24 \leq v * f_{cd} * \sin \theta_f * \cos \theta_f = 0,54 * 1,67 * \sin 26,5^\circ * \cos 26,5^\circ = 0,36$$

6.2.2.7 Kontrola pomikov

Karakteristike sovprežnega nosilca

Poenostavitev za stavbe, ki niso namenjene zgolj skladiščenju:

- vpliv tečenja betona

$$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

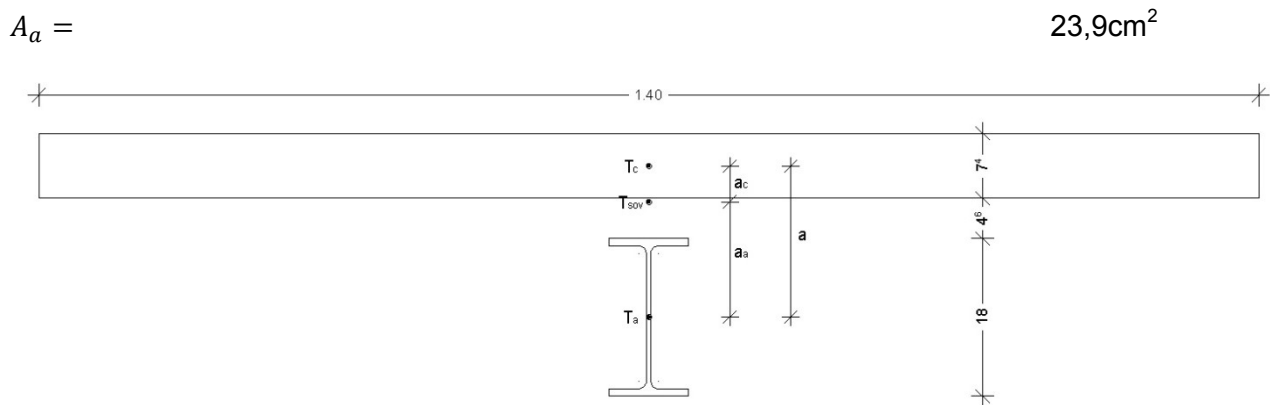
$$E_c = 3100 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{2} = \frac{3100}{2} = 1550 \text{ kN/cm}^2$$

$$n_\infty = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{21000}{1550} = 6,8$$

$$b_{eff} = 140 \text{ cm}$$

$$A_c = b_{eff} * 7,4 = 140 * 7,4 = 1036 \text{ cm}^2$$



Slika 71: Geometrijske karakteristike sovprežnega prereza

$$b_{eff} = 140\text{cm}$$

$$a = \frac{7,4}{2} + 4,6 + \frac{18}{2} = 17,3\text{cm}$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_{\infty}} = 23,9 + \frac{1036}{6,8} = 100,36\text{cm}^2$$

$$a_c = a * \frac{A_a}{A_{sov}} = 17,3 * \frac{23,9}{100,36} = 4,12\text{cm}$$

$$a_a = a * \frac{A_c}{A_{sov}} = 17,3 * \frac{1036}{100,36} = 13,18\text{cm}$$

$$I_a = 1318,17\text{cm}^4$$

$$I_c = \frac{7,4^3 * 140}{12} = 4727,61\text{cm}^4$$

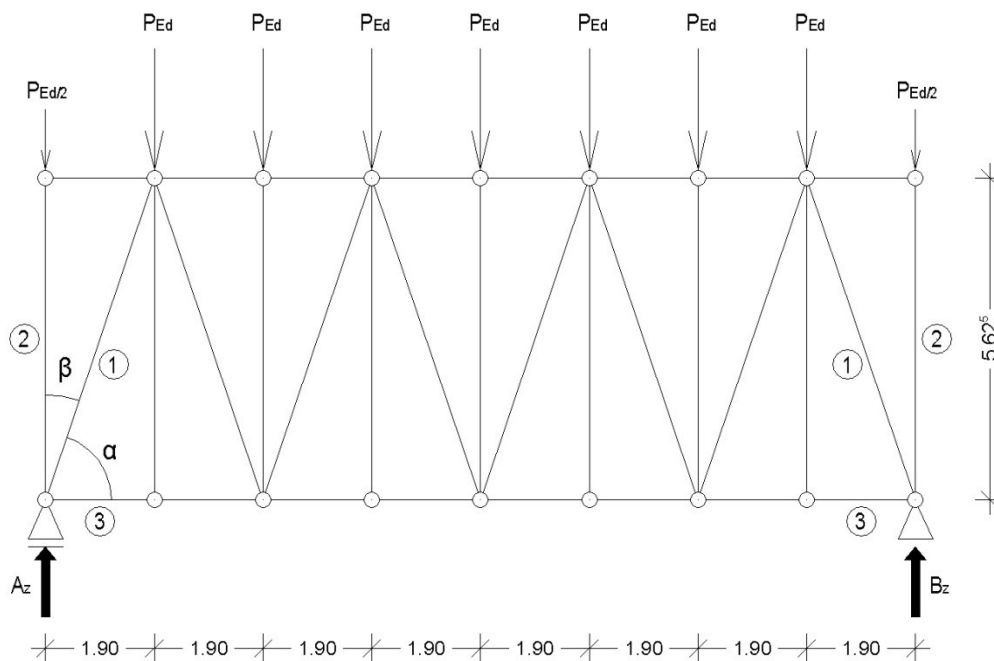
$$I_{sov} = I_a + A_a * a_a^2 + \left(\frac{I_c + A_c * a_c^2}{n_{\infty}} \right) = 1318,17 + 23,9 * 13,18^2 + \left(\frac{4727,61 + 1036 * 4,12^2}{6,8} \right)$$

$$I_{sov} = 8751,23\text{cm}^4$$

6.2.2.8 Kontrola pomikov

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{q_{Ed} * l^4}{I * E} = \frac{5}{384} * \frac{0,23414 * 562,5^4}{8751,23 * 21000} = 1,66\text{cm} \leq \frac{l}{250} = \frac{562,5}{250} = 2,25\text{cm}$$

7 HORIZONTALNO POVEZJE

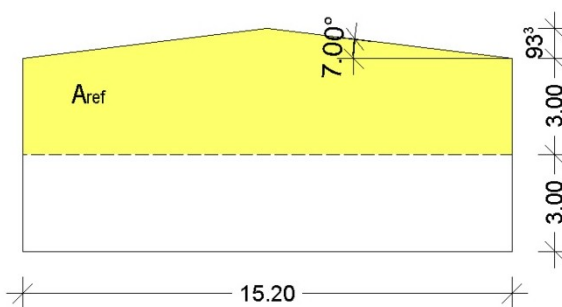


Slika 72: Zasnova horizontalnega povezja

7.1 Obtežba

- sile zaradi obtežbe vetra

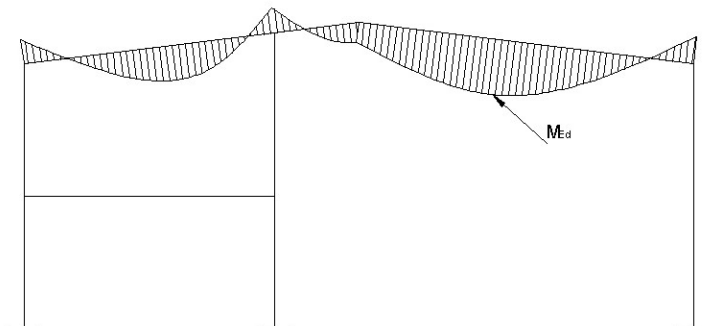
$$P_{Ed}^w = A_{ref} * \frac{W}{n - 1}$$



Slika 73: Prikaz referenčne površine

$A_{ref} =$	52,7m ²
$n =$	9
$w = 1,02 * 0,37 =$	0,38kN/m ²
$P_{Ed}^w = A_{ref} * \frac{W}{n-1} = 52,7 * \frac{0,38}{9-1} =$	2,5kN

- izbočne sile



Slika 74: Prikaz merodajnega momenta M_{Ed}

$$M_{Ed} = 67,94 \text{ kNm}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{67,94}{0,3} = 226,5 \text{ kN}$$

$$\delta_q = \frac{L}{1500}$$

$$m \dots \text{število podprtih elementov} = 3$$

$$\beta = \frac{1}{54,4}$$

$$\sum N_{Ed} = m * N_{Ed} = 3 * 226,5 = 679,5 \text{ kN}$$

$$L = 15,2 \text{ m}$$

$$q_d = \beta * \frac{\sum N_{Ed}}{L} = \frac{1}{54,4} * \frac{679,5}{15,2} = 0,822 \text{ kN/m}$$

$$P_{Ed}^M = 1,9 * q_d = 1,9 * 0,822 = 1,56 \text{ kN}$$

$$P_{Ed} = 1,5 * P_{Ed}^W + 1,0 * P_{Ed}^M = 1,5 * 2,5 + 1,56 = 5,4 \text{ kN}$$

7.2 Obremenitve

7.2.1 Račun reakcij

$$(1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6 + 7) * 1,9 * P_{Ed} + \frac{1,9 * 8 * P_{Ed}}{2} - B_z * 1,9 * 8 = 0$$

$$28 * 1,9 * P_{Ed} + 1,9 * 4 * P_{Ed} - B_z * 1,9 * 8 = 0$$

$$60,8 * P_{Ed} - 15,2 * B_z = 60,8 * 5,4 - 15,2 * B_z = 0$$

$$328,32 - 15,2 * B_z = 0$$

$$B_z = \frac{328,32}{15,2} = 21,6\text{kN}$$

$$B_z = 8 * P_{Ed} - A_z = 8 * 5,4 - A_z$$

$$B_z = 43,2 - A_z$$

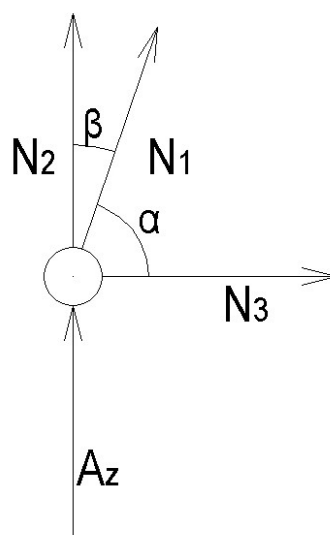
$$A_z = 43,2 - B_z = 43,2 - 21,6 = 21,6\text{kN}$$

7.2.2 Sile v palicah

Račun sile v palici 1 (merodajna palica):

N_i ... osna sila v i -ti palici

$$N_2 = -\frac{P_{Ed}}{2} = -\frac{5,4}{2} = -2,7\text{kN}$$



Slika 75: Prikaz delovanja sil v vozlišču A

$$\beta = 18,7^\circ$$

$\sum z$:

$$A_z + N_2 + \cos \beta * N_1 = 0$$

$$21,6 - 2,7 + \cos 18,7^\circ * N_1 = 0$$

$$N_1 = \frac{-18,9}{\cos 18,7^\circ} = -19,95\text{kN}$$

7.3 Dimenzioniranje diagonal (L110/10; S355)

$$N_{Ed} \text{ (tlak)} = 19,95\text{kN}$$

$$l_u = \sqrt{1,9^2 + 5,625^2} = 5,94\text{m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_u^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 98,6}{594^2} = 57,9 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{21,2 * 35,5}{57,9}} = 3,61$$

Uklonska krivulja b

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi = 0,5 * \left(1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0,5 * (1 + 0,34 * (3,61 - 0,2) + 3,61^2) = 7,596$$

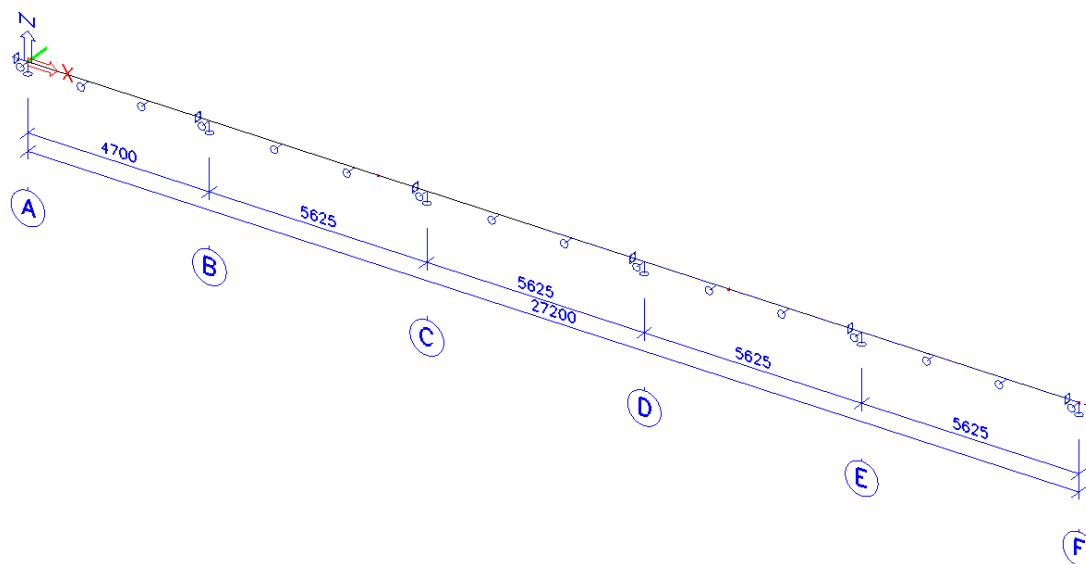
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{7,596 + \sqrt{7,596^2 - 3,61^2}} = 0,07$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,07 * 21,2 * 35,5}{1,0} = 52,7 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{19,95}{52,7} = 0,38 \leq 1,0$$

8 STREŠNA LEGA IPE 160 (S355)

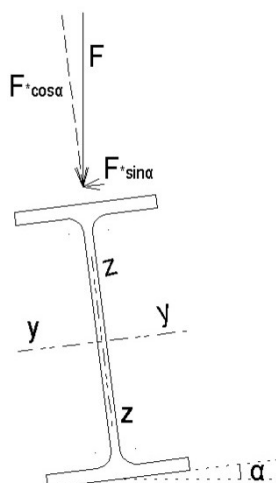
Strešne lege potekajo po vsej dolžini objekta, na medsebojni razdalji 1,91m. Prvi razpon med podporami okoli močne osi je 4,7m, vsi ostali pa so 5,625m. Lege so podprte na 1/3 teh razponov okoli šibke osi z zategami, zatege zagotavljajo tudi bočno podporo. Lege so stikovane s polnopenetriranimi čelnimi zvari.



Slika 76: Računski model strešne lege

8.1 Obtežba

Ker je lega nagnjena za 7° , se vsa obtežba razdeli na dva dela, del, ki obremenjuje okoli močne osi, in del, ki obremenjuje okoli šibke osi. To ne velja za obtežbo z vetrom, saj ta deluje pravokotno na površino strehe, torej obremenjuje lego le okoli močne osi.



Slika 77: Razdelitev sil po komponentah

8.1.1 Stalna obtežba

- Trimo strešni paneli SNV 200 $g_{sp} = 0,35 \cdot 1,91 =$ 0,665kN/m
- lastno težo lege upošteva program

Silo razdelimo

$$\alpha = 7^\circ$$

$$g_{sp,y-y} = g_{sp} \cdot \cos \alpha = 0,665 \cdot \cos 7^\circ = 0,66 \text{ kN/m}$$

$$g_{sp,z-z} = g_{sp} \cdot \sin \alpha = 0,665 \cdot \sin 7^\circ = 0,081 \text{ kN/m}$$

8.1.2 Spremenljiva obtežba**8.1.3 Obtežba snega**

$$q_s = 1,91 \cdot 1,27 = 2,43 \text{ kN/m}$$

$$q_{s,y-y} = q_s \cdot \cos \alpha = 2,43 \cdot \cos 7^\circ = 2,3 \text{ kN/m}$$

$$q_{s,z-z} = q_s \cdot \sin \alpha = 2,43 \cdot \sin 7^\circ = 0,3 \text{ kN/m}$$

8.1.4 Obtežba z vetrom

Merodajna obtežba vetra je v coni strehe H, pri vetru prečno na objekt (smer x) in notranjem srku:

$$q_w = 1,91 \cdot 0,37 \cdot 0,34 = 0,24 \text{ kN/m}$$

8.1.5 Obtežne kombinacije

MSN

$$1,35 \cdot \sum g + 1,5 \cdot q_s + 0,9 \cdot q_w$$

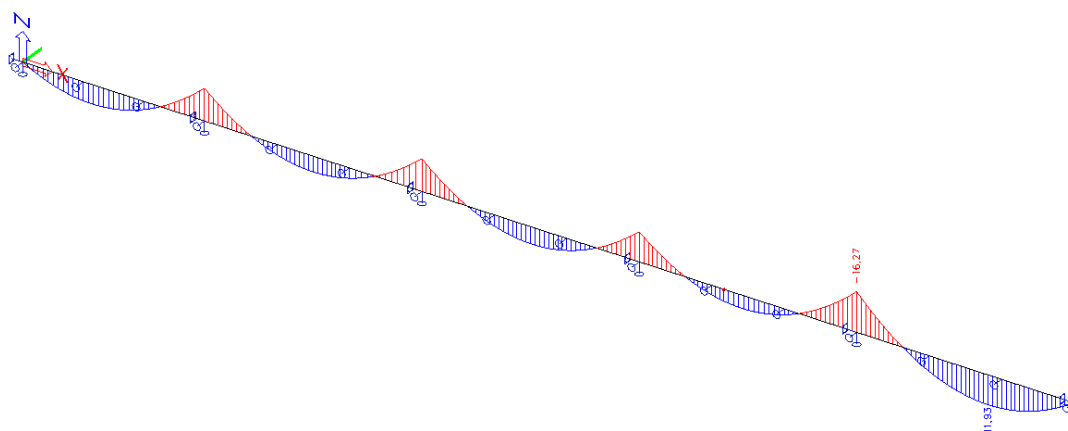
MSU

Upoštevam redko obtežno kombinacijo:

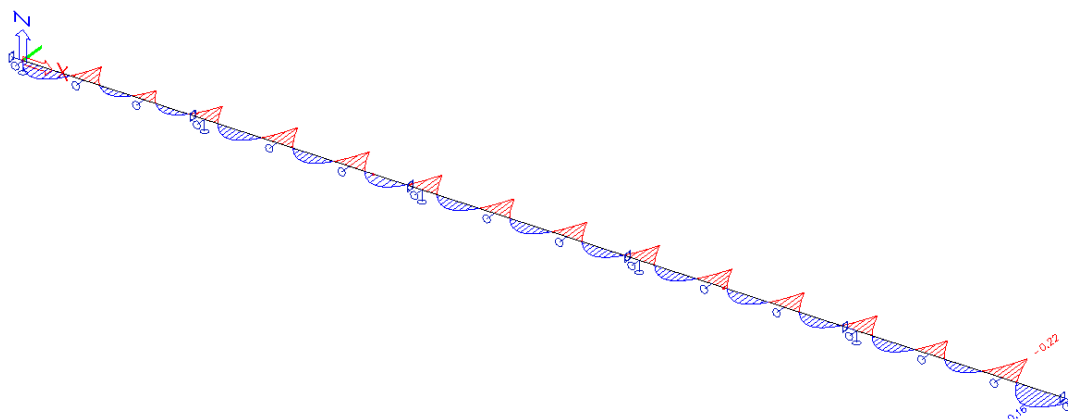
$$1,0 \cdot \sum g + 1,0 \cdot q_s + 0,9 \cdot q_w$$

8.2 Dimenzioniranje

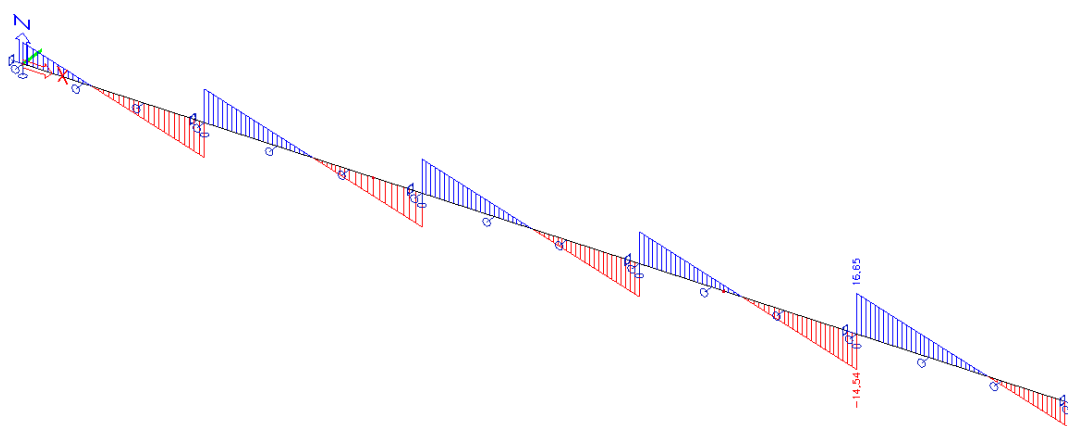
8.2.1 MSN



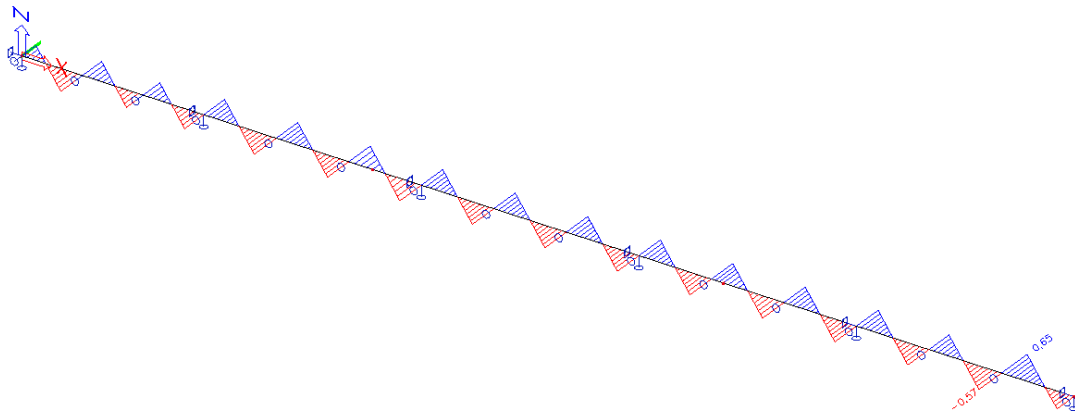
Slika 78: Ovojnica upogibnih momentov $M_{Ed,y}$ [kNm] okoli močne osi y-y



Slika 79: Ovojnica upogibnih momentov $M_{Ed,z}$ [kNm] okoli šibke osi z-z



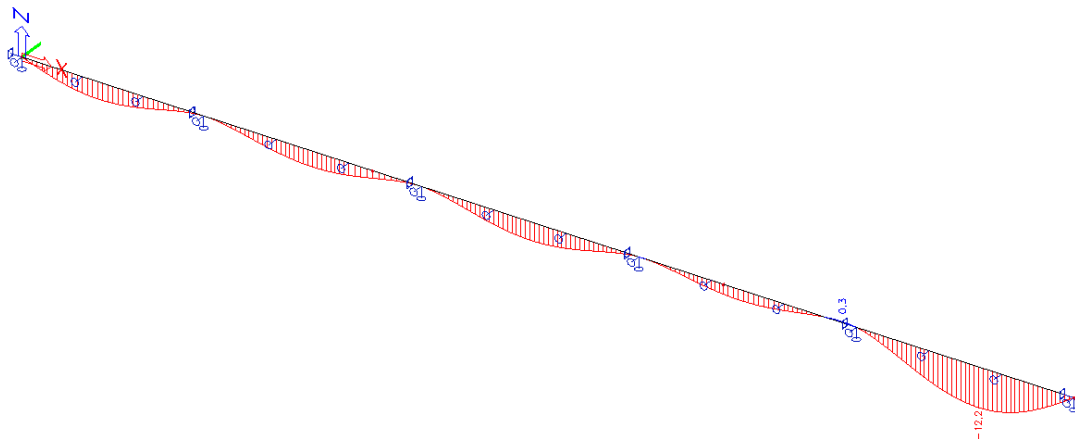
Slika 80: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,z}$ [kN] v osi z-z



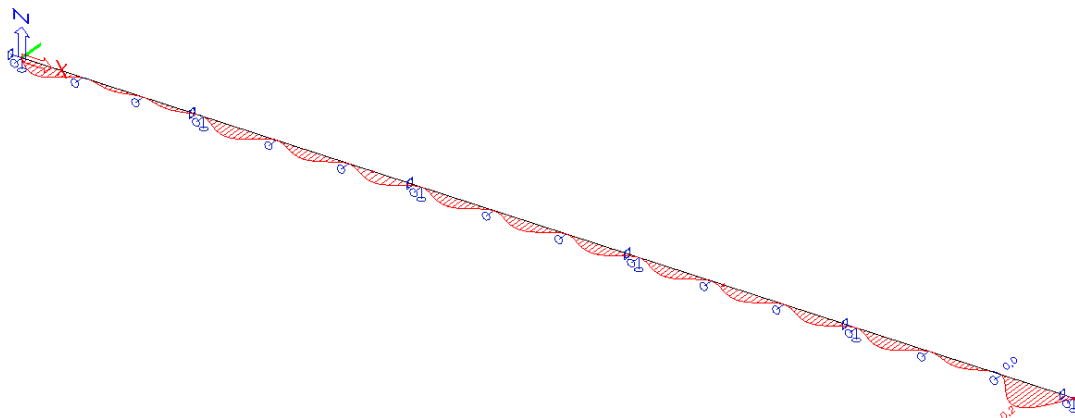
Slika 81: Ovojnica prečnih sil $V_{Ed,y}$ [kN] v osi y-y

Dimenzioniranje in kontrole so izvedene v programu SCIA Engineer in so podane v prilogi E

8.2.2 MSU



Slika 82: Ovojnica pomikov u_z [mm] v smeri osi z-z



Slika 83: Ovojnica pomikov u_y [mm] v smeri osi y-y

$$\delta_{max,z} = 12,2mm \leq \frac{L}{250} = \frac{5625}{250} = 22,7mm$$

$$\delta_{max,y} = 0,2mm \leq \frac{L}{250} = \frac{1875}{250} = 7,5mm$$

8.3 Zatege

Zatege podpirajo strešne lege pri upogibu okoli šibke osi in bočno podpirajo lego pri upogibu okoli močne osi.

8.3.1 Obremenitev

Obremenitve zaradi bočnega podpiranja pri upogibu okoli močne osi

$$M_{Ed} = 11,93\text{kNm}$$

$$h = 0,16\text{m}$$

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{11,93}{0,16} = 74,56\text{kN}$$

$$\delta_q = \frac{L}{1500}$$

$$m \dots \text{število podprtih elementov} = 4$$

$$\beta = \frac{1}{55,6}$$

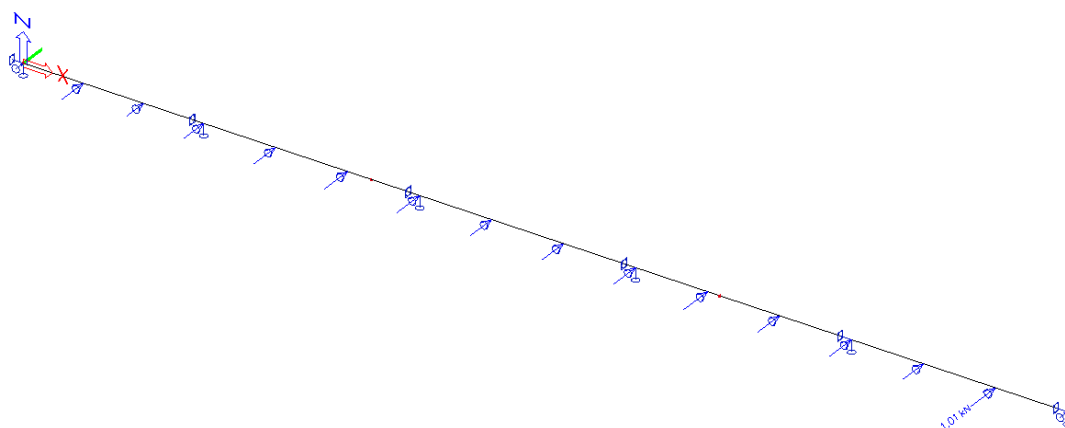
$$\Sigma N_{Ed} = m * N_{Ed} = 4 * 74,56 = 298,24\text{kN}$$

$$L = 5,625\text{m}$$

$$q_d = \beta * \frac{\Sigma N_{Ed}}{L} = \frac{1}{55,6} * \frac{298,24}{5,625} = 0,954\text{kN/m}$$

$$P_{Ed}^M = 1,875 * q_d = 1,875 * 0,954 = 1,79\text{kN}$$

Obremenitve zaradi podpiranja pri upogibu okoli šibke osi



Slika 84: Reakcije R_y [kN] strešne podkonstrukcije

$$P_{Ed}^{Ry} = 1,01 \text{ kN}$$

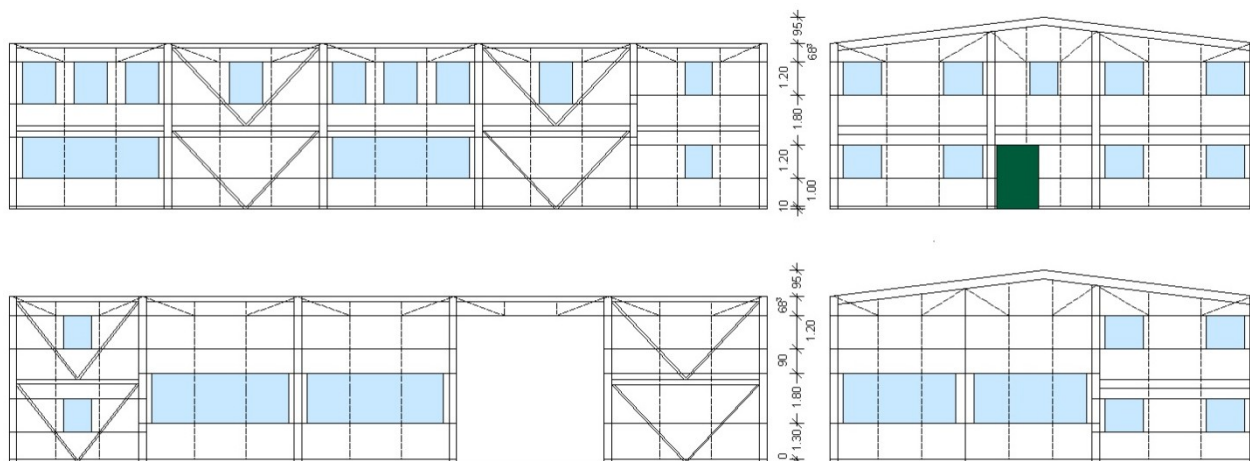
$$P_{Ed} = P_{Ed}^{Ry} + P_{Ed}^M = 1,01 + 1,76 = 2,79 \text{ kN}$$

$$A_{pot} \leq \frac{P_{Ed} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2,79 * 1,0}{35,5} = 0,0786 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_{pot}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0,0786}{\pi}} = 0,3136 \text{ cm}$$

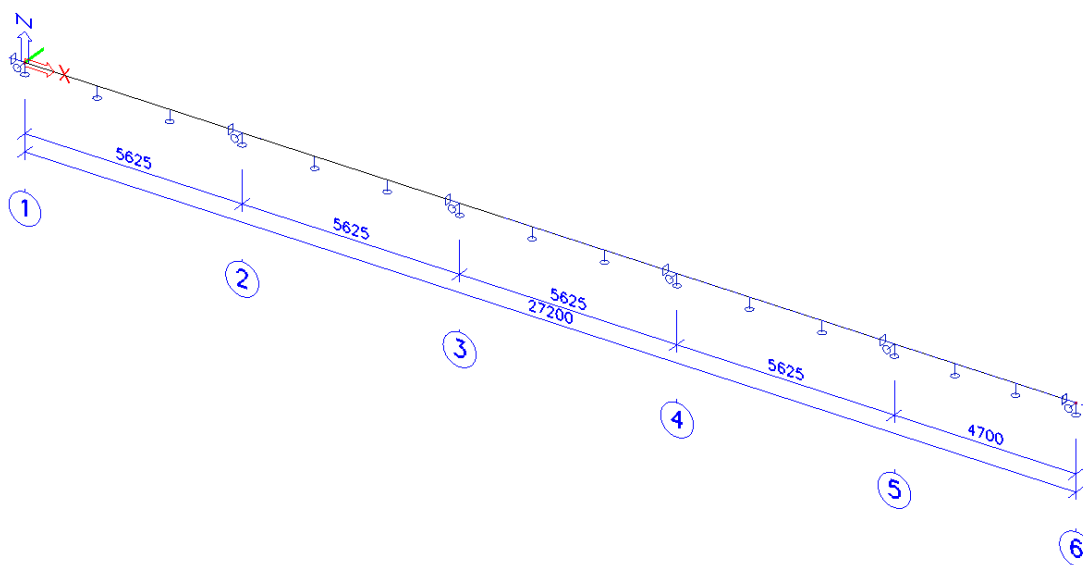
Izberem palice $\phi 8$

9 FASADNA PODKONSTRUKCIJA



Slika 85: Zasnova fasadne konstrukcije

Fasadne lege potekajo vzdolž celotnega objekta, na fasadne lege so pritrjeni Trimo fasadni paneli. Prvi razpon med podporami okoli močne osi znaša 4,7m, vsi ostali 5,625m. Lege so podprte na 1/3 teh razponov okoli šibke osi z zategami, zatege zagotavljajo tudi bočno podporo. Lege so stikovane s polnopenetriranimi čelnimi zvari.



Slika 86: Računski model vzdolžne fasadne lege

9.1 Obremenitve

9.1.1 Stalna obtežba

- lastna teža konstrukcije (upošteva program)
 - fasadni paneli Trimo FTV HL 150 $g_{fp} = 0,275\text{kN/m}^2$
- $g_{fp,linijska} = 0,275 * 1,5 = 0,413\text{kN/m}$

9.1.2 Spremenljiva obtežba (obtežba vetra)

Najbolj neugoden vpliv vetra je v primeru površine D, v kombinaciji z notranjim srkom ($c_p = +1,028$).

$$q_w = 1,028 * 0,37 = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,linijska} = 1,028 * 0,37 * 1,5 \text{ m} = 0,57 \text{ kN/m}$$

9.1.3 Obtežne kombinacije

MSN

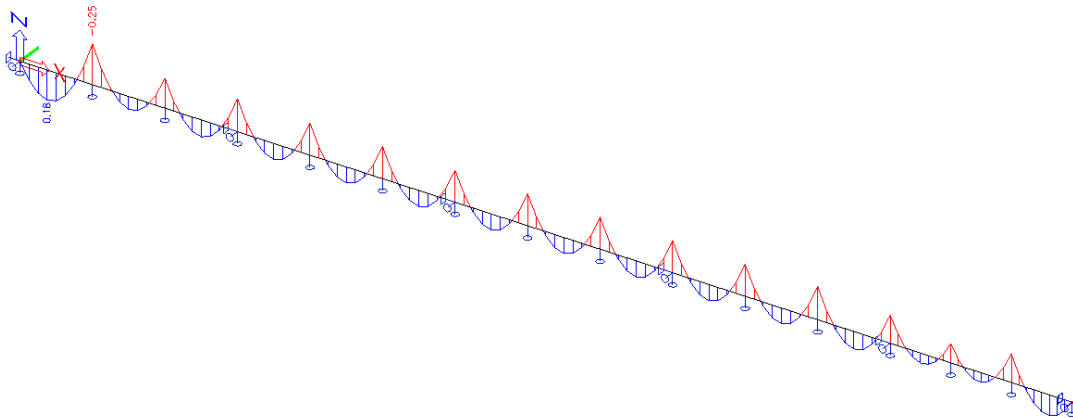
$$1,35 * \sum g + 1,5 * q_w$$

MSU

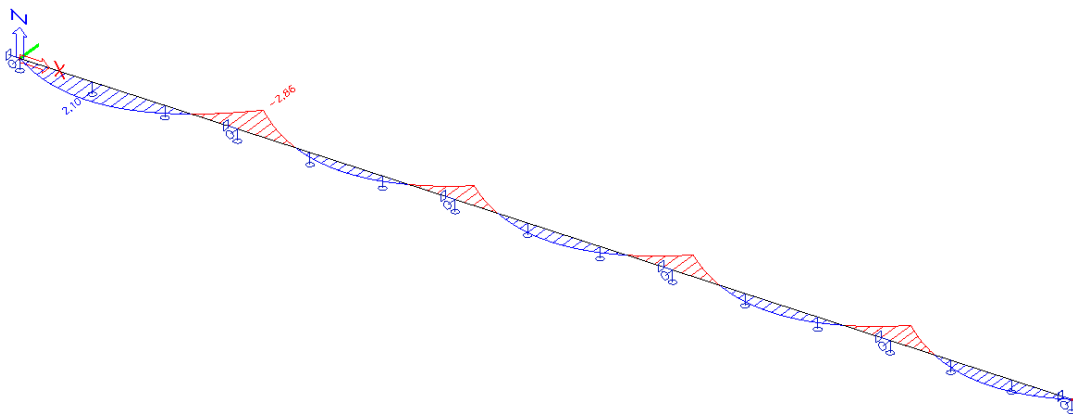
$$1,0 * \sum g + 1,0 * q_w$$

9.2 Dimenzioniranje

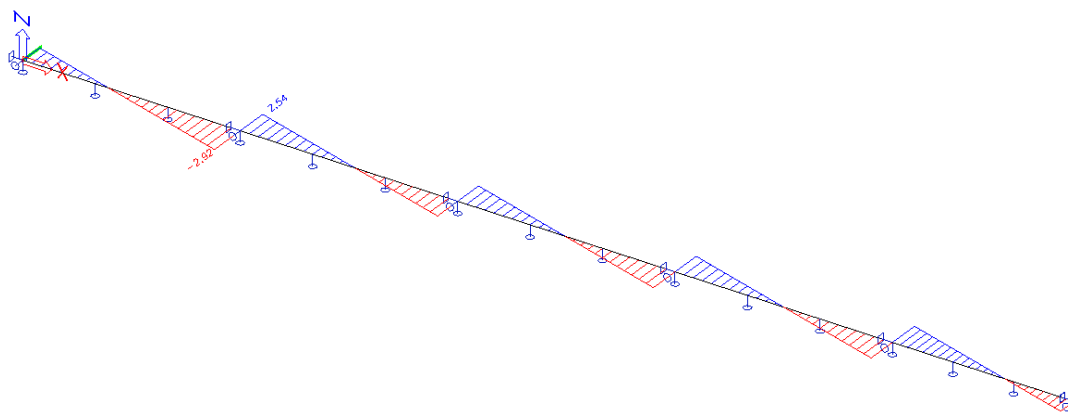
9.2.1 MSN



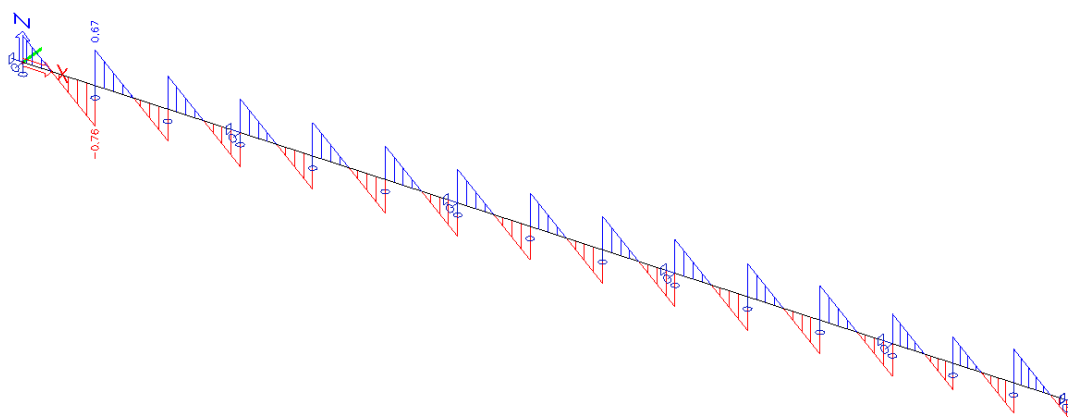
Slika 87: Ovojnica upogibnih momentov M_z [kNm] okoli šibke osi z–z



Slika 88: Ovojnica upogibnih momentov M_y [kNm] okoli močne osi y–y



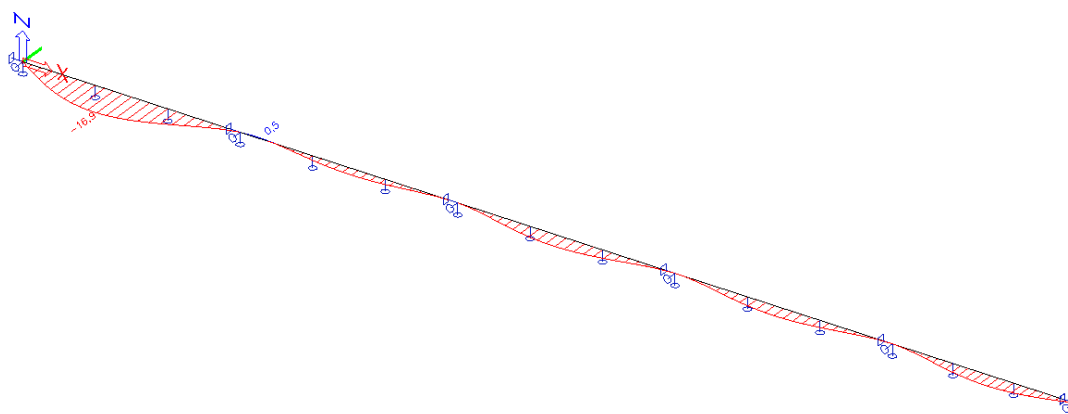
Slika 89: Ovojnica prečnih sil V_z [kN] v smeri osi z–z



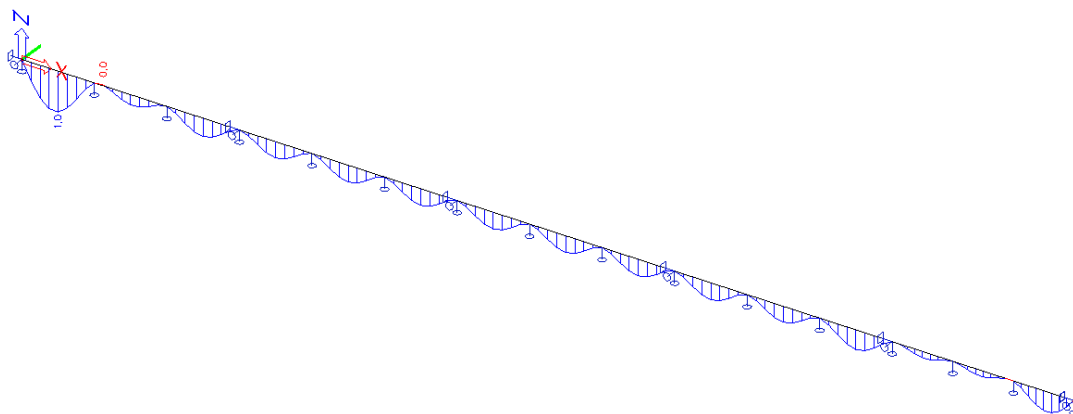
Slika 90: Ovojnica prečnih sil V_y [kN] v smeri osi y–y

Dimenzioniranje in kontrole so izvedene v programu SCIA Engineer in so podane v prilogi F

9.2.2 MSU



Slika 91: Ovojnica horizontalnih pomikov u_y [mm] fasadne konstrukcije

Slika 92: Ovojnica vertikalnih pomikov u_z [mm] fasadne podkonstrukcije

$$\delta_{max,z} = 1,0mm \leq \frac{L}{250} = \frac{1875}{250} = 7,5mm$$

$$\delta_{max,y} = 16,9mm \leq \frac{L}{250} = \frac{5625}{250} = 22,5mm$$

9.3 Zatege

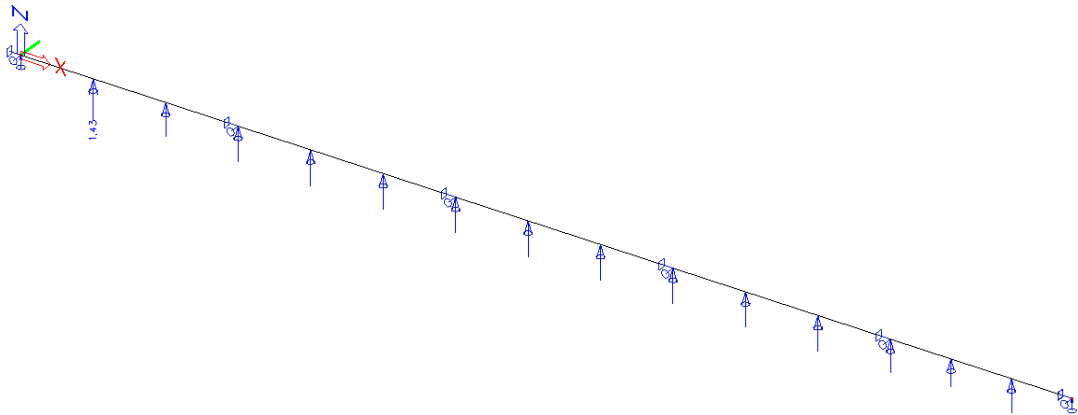
Zatege podpirajo fasadne lege pri upogibu okoli šibke osi in bočno podpirajo lego pri upogibu okoli močne osi.

9.3.1 Obremenitev

Obremenitve zaradi bočnega podpiranja pri upogibu okoli močne osi

$M_{Ed} =$	2,1kNm
$h =$	0,08m
$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{2,1}{0,08} =$	26,25kN
$\delta_q =$	$\frac{L}{1500}$
$m \dots$ število podprtih elementov =	5
$\beta =$	$\frac{1}{56,4}$
$\sum N_{Ed} = m * N_{Ed} = 5 * 26,25 =$	131,25kN
$L =$	5,625m
$q_d = \beta * \frac{\sum N_{Ed}}{L} = \frac{1}{56,4} * \frac{131,25}{5,625} =$	0,414kN/m
$P_{Ed}^M = 1,5 * q_d = 1,5 * 0,414 =$	0,58kN

Obremenitve zaradi podpiranja pri upogibu okoli šibke osi



Slika 93: Reakcije R_z [kN] fasadne podkonstrukcije

$$P_{Ed}^{R_z} = 1,43 \text{ kN}$$

$$P_{Ed} = P_{Ed}^{R_z} + P_{Ed}^M = 1,43 + 0,58 = 2,01 \text{ kN}$$

$$A_{pot} \leq \frac{P_{Ed} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2,01 * 1,0}{35,5} = 0,057 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_{pot}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0,057}{\pi}} = 0,27 \text{ cm}$$

Izberem palice $\phi 8$

10 OCENA NOSILNOSTI TEMELJNIH TAL

Temelji so del konstrukcije, ki omogoča prenos obtežbe iz objekta na temeljna tla. So ključnega pomena za stabilnost konstrukcije.

Evropski standart SIST EN 1997-1-2005 zahteva, da se pri izbiri globine temeljenja preveri:

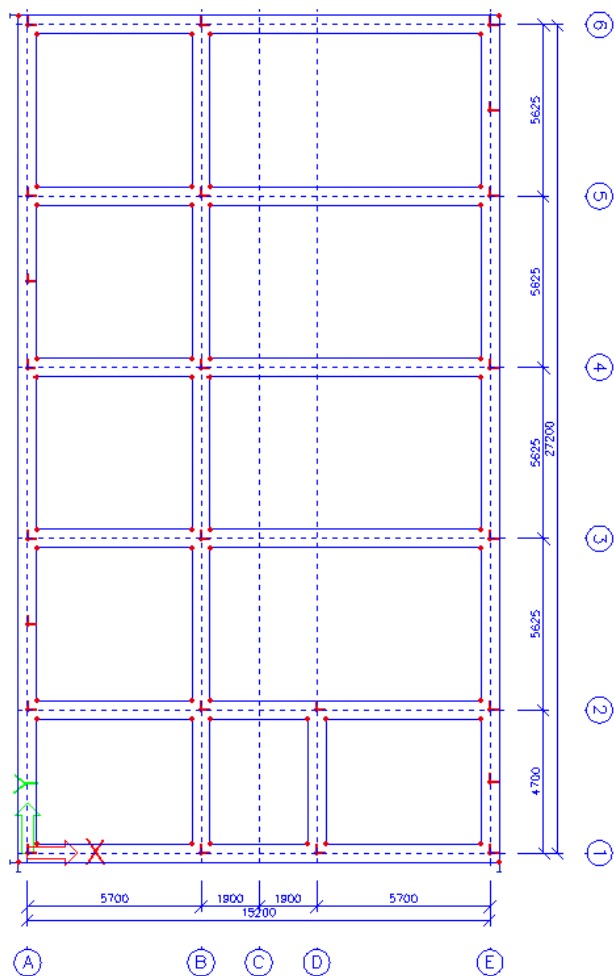
- doseganje ustrezne nosilnosti plasti;
- globino, do katere je zemljina izpostavljena poškodbam zaradi zmrzovanja;
- nivo talne vode in težave, ki se lahko pojavijo, kadar je izkop, predviden za temelje, pod tem nivojem;
- možne premike temeljnih tal in zmanjšanje trdnosti nosilnega sloja zaradi vode, podnebnih vplivov in gradbenih del;
- vplivov izkopov na bližnje temelje in objekte;
- pričakovane izkope za infrastrukturo v bližini temeljev;
- visoke ali nizke temperature, ki izvirajo iz objekta;
- izpodjedanja temelja;
- vpliv spreminjanja vlažnosti zaradi menjave dolgotrajnih sušnih in sledečih deževnih obdobj na lastnosti volumnsko nestabilnih zemljin v sušnih podnebnih področjih;
- prisotnost topljivih mineralov v tleh (apnenec, glinovec, kamena sol)

[SIST EN 1997-1,2005, 6.4 Projektne in konstrukcijske zahteve, str. 52].

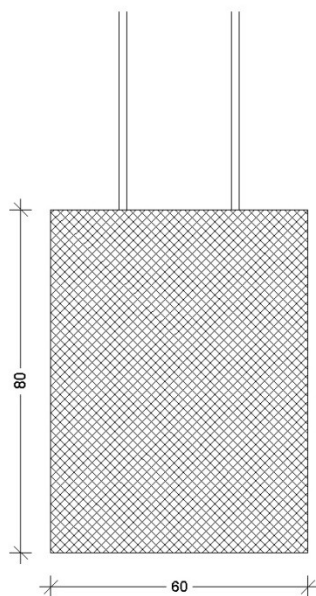
10.1 Zasnova pasovnih temeljev

Objekt je lociran v Komendi, in sicer v Mostah. Tla, na katerih leži objekt, so predpostavljena kot dobro nosilna, na katere pa se nasuje tamponska plast čistega nezamuljenega gramoza. Ko se naredi izkop, se izvede tudi preiskava zemljine. O tem se obvesti projektanta, ki na podlagi analize zemljine določi debelino tamponske plasti.

Temelji so modelirani kot ploskovni elementi, na elastični podlagi. Modul reakcije tal je ocenjen na 100000kN/m^3 .



Slika 94: Zasnova pasovnih temeljev



Slika 95: Prečni prerez temeljev

10.2 Obtežba pasovnih temeljev

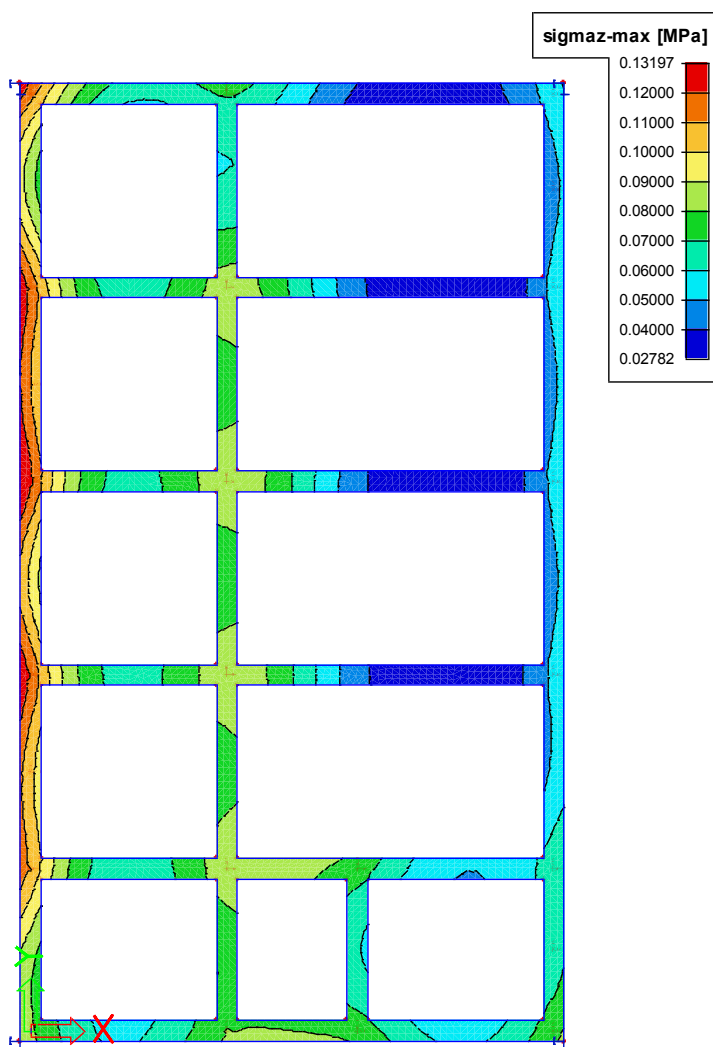
Obtežba, ki deluje na temelje, je obtežba, ki deluje na konstrukcijo in se iz nje prenaša na temelje.

Obtežne kombinacije za MSN se izračunajo po:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

10.3 Obremenitve temeljnih tal

10.3.1 MSN

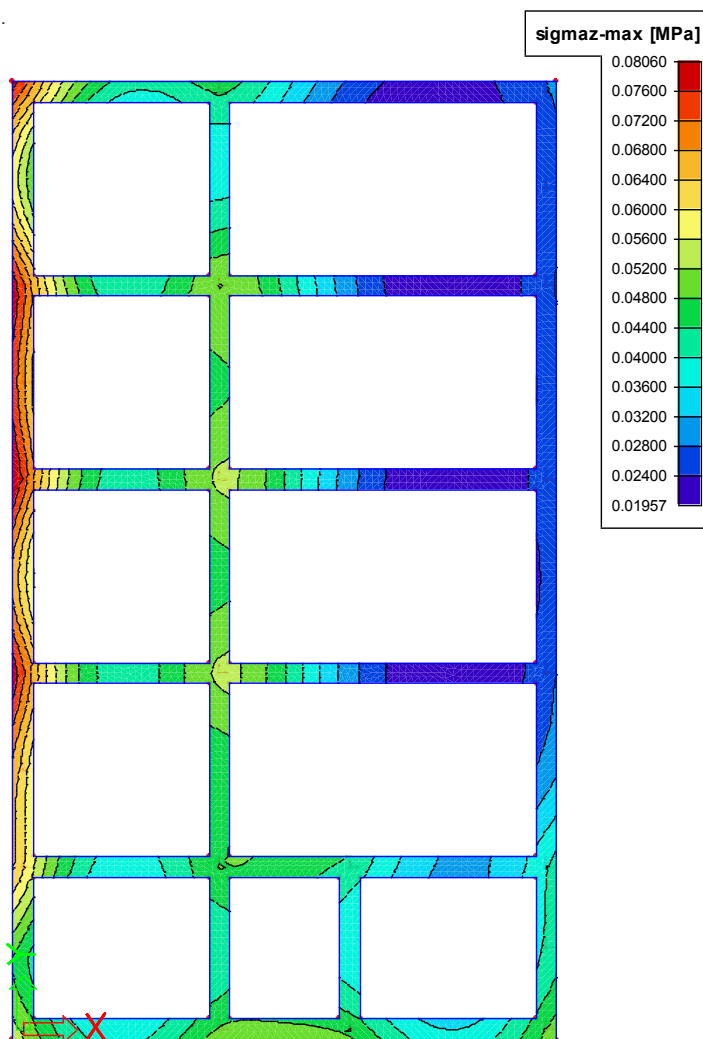


Slika 96: Ovojnica kontaktnih tlakov σ_z [MPa] med temeljem in tlemi za MSN

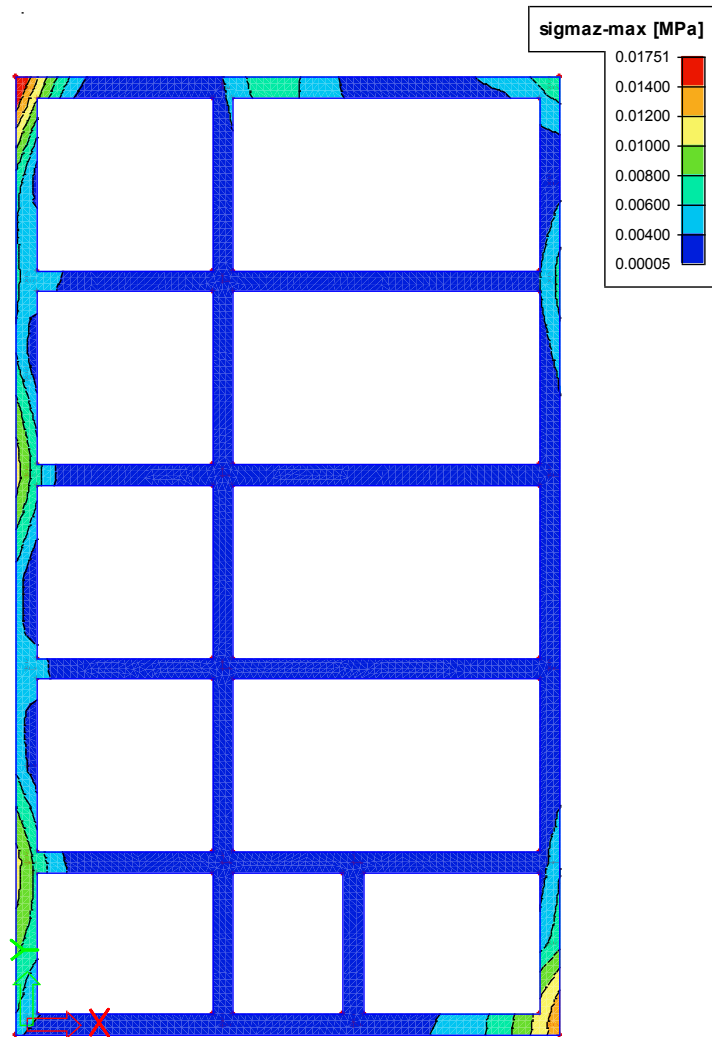
$$\sigma_z^{MSN} =$$

131,97kPa

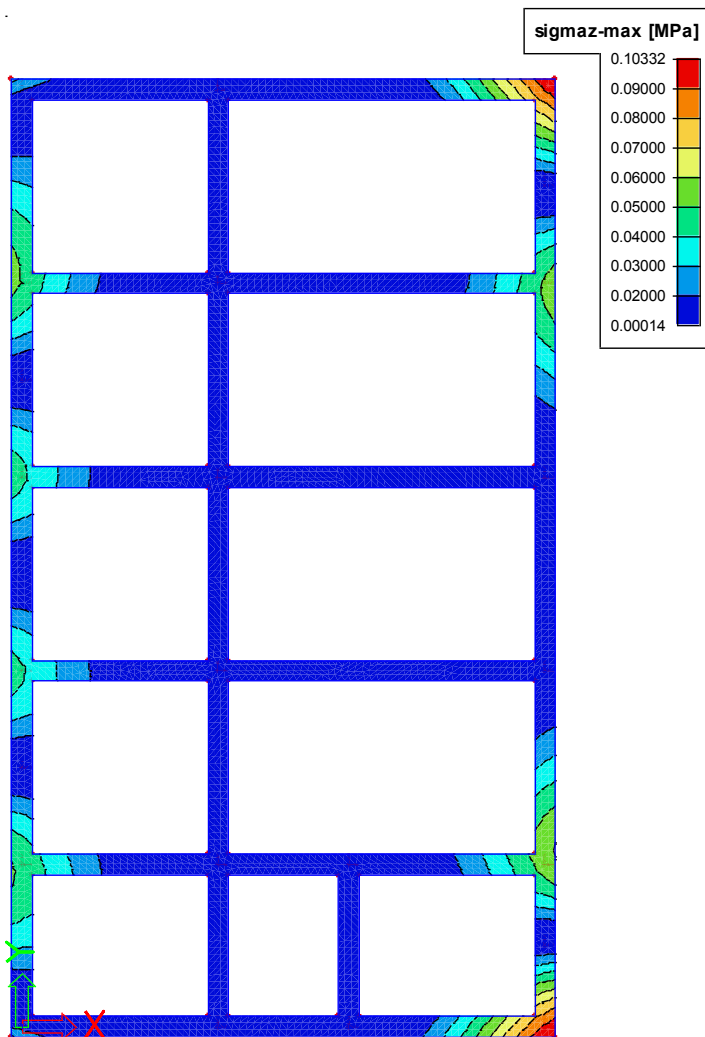
10.3.2 Potresna obtežna kombinacija



Slika 97: Ovojnica kontaktnih tlakov $\bar{\sigma}_z$ [MPa] za gravitacijski del potresne obtežne kombinacije



Slika 98: Ovojnica kontaktnih tlakov σ_z [MPa] za seizmični del potresne obtežne kombinacije v smeri x



Slika 99: Ovojnica kontaktnih tlakov σ_z [MPa] za seizmični del potresne obtežne kombinacije v smeri y

Temelji so varovani, zato se projektne kontaktne tlake izračuna:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} * \Omega * E_{F,E}$$

$E_{F,G}$... učinek gravitacijskega dela potresne obtežne kombinacije

$E_{F,E}$... učinek seizmičnega dela potresne obtežne kombinacije

Pasovni temelji:

$$\Omega = 1,0$$

$$\gamma_{Rd} = 1,4$$

Potresne obtežne kombinacije:

$$E_{F,E}^x = 17,51 \text{ kPa}$$

$$E_{F,E}^y = 103,32 \text{ kPa}$$

$$E_{F,E}^I = 1,0 * E_{F,E}^x + 0,3 * E_{F,E}^y = 17,51 + 0,3 * 103,32 = 48,51 \text{ kPa}$$

$$E_{F,E}^{II} = 0,3 * E_{F,E}^x + 1,0 * E_{F,E}^y = 0,3 * 17,51 + 103,32 = 108,57 \text{kPa}$$

$$E_{F,E} = \max \begin{cases} E_{F,E}^I = 48,51 \\ E_{F,E}^{II} = 108,57 \end{cases} = 108,57 \text{kPa}$$

$$E_{F,G}(\text{konzervativno}) = 80,6 \text{kPa}$$

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} * \Omega * E_{F,E} = 80,6 + 1,4 * 1,0 * 108,57 = 232,6 \text{kPa}$$

10.3.3 Projektna obremenitev temeljnih tal

$$\sigma_{Ed} = \max \begin{cases} E_{Fd} = 232,6 \text{kPa} \\ \delta_z^{MSN} = 131,97 \text{kPa} \end{cases} = 232,6 \text{kPa}$$

10.4 Nosilnost temeljnih tal

Ker so gramozna temeljna tla brez kohezije in konsolidacija poteče takoj, ko se tla obremeni, se preveri samo nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih.

$$\varphi' = 37,5^\circ$$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'}{1,25} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 37,5^\circ}{1,25} \right) = 31,54^\circ$$

$$c' = 0$$

$$c_u = 0$$

$$\gamma' = 19,0 \text{kN/m}^3$$

Kontrola nosilnosti temeljnih tal v dreniranih pogojih

$$q' = \gamma' * D = 19,0 * 0,8 = 15,2 \text{kN/m}^2$$

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi'_d} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'_d}{2} \right) = e^{\pi * \tan 31,54} * \tan^2 \left(45 + \frac{31,54}{2} \right) = 21,96$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi'_d = 2 * (21,96 - 1) * \tan 31,54 = 25,73$$

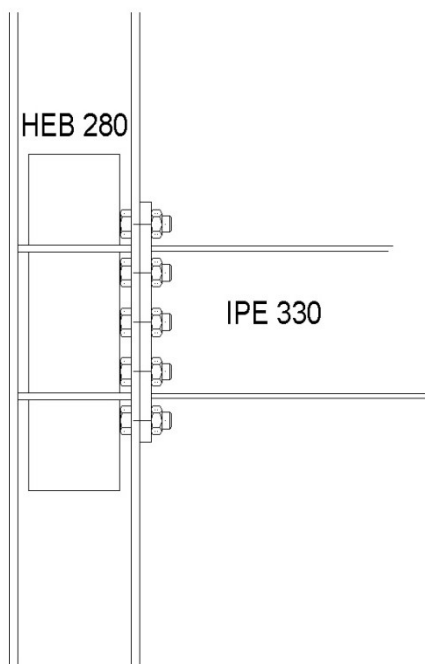
$$R/A' = q' * N_q + 0,5 * \gamma' * B * N_\gamma = 15,2 * 21,96 + 0,5 * 19 * 1,0 * 25,73 = 578,63 \text{kPa}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{R/A'} = \frac{232,6}{578,63} = 0,402 \leq 1,0$$

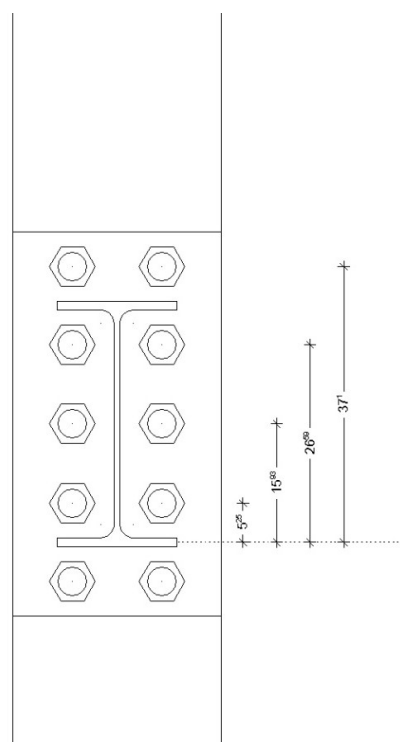
11 DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH SPOJEV

11.1 Momentni spoj prečka IPE 330–steber HEB 280

Spoj spada v C kategorijo spojev (torni spoji v MSN)



Slika 100: Zasnova momentnega spoja prečka IPE 330–steber HEB 280



Slika 101: Razporeditev vijakov na spoju prečka IPE 330–steber HEB 280

11.1.1 Materiali

Jeklo S355

Vijaki M36 10⁹ ($f_{ub}=100\text{kN/cm}^2$)

11.1.2 Obremenitve

Spoji so varovani. Za spoje, ki ne sipajo energije in so izvedeni z vijaki SIST EN1998-1:2005, zahteva, da se dimenzionirajo na obremenitve, ki jih izračunamo:

$$R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$

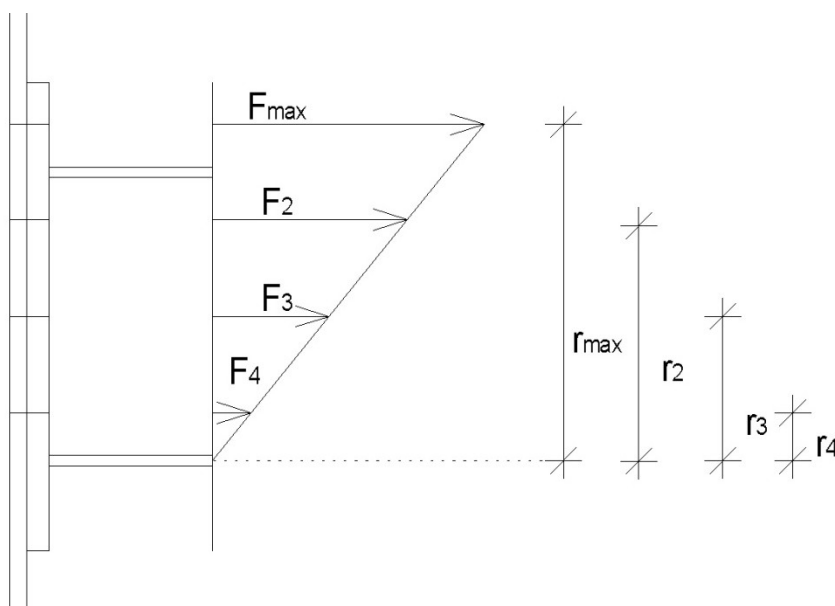
$$M_{pl,Rd}^{IPE\ 330} = \frac{W_{pl,Rd}^{IPE\ 330} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{804 * 35,5}{1,0} = 285,42\text{kNm}$$

$$M_{Ed} = 1,1 * 1,25 * M_{pl,Rd}^{IPE\ 330} = 1,1 * 1,25 * 285,42 = 392,45\text{kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = V_{Ed,G} + \frac{2 * M_{pl,Rd}^{IPE\ 330}}{L} = 117,46 + \frac{2 * 285,42}{5,7} = 217,6\text{kN}$$

11.1.2.1 Obremenitve na posamezne vrste vijakov

$$F_{max} = \frac{M_{Ed} * r_{max}}{\sum r_i^2}$$



Slika 102: Razporeditev sil na posamezne vrste vijakov

$$r_{max} = 37,11\text{cm}$$

$$r_2 = 26,59\text{cm}$$

$$r_3 = 15,93\text{cm}$$

$$r_4 = 5,26\text{cm}$$

$$\sum r_i^2 = r_{max}^2 + r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 = 37,11^2 + 26,59^2 + 15,93^2 + 5,26^2 = 2365,61\text{cm}^2$$

$$F_{max} = \frac{39245 * 37,11}{2365,61} = 615,65\text{kN}$$

$$F_2 = \frac{F_{max} \cdot r_2}{r_{max}} = \frac{615,65 \cdot 26,59}{37,11} = 441,12 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{F_{max} \cdot r_3}{r_{max}} = \frac{615,65 \cdot 15,93}{37,11} = 264,28 \text{ kN}$$

$$F_4 = \frac{F_{max} \cdot r_4}{r_{max}} = \frac{615,65 \cdot 5,26}{37,11} = 87,3 \text{ kN}$$

11.1.2.2 Razporeditev sil na posamezne vijake v vrstah

$$F_i^1 = \frac{F_i}{2}$$

F_i^1 ... sila na en vijak v i - ti vrsti

$$F_{max}^1 = \frac{F_{max}}{2} = \frac{615,65}{2} = 307,825 \text{ kN}$$

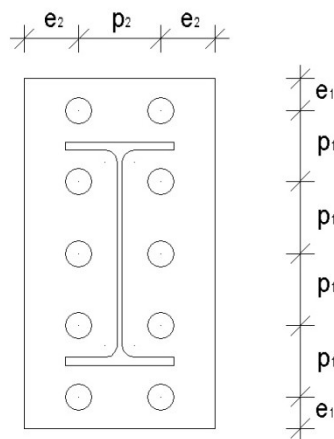
$$F_2^1 = \frac{F_2}{2} = \frac{441,12}{2} = 220,56 \text{ kN}$$

$$F_3^1 = \frac{F_3}{2} = \frac{264,28}{2} = 132,14 \text{ kN}$$

$$F_4^1 = \frac{F_4}{2} = \frac{87,3}{2} = 43,65 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed}^1 = \frac{V_{Ed}}{10} = \frac{217,61}{10} = 21,76 \text{ kN}$$

11.1.3 Kontrola nosilnosti vijakov



Slika 103: Razpored vijakov

$$e_1 = 4,68 \text{ cm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 3,9 = 4,68 \text{ cm}$$

$$e_2 = 8,005 \text{ cm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 3,9 = 4,68 \text{ cm}$$

$$p_1 = 10,67 \text{ cm} \geq 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 3,9 = 8,58 \text{ cm}$$

$$p_2 = 11,99 \text{ cm} \geq 1,2 \cdot d_0 = 4,2 \cdot 3,9 = 9,36 \text{ cm}$$

- kontrola natezne nosilnosti vijakov M36 10⁹

$$A = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,17\text{cm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 * 100 * 8,17}{1,25} = 588,2\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = \frac{307,825}{588,2} = 0,523 \leq 1,0$$

- kontrola strižne nosilnosti vijakov (strižna ravnina mora potekati skozi steblo vijaka!)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 100 * 10,18}{1,25} = 488,6\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{21,76}{488,6} = 0,045 \leq 1,0$$

- kontrola torne nosilnosti spoja (kategorija C)

$$k_s(\text{običajne luknje}) = 1,0$$

$$n \dots \text{št. tornih površin} = 10$$

$$\mu(\text{razred torne površine B}) = 0,4$$

$$F_{p,c} = 0,7 * f_{ub} * A_s = 0,7 * 100 * 8,17 = 571,9\text{kN}$$

$$0,8 * F_{t,Ed} = 0,8 * 307,825 = 246,26\text{kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu * (F_{p,c} - 0,8 * F_{t,Ed})}{1,25} = \frac{1,0 * 10 * 0,4 * (571,9 - 246,26)}{1,25} = 1042,1\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{F_{s,Rd}} = \frac{217,6}{1042,1} = 0,21 \leq 1,0$$

- kontrola interakcije upogib–strig

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} = \frac{21,76}{488,6} + \frac{307,825}{1,4 * 588,2} = 0,4 \leq 1,0$$

11.1.4 Dimenzioniranje zvarov

Predpišem polnopenetrirane čelne zware.

11.1.5 Kontrole čelne pločevine

- kontrola nosilnosti na bočni pritisk

$$t = 2,5\text{cm}$$

$$d = 3,6\text{cm}$$

$$d_0 = 3,9\text{cm}$$

$$f_u = 49\text{kN/cm}^2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3*d_0} = \frac{4,68}{3*3,9} = 0,4 \\ \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4} = \frac{10,67}{3*3,9} - \frac{1}{4} = 0,662 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,4$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,8*e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8*8,006}{3,9} - 1,7 = 4,044 \\ \frac{1,4*p_2}{d_0} - 1,7 = \frac{1,4*11,99}{3,9} - 1,7 = 2,6 \\ 2,5 \end{array} \right. = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1*\alpha_b*f_u*d*t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,4*49*3,6*2,5}{1,25} = 352,8\text{kN}$$

$$\frac{F_{b,Rd}}{F_{v,Rd}} = \frac{352,8}{488,6} = 0,722 \leq 0,8$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{21,76}{352,8} = 0,062 \leq 1,0$$

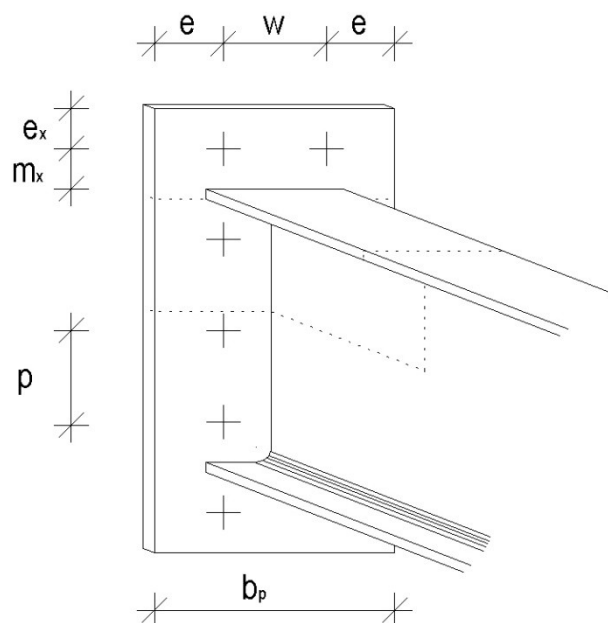
- kontrola odpornosti proti preboju pločevine

$$d_m = 5,73\text{cm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6*\pi*d_m*t_p*f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6*\pi*5,73*2,5*49}{1,25} = 1058,5\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{307,83}{1058,5} = 0,291 \leq 1,0$$

11.1.5.1 Kontrola čelne pločevine v upogibu



Slika 104: Parametri čelne pločevine za izračun nadomestnega T modela

$e_x =$	4,68cm
$m_x =$	4,68cm
$e =$	8cm
$w =$	11,99cm
$p =$	10,67cm
$b_p =$	28cm

Posamezne vrste vijakov

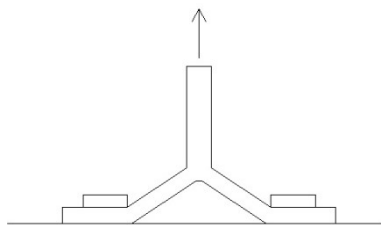
- vrsta vijakov nad natezno pasnico

efektivna širina nadomestnega T modela:

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 * \pi * m_x = 2 * \pi * 4,68 = 29,41 \\ \pi * m_x + w = \pi * 4,68 + 11,99 = 26,7 \\ \pi * m_x + 2 * e = \pi * 4,68 + 2 * 8 = 30,7 \end{cases} = 26,7\text{cm}$$

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 4 * m_x + 1,25 * e_x = 4 * 4,68 + 1,25 * 4,68 = 24,57 \\ e + 2 * m_x + 0,625 * e_x = 8 + 2 * 4,68 + 0,625 * 4,68 = 20,85 \\ 0,5 * b_p = 0,5 * 28 = 14 \\ 0,5 * w + 2 * m_x + 0,625 * e_x = 0,5 * 11,9 + 2,625 * 4,68 = 18,28 \end{cases} = 14\text{cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi)



Slika 105: Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 26,7 \\ l_{eff,nc} = 14 \end{cases} = 14\text{cm}$$

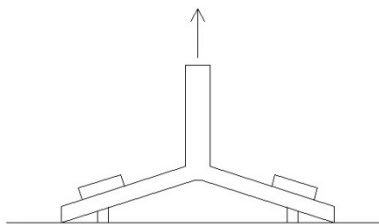
$$m = m_x = 4,68\text{cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 14 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 776,56\text{kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 776,56}{4,68} = 663,73\text{kN}$$

$$\frac{F_{max}}{F_{T,1,Rd}} = \frac{615,65}{663,73} = 0,93 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi)



Slika 106: Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 14\text{cm}$$

$$m = m_x = 4,68\text{cm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,68 = 5,85 \end{array} \right. = 5,85\text{cm}$$

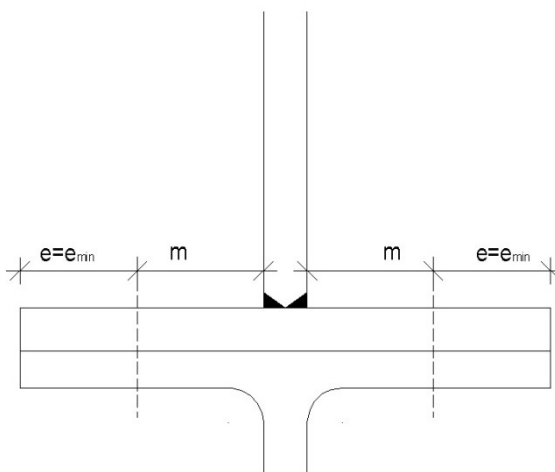
$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 14 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 776,56\text{kNcm}$$

$$\Sigma F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4\text{kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 776,56 + 5,85 * 1176,56}{4,68 + 5,85} = 801,1\text{kN}$$

$$\frac{F_{max}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{615,65}{801,1} = 0,77 \leq 1,0$$

- prva vrsta pod natezno pasnico

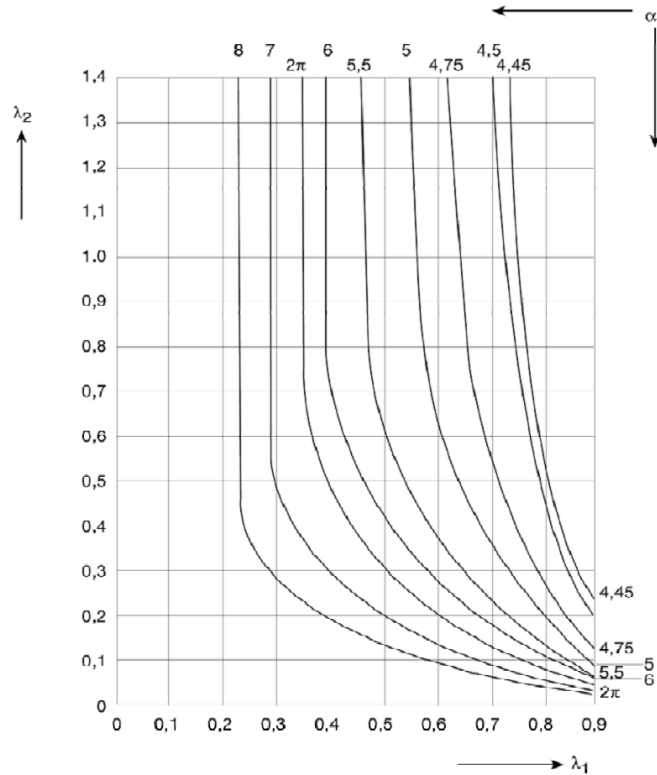


Slika 107: Grafični prikaz e in m

$$m = 5,62\text{cm}$$

$$e = 8\text{cm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 5,62 = 35,31\text{cm}$$

Slika 108: Graf za določitev α [SIST EN 1993-8:2005]

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{5,62}{8+5,62} = 0,413$$

$$m_2 = 4,68\text{cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{4,68}{8+5,62} = 0,344$$

$$\alpha = 6,642$$

$$l_{eff,nc} = \alpha * m = 6,642 * 5,62 = 37,33\text{cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 35,31 \\ l_{eff,nc} = 37,33 \end{cases} = 35,31\text{cm}$$

$$m = 5,62\text{cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 35,31 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 1958,6\text{kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 1958,6}{5,62} = 1394,02\text{kN}$$

$$\frac{F_2}{F_{T,1,Rd}} = \frac{441,12}{1394,02} = 0,316 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 37,33\text{cm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 5,62 = 7,03 \end{array} \right. = 7,03\text{cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 37,33 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 2070,7\text{kNcm}$$

$$\Sigma F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4\text{kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 2070,7 + 7,03 * 1176,4}{5,62 + 7,03} = 981,14\text{kN}$$

$$\frac{F_{max}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{441,12}{981,14} = 0,45 \leq 1,0$$

- ostale vrste pod natezno pasnico

$$m = 5,62\text{cm}$$

$$e = 8\text{cm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 5,62 = 35,31\text{cm}$$

$$l_{eff,nc} = 4 * m + 1,25 * e = 4 * 5,62 + 1,25 * 8 = 32,5\text{cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} l_{eff,cp} = 35,31 \\ l_{eff,nc} = 32,5 \end{array} \right. = 32,5\text{cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 32,5 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 1802,7\text{kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 1802,7}{5,62} = 1283,1\text{kN}$$

$$\frac{F_3}{F_{T,1,Rd}} = \frac{264,28}{1283,1} = 0,21 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 32,5\text{cm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 5,62 = 7,03 \end{array} \right. = 7,03\text{cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 32,5 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 1802,7\text{kNcm}$$

$$\Sigma F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4\text{kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 1802,7 + 7,03 \cdot 1176,56}{5,62 + 7,03} = 938,8 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{max}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{264,28}{938,8} = 0,282 \leq 1,0$$

Vrste vijakov kot skupina vrst – skupina pod natezno pasnico

- prva vrsta vijakov pod natezno pasnico

$$m = 5,62 \text{ cm}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$p = 10,67 \text{ cm}$$

$$\alpha = 6,642$$

$$l_{eff,cp,1} = \pi \cdot m + p = \pi \cdot 5,62 + 10,67 = 28,33 \text{ cm}$$

$$l_{eff,nc,1} = 0,5 \cdot p + \alpha \cdot m = 0,5 \cdot 10,67 + 6,642 \cdot 5,62 = 26,42 \text{ cm}$$

- ostale vrste pod natezno pasnico (2. in 3. vrsta pod natezno pasnico)

$$l_{eff,cp,(2,3)} = 2 \cdot p = 2 \cdot 10,67 = 21,34 \text{ cm}$$

$$l_{eff,nc,(2,3)} = p = 10,67 \text{ cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$\sum l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sum l_{eff,cp} = 28,33 + 2 \cdot 21,34 = 71,01 \\ \sum l_{eff,nc} = 26,42 + 2 \cdot 10,67 = 47,76 \end{array} \right. = 47,76 \text{ cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot 47,76 \cdot 2,5^2 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 2649,2 \text{ kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 2649,2}{5,62} = 1885,6 \text{ kN}$$

$$\frac{F_4 + F_3 + F_2}{F_{T,1,Rd}} = \frac{87,3 + 264,28 + 441,12}{1885,6} = \frac{792,7}{1283,1} = 0,62 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 26,42 + 2 \cdot 10,67 = 47,76 \text{ cm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 5,62 = 7,03 \end{array} \right. = 7,03 \text{ cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot 47,76 \cdot 2,5^2 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 2649,2 \text{ kNcm}$$

$$\sum F_{t,Rd} = 6 \cdot F_{t,Rd} = 6 \cdot 588,2 = 3529,2 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 2649,2 + 7,03 \cdot 3529,2}{5,62 + 7,03} = 2380,13 \text{ kN}$$

$$\frac{F_4 + F_3 + F_2}{F_{T,2,Rd}} = \frac{87,3 + 264,28 + 441,12}{2380,13} = \frac{792,7}{2380,13} = 0,33 \leq 1,0$$

11.1.6 Kontrola pasnice stebra

- kontrola nosilnosti na bočni pritisk

$$t = 1,8\text{cm}$$

$$d = 3,6\text{cm}$$

$$f_u = 49\text{kN/cm}^2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4} = \frac{10,67}{3*3,9} - \frac{1}{4} = 0,662 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,662$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,8*e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8*8,006}{3,9} - 1,7 = 4,044 \\ \frac{1,4*p_2}{d_0} - 1,7 = \frac{1,4*11,99}{3,9} - 1,7 = 2,6 \\ 2,5 \end{array} \right. = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 * 0,662 * 49 * 3,6 * 1,8}{1,25} = 420,4\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{21,76}{420,4} = 0,052 \leq 1,0$$

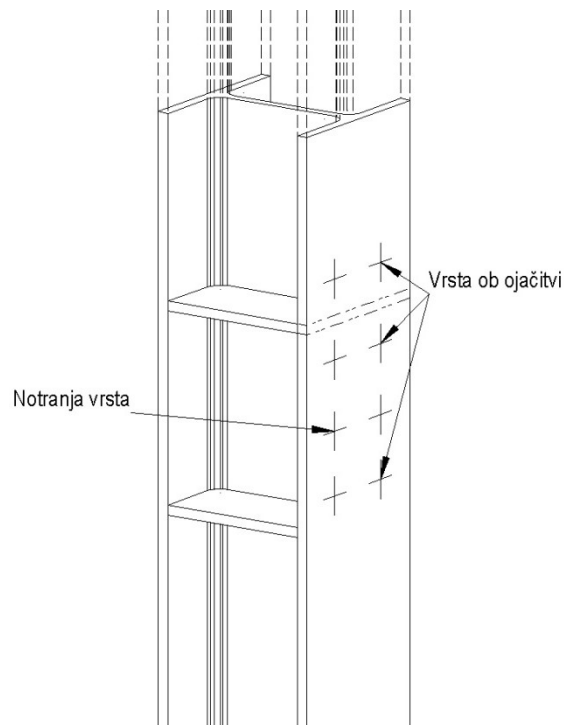
- kontrola odpornosti proti preboju pločevine

$$d_m = 5,73\text{cm}$$

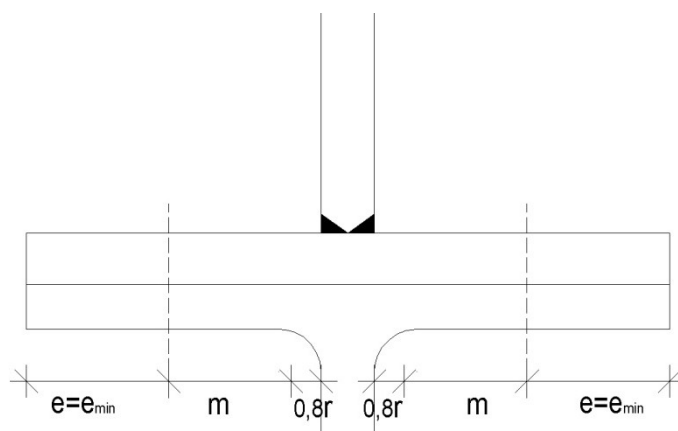
$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 * \pi * d_m * t_p * f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * \pi * 5,73 * 1,8 * 49}{1,25} = 762,1\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{307,83}{762,1} = 0,4 \leq 1,0$$

11.1.6.1 Kontrola pasnice stebra v upogibu



Slika 109: Vrste vijakov pri modeliranju nadomestnega T elementa



Slika 110: Grafični prikaz za e in m

Posamezna vrsta vijakov

- vrsta ob ojačitvi

$$m = 0,8 * 2,4 + 3,07 \quad 4,99\text{cm}$$

$$e = \quad 8\text{cm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 4,99 = \quad 31,4\text{cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{4,99}{8+4,99} = 0,384$$

$$m_2 = 4,27 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{4,27}{8+4,99} = 0,33$$

$$\alpha = 7$$

$$l_{eff,nc} = \alpha * m = 7 * 4,99 = 34,93 \text{ cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 31,4 \\ l_{eff,nc} = 34,93 \end{cases} = 31,4 \text{ cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 31,4 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 902,91 \text{ kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 902,91}{4,99} = 723,8 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{max}}{F_{T,1,Rd}} = \frac{615,65}{723,8} = 0,85 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 34,93 \text{ cm}$$

$$n = \min \begin{cases} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,99 = 6,24 \end{cases} = 6,24 \text{ cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 34,93 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 1004,4 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 1004,4 + 6,24 * 1176,4}{4,99 + 6,24} = 832,55 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{max}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{615,65}{832,55} = 0,74 \leq 1,0$$

- notranja vrsta

$$m = 0,8 * 2,4 + 3,07 = 4,99 \text{ cm}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 4,99 = 31,4 \text{ cm}$$

$$l_{eff,nc} = 4 * m + 1,25 * e = 4 * 4,99 + 1,25 * 8 = 29,96 \text{ cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 31,4 \\ l_{eff,nc} = 29,96 \end{cases} = 29,96 \text{ cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 29,96 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 861,5 \text{ kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 861,5}{4,99} = 690,6 \text{ kN}$$

$$\frac{F_3}{F_{T,1,Rd}} = \frac{264,28}{690,6} = 0,38 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 29,96 \text{ cm}$$

$$n = \min \begin{cases} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,99 = 6,24 \end{cases} = 6,24 \text{ cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 29,96 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 861,5 \text{ kNcm}$$

$$\sum F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 861,5 + 6,24 * 1176,4}{4,99 + 6,24} = 807,1 \text{ kN}$$

$$\frac{F_3}{F_{T,2,Rd}} = \frac{264,28}{807,1} = 0,33 \leq 1,0$$

Vrste vijakov kot skupina vrst

- vrsta ob ojačitvi

$$p = 10,67 \text{ cm}$$

$$m = 0,8 * 2,4 + 3,07 = 4,99 \text{ cm}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$l_{eff,cp} = \pi * m + p = \pi * 4,99 + 10,67 = 26,35 \text{ cm}$$

$$\alpha = 7$$

$$l_{eff,nc} = 0,5 * p + \alpha * m - (2 * m + 0,625 * e) = 0,5 * 10,67 + 7 * 4,99 - (2 * 4,99 + 0,625 * 8)$$

$$l_{eff,nc} = 25,285 \text{ cm}$$

- notranja vrsta

$$l_{eff,cp} = 2 * p = 2 * 10,67 = 21,04 \text{ cm}$$

$$l_{eff,nc} = p = 10,67 \text{ cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$\Sigma l_{eff,1} = \min \begin{cases} \Sigma l_{eff,cp} = 21,04 + 2 * 26,35 = 73,74 \\ \Sigma l_{eff,nc} = 10,67 + 2 * 25,285 = 61,24 \end{cases} = 61,24\text{cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 61,24 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 1760,95\text{kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 1760,95}{4,99} = 1411,6\text{kN}$$

$$\frac{F_4 + F_3 + F_2}{F_{T,1,Rd}} = \frac{87,3 + 264,28 + 441,12}{1411,6} = \frac{792,7}{1411,6} = 0,56 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc} = 10,67 + 2 * 25,285 = 61,24\text{cm}$$

$$n = \min \begin{cases} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,99 = 6,24 \end{cases} = 6,24\text{cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 61,24 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 1760,95\text{kNcm}$$

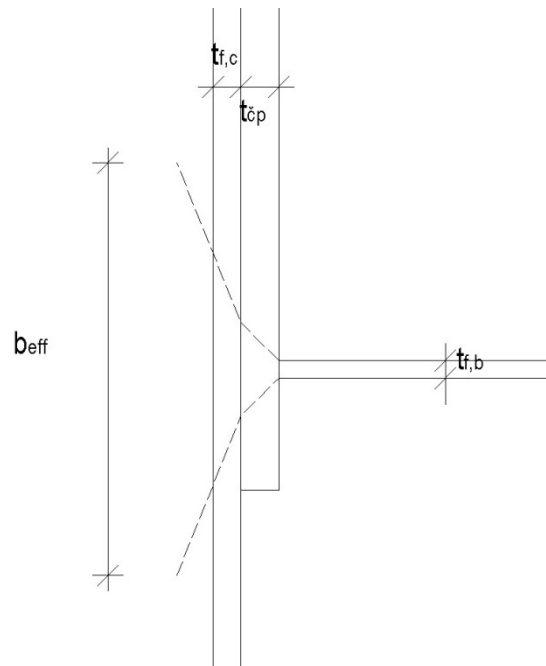
$$\Sigma F_{t,Rd} = 6 * F_{t,Rd} = 6 * 588,2 = 3529,2\text{kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 * 1760,95 + 6,24 * 3529,2}{4,99 + 6,24} = 2274,63\text{kN}$$

$$\frac{F_4 + F_3 + F_2}{F_{T,2,Rd}} = \frac{87,3 + 264,28 + 441,12}{2274,63} = \frac{792,7}{2274,63} = 0,35 \leq 1,0$$

11.1.7 Kontrola stojine stebra

- stojina stebra v območju vnosa koncentrirane sile



Slika 111: Sodelujoča širina stojine stebra pri vnosu koncentrirane sile

$$K = t_{f,c} + r = 1,8 + 2,4 = 4,2\text{cm}$$

$$b_{eff} = 2 * t_{cp} + t_{f,b} + 5 * K = 2,5 * 2 + 1,15 + 5 * 4,2 = 27,15\text{cm}$$

$$F_{c,d} = \sum F_i = 615,65 + 441,12 + 264,28 + 87,3 = 1408,34\text{kN}$$

Spoj ima prečne ojačitve

$$t_{po} = 1,5\text{cm}$$

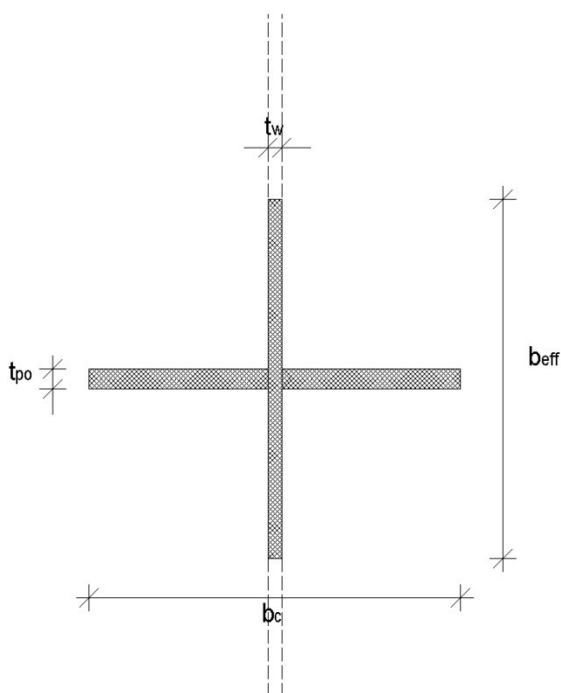
$$t_w = 1,8\text{cm}$$

$$b_c = 28\text{cm}$$

$$A_s = t_w * b_{eff} + (b_c - t_w) * t_{po} = 1,05 * 27,15 + (28 - 1,05) * 1,5 = 68,93\text{cm}^2$$

$$F_{c,Rd} = \frac{A_s * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{68,93 * 35,5}{1,0} = 2447,02\text{kN}$$

$$\frac{F_{c,Ed}}{F_{c,Rd}} = \frac{1408,34}{2447,02} = 0,58 \leq 1,0$$



Slika 112: Sodelujoč prerez pri prevzemu koncentrirane sile

- panel stojine stebra v strigu

$$\frac{d}{t_w} = \frac{19,6}{1,05} = 18,7 \leq 69 * \varepsilon = 69 * 0,814 = 56,17$$

Spoj ima ojačano stojino s pločevino $t_{oj} = 12\text{mm}$ (obojestransko)

$$A_v = 51,62\text{cm}^2$$

$$b_s = 19,6\text{cm}$$

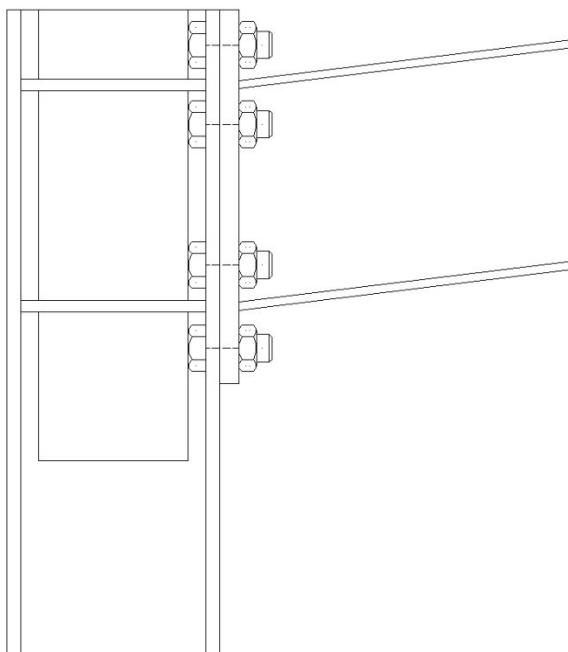
$$A_{vs} = A_v + 2 * t_{oj} * b_s = 51,62 + 2 * 1,2 * 19,6 = 98,66\text{cm}^2$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 * A_{vs} * f_{y,ws}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,9 * 98,66 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,25} = 1455,93\text{kN}$$

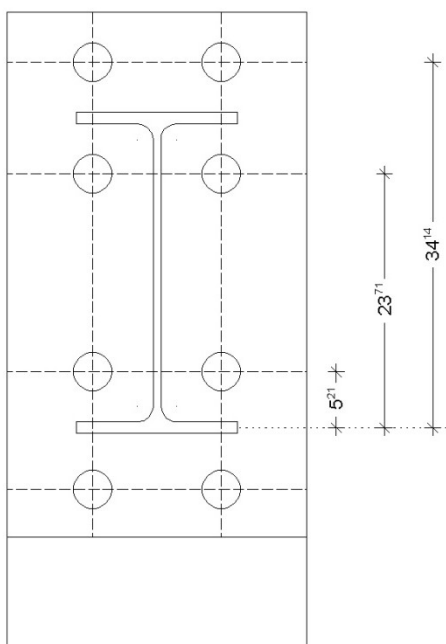
$$\frac{F_{c,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{1408,34}{1455,93} = 0,97 \leq 1,0$$

11.2 Momentni spoj prečka IPE 300 – steber HEB 280

Spoj spada v C kategorijo spojev (torni spoji v MSN)



Slika 113: Zasnova momentnega spoja prečka IPE 300 – steber HEB 280



Slika 114: Razporeditev vijakov na spoju prečka IPE 300 – steber HEB 280

11.2.1 Materiali

Jeklo S355

Vijaki M36 10·9 ($f_{ub}=100\text{kN/cm}^2$)

11.2.2 Obremenitve

Spoji so varovani. Za spoje, ki ne sipajo energije in so izvedeni z vijaki SIST EN1998-1:2005 zahteva, da se dimenzionirajo na obremenitve, ki jih izračunamo:

$$R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$

$$M_{pl,Rd}^{IPE\ 300} = \frac{W_{pl,Rd}^{IPE\ 300} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{628 * 35,5}{1,0} = 222,94\text{kNm}$$

$$M_{Ed} = 1,1 * 1,25 * M_{pl,Rd}^{IPE\ 330} = 1,1 * 1,25 * 222,94 = 306,54\text{kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = V_{Ed,G} + \frac{2 * M_{pl,Rd}^{IPE\ 330}}{L} = 12,01 + \frac{2 * 222,94}{5,7 / \cos 7^\circ} = 89,65\text{kN}$$

11.2.2.1 Obremenitve na posamezne vrste vijakov

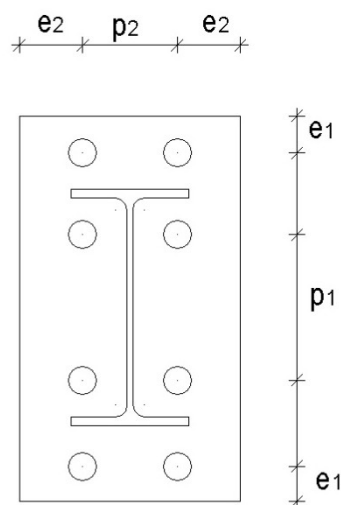
$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} * \frac{1}{2} = \frac{30654}{28,93} * \frac{1}{2} = 529,8\text{kN}$$

11.2.2.2 Razporeditev sil na posamezne vijake v vrstah

$$F_{t,Ed}^1 = \frac{F_{t,Ed}}{2} = \frac{529,8}{2} = 264,9\text{kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{8} = \frac{89,65}{8} = 11,21\text{kN}$$

11.2.3 Kontrola nosilnosti vijakov



Slika 115: Razpored vijakov

$$e_1 = 4,68\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$e_2 = 8,005\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$p_1 = 18,5\text{cm} \geq 2,2 * d_0 = 2,2 * 3,9 = 8,58\text{cm}$$

$$p_2 = 11,99\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 4,2 * 3,9 = 9,36\text{cm}$$

- kontrola natezne nosilnosti vijakov M36 10'9

$$A = 10,18\text{cm}^2$$

$$A_s = 8,17\text{cm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 * 100 * 8,17}{1,25} = 588,2\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}^1}{F_{t,Rd}} = \frac{264,9}{588,2} = 0,45 \leq 1,0$$

- kontrola strižne nosilnosti vijakov (strižna ravnina mora potekati skozi steblo vijaka!)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 100 * 10,18}{1,25} = 488,6\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{11,21}{488,6} = 0,045 \leq 1,0$$

- kontrola torne nosilnosti spoja (kategorija C)

$$k_s(\text{običajne luknje}) = 1,0$$

$$n \dots \text{št. tornih površin} = 8$$

$$\mu(\text{razred torne površine B}) = 0,4$$

$$F_{p,c} = 0,7 * f_{ub} * A_s = 0,7 * 100 * 8,17 = 571,9\text{kN}$$

$$0,8 * F_{t,Ed} = 0,8 * 264,9 = 211,92\text{kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu * (F_{p,c} - 0,8 * F_{t,Ed})}{1,25} = \frac{1,0 * 8 * 0,4 * (571,9 - 211,92)}{1,25} = 839,3\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{F_{s,Rd}} = \frac{11,21}{839,3} = 0,21 \leq 1,0$$

- kontrola interakcije upogib – strig

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} = \frac{11,21}{488,6} + \frac{264,9}{1,4 * 588,2} = 0,345 \leq 1,0$$

11.2.4 Dimenzioniranje zvarov

Predpišem polnopenetrirane čelne zware.

11.2.5 Kontrole čelne pločevine

- kontrola nosilnosti na bočni pritisk

$$t = 2,5\text{cm}$$

$$d = 3,6\text{cm}$$

$$f_u = 49\text{kN/cm}^2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3*d_0} = \frac{4,68}{3*3,9} = 0,4 \\ \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4} = \frac{18,5}{3*3,9} - \frac{1}{4} = 1,33 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,4$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,8*e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8*8,0}{3,9} - 1,7 = 4,044 \\ \frac{1,4*p_2}{d_0} - 1,7 = \frac{1,4*11,99}{3,9} - 1,7 = 2,6 \\ 2,5 \end{array} \right. = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1*\alpha_b*f_u*d*t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,4*49*3,6*2,5}{1,25} = 352,8\text{kN}$$

$$\frac{F_{b,Rd}}{F_{v,Rd}} = \frac{352,8}{488,6} = 0,722 \leq 0,8$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{11,21}{352,8} = 0,032 \leq 1,0$$

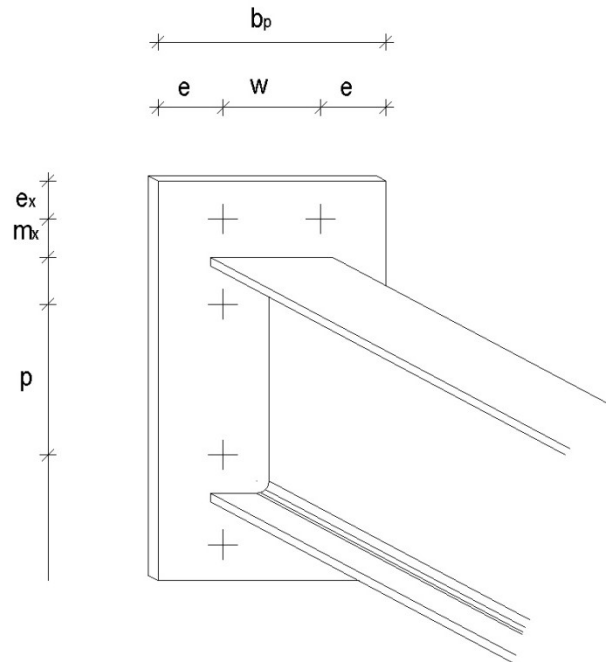
- kontrola odpornosti proti preboju pločevine

$$d_m = 5,73\text{cm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6*\pi*d_m*t_p*f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6*\pi*5,73*2,5*49}{1,25} = 1058,5\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{264,9}{1058,5} = 0,291 \leq 1,0$$

11.2.5.1 Kontrola čelne pločevine v upogibu



Slika 116: Parametri čelne pločevine za izračun nadomestnega T modela

$e_x =$	4,68cm
$m_x =$	4,68cm
$e =$	8cm
$w =$	11,99cm
$p =$	18,5cm
$b_p =$	28cm

Posamezna vrste vijakov

- vrsta vijakov nad natezno pasnico

efektivna širina nadomestnega T modela:

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 * \pi * m_x = 2 * \pi * 4,68 = 29,41 \\ \pi * m_x + w = \pi * 4,68 + 11,99 = 26,7 \\ \pi * m_x + 2 * e = \pi * 4,68 + 2 * 8 = 30,7 \end{cases} = 26,7\text{cm}$$

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 4 * m_x + 1,25 * e_x = 4 * 4,68 + 1,25 * 4,68 = 24,57 \\ e + 2 * m_x + 0,625 * e_x = 8 + 2 * 4,68 + 0,625 * 4,68 = 20,85 \\ 0,5 * b_p = 0,5 * 28 = 14 \\ 0,5 * w + 2 * m_x + 0,625 * e_x = 0,5 * 11,9 + 2,625 * 4,68 = 18,28 \end{cases} = 14\text{cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi)

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 26,7 \\ l_{eff,nc} = 14 \end{cases} = 14 \text{ cm}$$

$$m = m_x = 4,68 \text{ cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 14 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 776,56 \text{ kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 776,56}{4,68} = 663,73 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,1,Rd}} = \frac{529,8}{663,73} = 0,8 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi)

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 14 \text{ cm}$$

$$m = m_x = 4,68 \text{ cm}$$

$$n = \min \begin{cases} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,68 = 5,85 \end{cases} = 5,85 \text{ cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 14 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 776,56 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 776,56 + 5,85 * 1176,56}{4,68 + 5,85} = 801,1 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{529,8}{801,1} = 0,66 \leq 1,0$$

- prva vrsta pod natezno pasnico

$$m = 5,62 \text{ cm}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 5,62 = 35,31 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{5,62}{8+5,62} = 0,413$$

$$m_2 = 4,68 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{4,68}{8+5,62} = 0,344$$

$$\alpha = 6,7$$

$$l_{eff,nc} = \alpha * m = 6,7 * 5,62 = 37,79 \text{ cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 35,31 \\ l_{eff,nc} = 37,79 \end{cases} = 35,31 \text{ cm}$$

$$m = 5,62 \text{ cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 35,31 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 1958,6 \text{ kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 1958,6}{5,62} = 1394,02 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,1,Rd}} = \frac{529,8}{1394,02} = 0,38 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 37,79 \text{ cm}$$

$$n = \min \begin{cases} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 5,62 = 7,03 \end{cases} = 7,03 \text{ cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 37,79 * 2,5^2 * 35,5 / 1,0 = 2096,2 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 2096,2 + 7,03 * 1176,4}{5,62 + 7,03} = 985,18 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{529,8}{985,18} = 0,54 \leq 1,0$$

11.2.6 Kontrola pasnice stebra

- kontrola nosilnosti na bočni pritisk

$$t = 1,8 \text{ cm}$$

$$d = 3,6 \text{ cm}$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_1 = 10,44 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = \min \begin{cases} \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4} = \frac{10,44}{3 * 3,9} - \frac{1}{4} = 0,893 \\ \frac{e_1}{3 * d_0} = \frac{4,68}{3 * 3,9} = 0,4 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{cases} = 0,4$$

$$k_1 = \min \begin{cases} \frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8 \cdot 8}{3,9} - 1,7 = 4,044 \\ \frac{1,4 \cdot p_2}{d_0} - 1,7 = \frac{1,4 \cdot 11,99}{3,9} - 1,7 = 2,6 \\ 2,5 \end{cases} \quad 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_p \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,4 \cdot 49 \cdot 3,6 \cdot 1,8}{1,25} = 254,02 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{11,21}{254,02} = 0,044 \leq 1,0$$

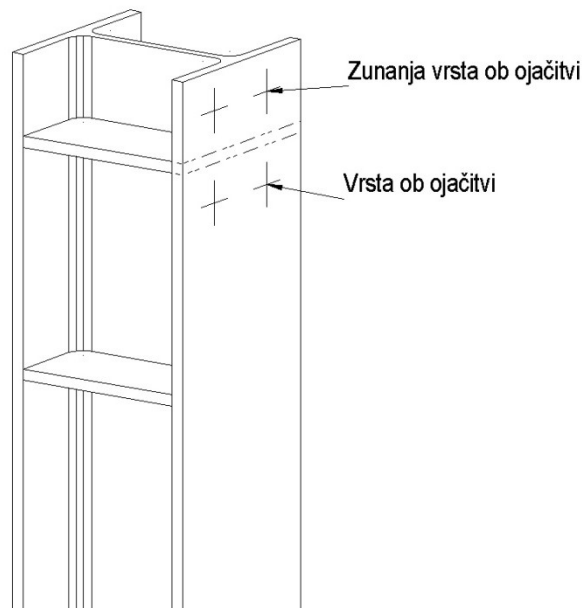
- kontrola odpornosti proti preboju pločevine

$$d_m = 5,73 \text{ cm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 5,73 \cdot 1,8 \cdot 49}{1,25} = 762,1 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} = \frac{264,9}{762,1} = 0,35 \leq 1,0$$

11.2.6.1 Kontrola pasnice stebra v upogibu



Slika 117: Vrste vijakov pri modeliranju nadomestnega T elementa

Posamezna vrsta vijakov

- zunanja vrsta vijakov ob ojačitvi

$$m = 4,99 \text{ cm}$$

$$e_1 = 4,68 \text{ cm}$$

$$l_{eff,cp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 * \pi * m = 2 * \pi * 4,99 = 31,4 \\ \pi * m + 2 * e_1 = \pi * 4,99 + 2 * 4,68 = 25,04 \end{array} \right. = 25,04 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{4,99}{8+4,99} = 0,384$$

$$m_2 = 4,04 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{4,04}{8+4,99} = 0,31$$

$$\alpha = 7,3$$

$$l_{eff,nc} = e_1 + \alpha * m = 4,68 + 7,3 * 4,99 = 26,13 \text{ cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} l_{eff,cp} = 25,04 \\ l_{eff,nc} = 26,13 \end{array} \right. = 25,04 \text{ cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 25,04 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 720,03 \text{ kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 720,03}{4,99} = 577,18 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,1,Rd}} = \frac{529,8}{577,18} = 0,92 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 26,13 \text{ cm}$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,99 = 6,24 \end{array} \right. = 6,24 \text{ cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 26,13 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 751,4 \text{ kNcm}$$

$$\sum F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 751,4 + 6,24 * 1176,4}{4,99 + 6,24} = 787,5 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{529,8}{787,5} = 0,68 \leq 1,0$$

- vrsta ob ojačitvi

$$m = 0,8 * 2,4 + 3,07 = 4,99 \text{ cm}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 4,99 = 31,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{4,99}{8+4,99} = 0,384$$

$$m_2 = 4,04\text{cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{4,04}{8+4,99} = 0,31$$

$$\alpha = 7,3$$

$$l_{eff,nc} = \alpha * m = 7,3 * 4,99 = 36,43\text{cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (brez podložnih ploščic, ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 31,4 \\ l_{eff,nc} = 36,43 \end{cases} = 31,4\text{cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 31,4 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 902,91\text{kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 902,91}{4,99} = 723,8\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,1,Rd}} = \frac{529,8}{723,8} = 0,73 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se lahko pojavi).

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 36,43\text{cm}$$

$$n = \min \begin{cases} e_{min} = e = 8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,99 = 6,24 \end{cases} = 6,24\text{cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 36,43 * 1,8^2 * 35,5 / 1,0 = 1047,5\text{kNcm}$$

$$\sum F_{t,Rd} = 2 * F_{t,Rd} = 2 * 588,2 = 1176,4\text{kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd} + n * \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 1047,5 + 6,24 * 1176,4}{4,99 + 6,24} = 840,23\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{T,2,Rd}} = \frac{529,8}{840,23} = 0,63 \leq 1,0$$

11.2.7 Kontrola stojine stebra

- stojina stebra v območju vnosa koncentrirane sile

$$K = t_{f,c} + r = 1,8 + 2,4 = 4,2\text{cm}$$

$$b_{eff} = 2 * t_{cp} + t_{f,b} + 5 * K = 2,5 * 2 + 1,07 + 5 * 4,2 = 27,07\text{cm}$$

$$F_{c,d} = \frac{M_{Ed}}{d} = \frac{306,54}{0,2893} = 1059,6\text{kN}$$

Spoj ima prečne ojačitve

$$t_{po} = 1,5\text{cm}$$

$$t_w = 1,8\text{cm}$$

$$b_c = 28 \text{ cm}$$

$$A_s = t_w * b_{eff} + (b_c - t_w) * t_{po} = 1,05 * 27,15 + (28 - 1,05) * 1,5 = 68,93 \text{ cm}^2$$

$$F_{c,Rd} = \frac{A_s * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{68,93 * 35,5}{1,0} = 2447,02 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{c,Ed}}{F_{c,Rd}} = \frac{1059,6}{2447,02} = 0,43 \leq 1,0$$

- panel stojine stebra v strigu

$$\frac{d}{t_w} = \frac{19,6}{1,05} = 18,7 \leq 69 * \varepsilon = 69 * 0,814 = 56,17$$

Spoj ima ojačano stojino s pločevino $t_{oj} = 12 \text{ mm}$ (obojestransko)

$$A_v = 51,62 \text{ cm}^2$$

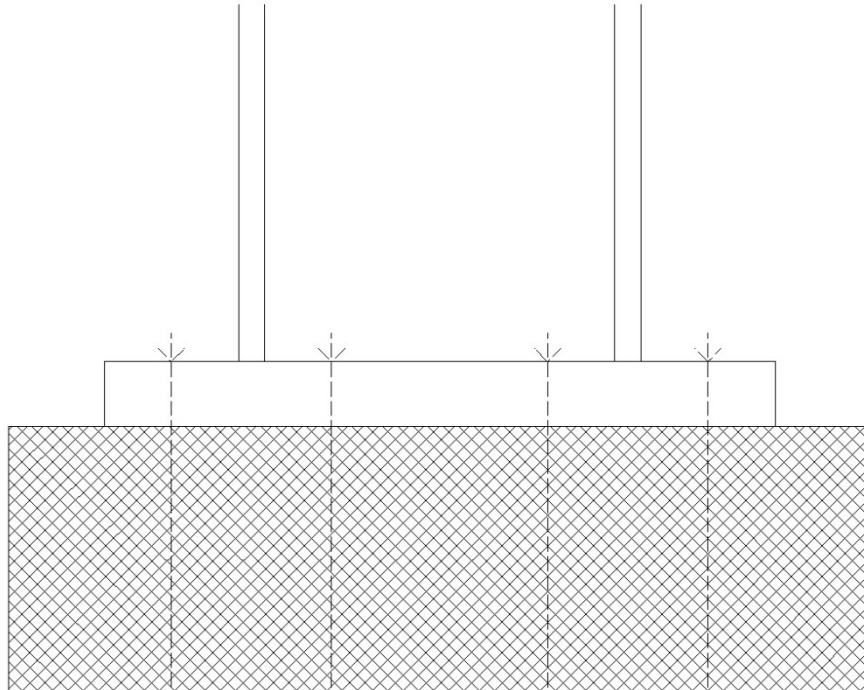
$$b_s = 19,6 \text{ cm}$$

$$A_{vs} = A_v + 2 * t_{oj} * b_s = 51,62 + 2 * 1,2 * 19,6 = 98,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 * A_{vs} * f_{y,ws}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,9 * 98,66 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,25} = 1455,93 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{c,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{1059,6}{1455,93} = 0,73 \leq 1,0$$

11.3 Priključek steber HEB 280 – temelj



Slika 118: Zasnova priključka steber HEB 280 – temelj

11.3.1 Materiali

- S355
- M37 10·9

11.3.2 Obremenitve

$$M_{Ed} = M_{pl,Rd}^{HEB\ 280} = \frac{W_{pl,Rd}^{HEB\ 280} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1534 \cdot 35,5}{1,0} = 544,57 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}^{HEB\ 280}}{h_1} = \frac{2 \cdot 544,57}{3} = 363,05 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}(\text{tlak}) = 377,51 \text{ kN}$$

11.3.2.1 Največja natezna in največja tlačna sila

$$F_{c,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h-t_f} - \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{544,57}{0,28-0,018} + \frac{377,51}{2} = 2969,92 \text{ kN}$$

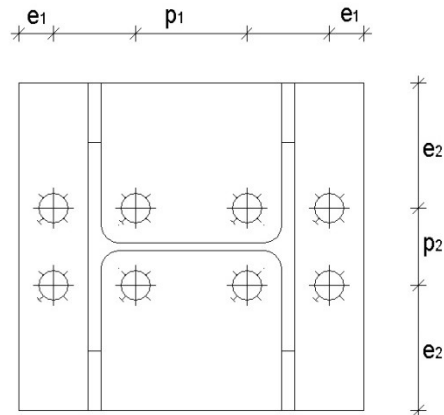
$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h-t_f} + \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{544,57}{0,28-0,018} - \frac{377,51}{2} = 1890,01 \text{ kN}$$

11.3.2.2 Obremenitve na posamezne sidrne vijake

$$F_{t,Ed}^1 = \frac{F_{t,Ed}}{4} = \frac{1890,01}{4} = 472,5 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{8} = \frac{363,05}{8} = 45,38 \text{ kN}$$

11.3.3 Kontrola nosilnosti sidrnih vijakov



Slika 119: Razpored sidrnih vijakov

$$e_1 = 4,68\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$e_2 = 16,8\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$p_1 = 15,04\text{cm} \geq 2,2 * d_0 = 2,2 * 3,9 = 8,58\text{cm}$$

$$p_2 = 10,41\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 4,2 * 3,9 = 9,36\text{cm}$$

- kontrola natezne nosilnosti sidrnih vijakov M36 10⁹

$$A = 10,18\text{cm}^2$$

$$A_s = 8,17\text{cm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 * 100 * 8,17}{1,25} = 588,2\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}^1}{F_{t,Rd}} = \frac{472,5}{588,2} = 0,8 \leq 1,0$$

- kontrola strižne nosilnosti sidrnih vijakov

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 * 100 * 8,17}{1,25} = 326,8\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{45,38}{326,8} = 0,14 \leq 1,0$$

- kontrola interakcije upogib – strig

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} = \frac{45,38}{326,8} + \frac{472,5}{1,4 * 588,2} = 0,713 \leq 1,0$$

11.3.4 Dimenzioniranje zvarov

Predpišem polnopenetrirane čelne zware.

11.3.5 Kontrole čelne pločevine

- kontrola nosilnosti na bočni pritisk

$$t = 4,5\text{cm}$$

$$d = 3,6\text{cm}$$

$$f_u = 47\text{kN/cm}^2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3*d_0} = \frac{4,68}{3*3,9} = 0,4 \\ \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4} = \frac{15,04}{3*3,9} - \frac{1}{4} = 1,036 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{47} = 2,13 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,4$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,8*e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8*16,8}{3,9} - 1,7 = 10,36 \\ \frac{1,4*p_2}{d_0} - 1,7 = \frac{1,4*10,41}{3,9} - 1,7 = 2,037 \\ 2,5 \end{array} \right. = 2,037$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1*\alpha_b*f_u*d*t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,037*0,4*47*3,6*4,5}{1,25} = 507,34\text{kN}$$

- kontrola odpornosti proti preboju pločevine

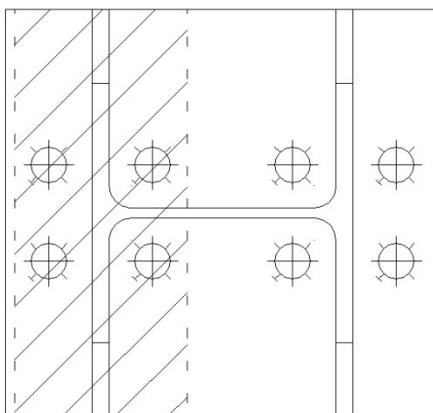
$$d_m = 5,73\text{cm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6*\pi*d_m*t_p*f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6*\pi*5,73*4,5*47}{1,25} = 1827,5\text{kN}$$

$$\frac{F_{t,Ed}^1}{B_{p,Rd}} = \frac{472,5}{1827,5} = 0,291 \leq 1,0$$

11.3.5.1 Kontrola ležiščne pločevine v tlaku

- nadomestni T element v tlaku

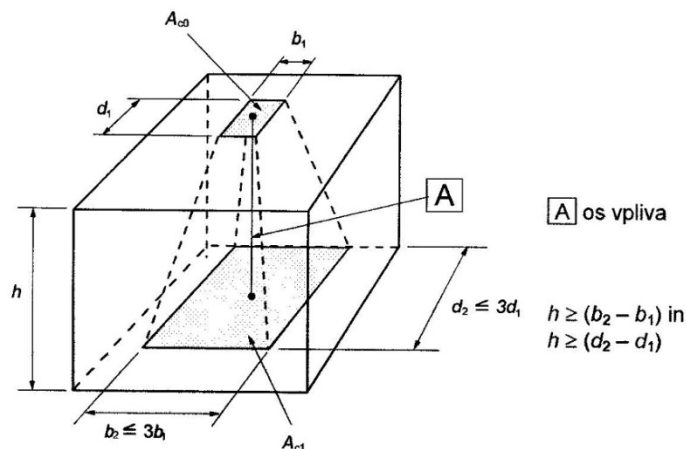


Slika 120: Območje, ki prevzame tlak, nadomestni T element v tlaku

$$t_{lp} = 4,5\text{cm}$$

$$l_0 = 42,96 \text{ cm}$$

$$b_0 = 16,76 \text{ cm}$$



Slika 121: Projektna ploskev raznosa obtežbe pri lokalni obtežbi [SIST EN 1992-1-1:2005]

$$A_{c0} = b_0 * l_0 = 42,96 * 16,76 = 720 \text{ cm}^2$$

5cm podlitja C70/80

$$l_1 = 47,96 \text{ cm}$$

$$b_1 = 21,76 \text{ cm}$$

$$A_{c1} = l_1 * b_1 = 47,96 * 21,76 = 1043,6 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 5,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{Rdu} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 720 * 5,33 * \sqrt{\frac{1043,6}{720}} = 4620,2 \\ 3,0 * f_{cd} * A_{c0} = 3,0 * 5,33 * 1043,89 = 16691,8 \end{array} \right. = 4620,2 \text{ kN}$$

$$\beta_j = 2/3$$

$$f_{jd} = \frac{\beta_j * F_{Rdu}}{b_{eff} * l_{eff}} = \frac{2 * 4620,2}{3 * 16,76 * 42,96} = 4,28 \text{ kN/cm}^2$$

$$c = t_{lp} + \left[\frac{f_y}{3,0 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right]^{0,5} = 4,5 * \left[\frac{35,5}{3,0 * 4,28 * 1,0} \right]^{0,5} = 7,48 \text{ cm}$$

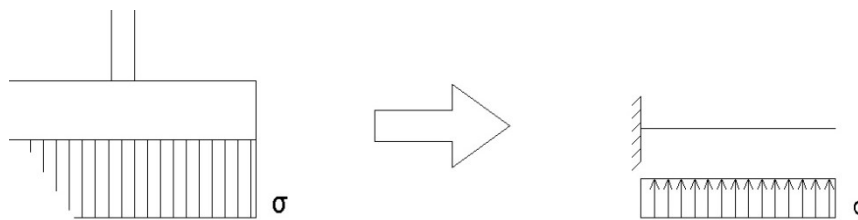
$$l_{eff} = 28 + 2 * c = 28 + 2 * 7,48 = l_0 = 42,96 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 1,8 + 2 * c = 1,8 + 2 * 7,48 = b_0 = 16,76 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} = f_{jd} * b_{eff} * l_{eff} = 4,28 * 16,76 * 42,96 = 3081,64 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{c,Ed}}{F_{c,Rd}} = \frac{2969,92}{3081,64} = 0,964 \leq 1,0$$

- ležiščna pločevina pod tlačno pasnico v upogibu



Slika 122: Prehod na računski model

$$W_{lp} = \frac{t_{lp}^2 * l_{eff}}{6} = \frac{4,5^2 * 42,96}{6} =$$

$$145 \text{cm}^3$$

$$M_{Rd,lp} = \frac{f_y * W_{lp}}{\gamma_{M0}} = \frac{35,5 * 145}{1,0} =$$

$$5147,5 \text{kNcm}$$

$$M_{Rd,lp} = \frac{q_{Rd} * c^2}{2}$$

$$q_{Rd} = \frac{2 * M_{Rd,lp}}{c^2} = \frac{2 * 5147,5}{7,48^2} =$$

$$184,0 \text{kN/cm}$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{q_{Rd}}{l_{eff}} = \frac{184,0}{42,96} =$$

$$4,28 \text{kN/cm}^2$$

$$F_{c,Rd} = \sigma_{Rd} * b_{eff} * l_{eff} = 4,28 * 16,76 * 42,96 =$$

$$3081,64 \text{kN}$$

$$\frac{F_{c,Ed}}{F_{c,Rd}} = \frac{2969,92}{3081,64} = 0,964 \leq 1,0$$

11.3.5.2 Kontrola ležiščne pločevine v upogibu zaradi natega

$$e_x = 4,68 \text{cm}$$

$$m_x = 4,68 \text{cm}$$

$$e = 16,8 \text{cm}$$

$$w = 10,41 \text{cm}$$

$$p = 15,04 \text{cm}$$

$$b_p = 44 \text{cm}$$

Posamezna vrste vijakov

- vrsta vijakov nad natezno pasnico

efektivna širina nadomestnega T modela:

$$l_{eff,cp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 * \pi * m_x = 2 * \pi * 4,68 = 29,41 \\ \pi * m_x + w = \pi * 4,68 + 10,41 = 25,11 \\ \pi * m_x + 2 * e = \pi * 4,68 + 2 * 16,8 = 33,6 \end{array} \right. = 25,11 \text{cm}$$

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 4 * m_x + 1,25 * e_x = 4 * 4,68 + 1,25 * 4,68 = 24,57 \\ e + 2 * m_x + 0,625 * e_x = 16,8 + 2 * 4,68 + 0,625 * 4,68 = 29,09 \\ 0,5 * b_p = 0,5 * 44 = 22 \\ 0,5 * w + 2 * m_x + 0,625 * e_x = 0,5 * 10,41 + 2,625 * 4,68 = 17,49 \end{cases} = 17,49 \text{cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 25,11 \\ l_{eff,nc} = 17,49 \end{cases} = 17,49 \text{cm}$$

$$m = m_x = 4,68 \text{cm}$$

$$L_b = 8 * 3,6 + 5 + 4,5 + 1,5 = 39,8 \text{cm}$$

$$L_b^* = \frac{8 * m^3 * A_s}{l_{eff,1} * t_f^2} = \frac{8 * 4,68^2 * 8,17}{17,49 * 4,5^2} = 4,04 \text{cm}$$

$$L_b = 39,8 \leq L_b^* = 4,04 \quad //$$

Ekscentrična sila se ne more pojaviti.

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 17,49 * 4,5^2 * 35,5 / 1,0 = 3143,3 \text{kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{2 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 * 3143,3}{4,68} = 1343,3 \text{kN}$$

$$\frac{2 * F_{t,Ed}^1}{F_{T,1,Rd}} = \frac{2 * 472,5}{1343} = 0,7 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se ne more pojaviti)

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 17,49 \text{cm}$$

$$m = m_x = 4,68 \text{cm}$$

$$n = \min \begin{cases} e_{min} = e = 16,8 \\ 1,25 * m = 1,25 * 4,68 = 5,85 \end{cases} = 5,85 \text{cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 17,49 * 4,5^2 * 35,5 / 1,0 = 3143,3 \text{kNcm}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd}}{m} = \frac{2 * 3143,3}{4,68} = 1343,3 \text{kN}$$

$$\frac{2 * F_{t,Ed}^1}{F_{T,2,Rd}} = \frac{2 * 472,5}{1343,3} = 0,7 \leq 1,0$$

- prva vrsta pod natezno pasnico

$$m = 4,68 \text{cm}$$

$$e = 16,8 \text{cm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 * \pi * m = 2 * \pi * 4,68 = 29,4 \text{cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{4,68}{4,68+16,8} = 0,218$$

$$m_2 = 4,68\text{cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{4,68}{4,68+16,8} = 0,218$$

$$\alpha = 8$$

$$l_{eff,nc} = \alpha * m = 8 * 4,68 = 37,44\text{cm}$$

Prvi način porušitve – popolna plastifikacija pločevine (ekscentrična sila se ne more pojaviti).

$$l_{eff,1} = \min \begin{cases} l_{eff,cp} = 29,4 \\ l_{eff,nc} = 37,44 \end{cases} = 29,4\text{cm}$$

$$m = 4,68\text{cm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 29,4 * 4,5^2 * 35,5 / 1,0 = 5283,7\text{kNcm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{2 * M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 * 5283,7}{4,68} = 2258\text{kN}$$

$$\frac{2 * F_{t,Ed}^1}{F_{T,1,Rd}} = \frac{2 * 472,5}{2258} = 0,42 \leq 1,0$$

Drugi način porušitve – porušitev vijakov sočasno s plastifikacijo pločevine (ekscentrična sila se ne more pojaviti).

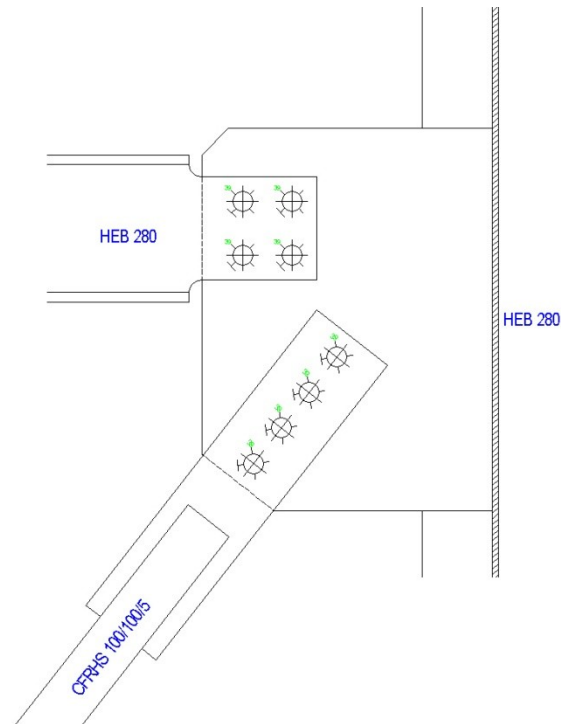
$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 37,79\text{cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} = 0,25 * 37,79 * 4,5^2 * 35,5 / 1,0 = 6791,6\text{kNcm}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,2,Rd}}{m} = \frac{2 * 6791,6}{4,68} = 2902,4\text{kN}$$

$$\frac{2 * F_{t,Ed}^1}{F_{T,2,Rd}} = \frac{2 * 472,5}{2902,4} = 0,33 \leq 1,0$$

11.4 Spoj diagonale V povezja CFRHS 100/100/5 – prečke HEB 280 – stebra HEB 280



Slika 123: Zasnova spoja diagonala CFRHS 100/100/5 - prečka HEB 280 – steber HEB 280

11.4.1 Spoj diagonale CFRHS 100/100/5 na steber HEB 280

Spoj spada v kategorijo C (torni spoji v MSN)

- vsi elementi so iz jekla S355
- vijaki so prednapeti M36 10⁹

11.4.1.1 Obremenitve

Spoji so varovani. Za spoje, ki ne sipajo energije in so izvedeni z vijaki SIST EN1998-1:2005 zahteva, da se dimenzionirajo na obremenitve, ki jih izračunamo:

$$R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$

$$A = 18,36\text{cm}^2$$

$$N_{pL,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18,36 * 35,5}{1,0} = 651,78\text{kN}$$

$$F_{t,Ed} = 1,1 * \gamma_{ov} * N_{pL,Rd} = 1,1 * 1,25 * 651,78 = 896,2\text{kN}$$

$$F_{v,Ed} = F_{t,Ed} = 896,2\text{kN}$$

$$F_{v,Ed}^1 = \frac{F_{t,Ed}}{4} = 224,05\text{kN}$$

11.4.1.2 Dimenzioniranje zvarov med preklopno pločvino in diagonalo

Izberem dimenzije zvara

$$t_{vp} = 2\text{cm}$$

$$t_d = 0,5\text{cm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,7 * t = 0,7 * 5 = 3,5\text{mm}$$

$$a_{zv} = 3,5\text{mm}$$

$$3,0\text{cm} \leq L_{eff} \leq 150 * a_{zv} = 150 * 0,35 = 52,5$$

$$L_{zv} = 27\text{cm}$$

$$L_{eff} = L_{zv} - 2 * a_{zv} = 27 - 2 * 0,35 = 26,3\text{cm}$$

$$v_{\parallel} = \frac{F_{t,Ed}}{4 * L_{eff} * a_{zv}} = \frac{896,2}{4 * 26,3 * 0,35} = 24,34\text{kN/cm}^2$$

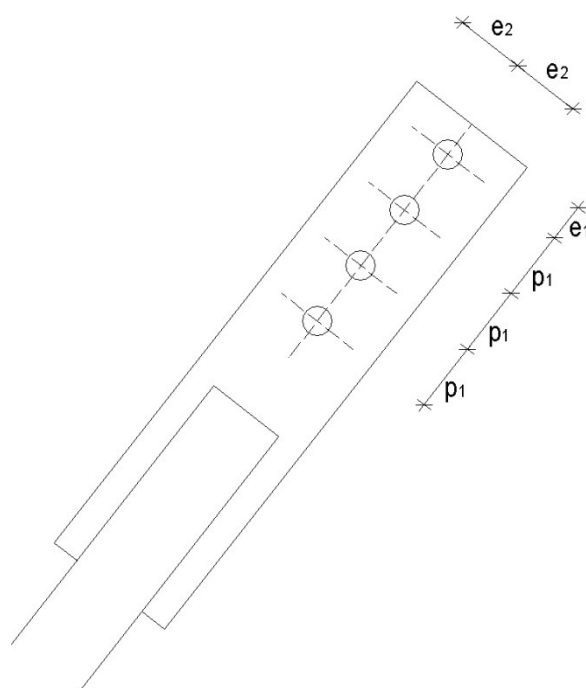
$$f_{ub} = 49\text{kN/cm}^2$$

$$\beta_w = 0,9$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_{ub}}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{49}{\sqrt{3} * 0,9 * 1,25} = 25,15\text{kN/cm}^2$$

$$\frac{v_{\parallel}}{f_{vw,d}} = \frac{24,34}{25,15} = 0,97 \leq 1,0$$

11.4.1.3 Kontrola vijakov in vezne pločvine



Slika 124: Grafični prikaz e_1 , e_2 in p_1

$$e_1 = 4,68\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$e_2 = 8,5\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$p_1 = 8,58\text{cm} \geq 2,2 * d_0 = 2,2 * 3,9 = 8,58\text{cm}$$

- kontrola strižne nosilnosti vijakov (strižna ravnina mora potekati skozi steblo vijaka!)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 100 * 10,18}{1,25} = 488,6\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{224,05}{488,6} = 0,46 \leq 1,0$$

- kontrola torne nosilnosti spoja (kategorija C)

$$k_s(\text{običajne luknje}) = 1,0$$

$$n \dots \text{št. tornih površin} = 4$$

$$\mu(\text{razred torne površine A}) = 0,5$$

$$F_{p,c} = 0,7 * f_{ub} * A_s = 0,7 * 100 * 8,17 = 571,9\text{kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu * F_{p,c}}{1,25} = \frac{1,0 * 4 * 0,5 * 571,9}{1,25} = 915,04\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{s,Rd}} = \frac{896,2}{915,04} = 0,98 \leq 1,0$$

- nosilnost vezne pločevine na bočni pritisk

$$t = 2,0\text{cm}$$

$$d = 3,6\text{cm}$$

$$d_0 = 3,9\text{cm}$$

$$f_u = 49\text{kN/cm}^2$$

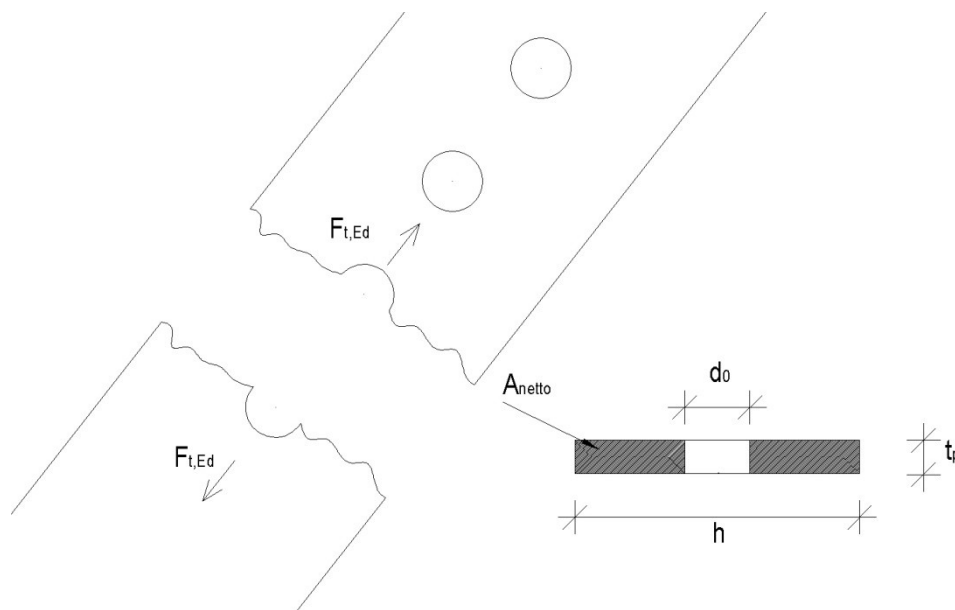
$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 * d_0} = \frac{4,68}{3 * 3,9} = 0,4 \\ \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4} = \frac{8,58}{3 * 3,9} - \frac{1}{4} = 0,483 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,4$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,8 * e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8 * 8,5}{3,9} - 1,7 = 4,4 \\ 2,5 \end{array} \right. = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 * 0,4 * 49 * 3,6 * 2,0}{1,25} = 282,24 \\ \frac{1,5 * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,5 * 49 * 3,6 * 2}{1,25} = 423,36 \end{array} \right. = 282,24\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}^1}{F_{b,Rd}} = \frac{224,05}{282,24} = 0,8 \leq 1,0$$

- kontrola neto prereza (pločevina v nategu)



Slika 125: Neto prerez vezne pločevine

$$\begin{aligned}
 h &= 17\text{cm} \\
 t_p &= 2\text{cm} \\
 A_{netto} &= (h - d_0) * t_p = (17 - 3,9) * 2 = 26,2\text{cm}^2 \\
 N_{t,Rd} &= \frac{A_{netto} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,2 * 35,5}{1,0} = 930,1\text{kN} \\
 \frac{F_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} &= \frac{896,2}{930,1} = 0,96 \leq 1,0
 \end{aligned}$$

11.4.2 Spoj prečke HEB 280 – steber HEB 280

Spoj spada v kategorijo C (torni spoji v MSN)

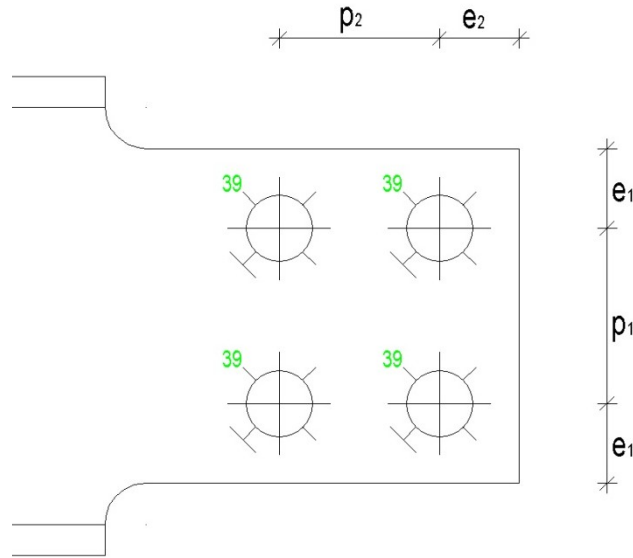
- vsi elementi so iz jekla S355
- vijaki so prednapeti M36 10`9

11.4.2.1 Obremenitve

Merodajna obremenitev spoja je prečna sila, ki nastane po uklonu tlačne diagonale v centričnem povezju.

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= 148,3\text{kN} \\
 F_{v,Ed} &= \frac{V_{Ed}}{4} = \frac{148,3}{4} = 37,08\text{kN}
 \end{aligned}$$

11.4.2.2 Dimenzioniranje vijakov in prečke HEB 280 v spoju



Slika 126: Grafični prikaz e_1 , e_2 in p_1

$$e_1 = 4,68\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$e_2 = 4,68\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 3,9 = 4,68\text{cm}$$

$$p_1 = 10,24\text{cm} \geq 2,2 * d_0 = 2,2 * 3,9 = 8,58\text{cm}$$

$$p_2 = 9,36\text{cm} \geq 2,4 * d_0 = 2,4 * 3,9 = 9,36\text{cm}$$

- kontrola strižne nosilnosti vijakov (strižna ravnina mora potekati skozi steblo vijaka!)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 100 * 10,18}{1,25} = 488,6\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{37,08}{488,6} = 0,076 \leq 1,0$$

- kontrola torne nosilnosti spoja (kategorija C)

$$k_s(\text{običajne luknje}) = 1,0$$

$$n \dots \text{št. tornih površin} = 4$$

$$\mu(\text{razred torne površine B}) = 0,4$$

$$F_{p,c} = 0,7 * f_{ub} * A_s = 0,7 * 100 * 8,17 = 571,9\text{kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu * F_{p,c}}{1,25} = \frac{1,0 * 4 * 0,4 * 571,9}{1,25} = 732,03\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{F_{s,Rd}} = \frac{148,3}{732,03} = 0,02 \leq 1,0$$

- nosilnost stojine na bočni pritisk

$$t = 1,05\text{cm}$$

$$d = 3,6\text{cm}$$

$$d_0 = 3,9\text{cm}$$

$$f_u = 49\text{kN/cm}^2$$

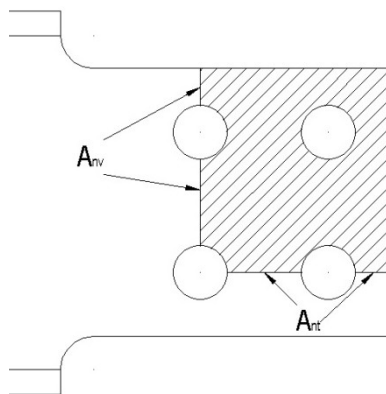
$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{4,68}{3 \cdot 3,9} = 0,4 \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{8,58}{3 \cdot 3,9} - \frac{1}{4} = 0,483 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,4$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8 \cdot 4,68}{3,9} - 1,7 = 1,66 \\ \frac{1,4 \cdot p_2}{d_0} - 1,7 = \frac{1,4 \cdot 9,36}{3,9} - 1,7 = 1,66 \\ 2,5 \end{array} \right. = 1,66$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,66 \cdot 0,4 \cdot 49 \cdot 3,6 \cdot 1,05}{1,25} = 98,4\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{37,08}{98,4} = 0,377 \leq 1,0$$

- nosilnost stojine na strižni iztrg



Slika 127: Strižni iztrg

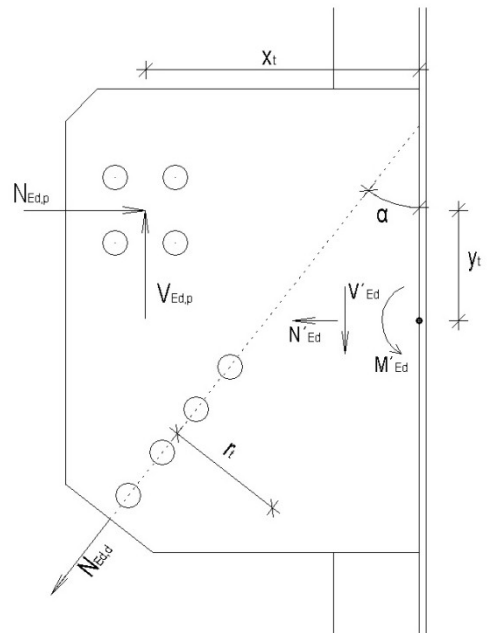
$$A_{nt} = \left[\left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) + (p_2 - d_0) \right] \cdot t_w = \left[\left(4,68 - \frac{3,9}{2} \right) + (9,36 - 3,9) \right] \cdot 1,05 = 9,6\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[(p_1 - d_0) + \left(e_1 - \frac{d_0}{2} \right) \right] \cdot t_w = \left[(10,24 - 3,9) + \left(4,68 - \frac{3,9}{2} \right) \right] \cdot 1,05 = 9,523\text{cm}^2$$

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 \cdot A_{nt} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 0,5 \cdot 9,6 \cdot \frac{49}{1,25} + 9,523 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 383,34\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{eff,2,Rd}} = \frac{148,3}{383,34} = 0,387 \leq 1,0$$

11.4.2.3 Kontrola zvara pločevine na steber HEB 280



Slika 128: Prestavitev delovanja sil v težišče zvara

$$x_t = 0,4288\text{m}$$

$$y_t = 0,1735\text{m}$$

$$r_t = 0,1882\text{m}$$

$$\alpha = 38,1^\circ$$

- obremenitve v težišču zvara

$$V_{Ed,p} = 148,3\text{kN}$$

$$N_{Ed,p} = 195,06\text{kN}$$

$$N_{Ed,d} = 896,2\text{kN}$$

$$M'_{Ed} = N_{Ed,d} * r_t - V_{Ed,p} * x_t - N_{Ed,p} * y_t = 896,2 * 0,1882 - 148,3 * 0,4288 - 195,06 * 0,1735 = 7123\text{kNcm}$$

$$V'_{Ed} = N_{Ed,d} * \cos \alpha - V_{Ed,p} = 896,2 * \cos 38,1^\circ - 148,3 = 556,95\text{kN}$$

$$N'_{Ed} = N_{Ed,d} * \sin \alpha - N_{Ed,p} = 896,2 * \sin 38,1 - 195,06 = 357,93\text{kN}$$

- izberem debelino zvara

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,7 * t = 0,7 * 10,5 = 7,35\text{mm}$$

$$a_{zv} = 7\text{mm}$$

$$L_{zv} = 73\text{cm}$$

$$A_{zv} = 2 * a_{zv} * L_{zv} = 2 * 0,7 * 73 = 102,2\text{cm}^2$$

$$W_{zv} = \frac{L_{zv}^2 * 2 * a_{zv}}{6} = \frac{73^2 * 2 * 0,7}{6} = 1243,43 \text{ cm}^3$$

$$v_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{A_{zv}} = \frac{556,95}{102,2} = 5,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{M'_{Ed}}{W_{zv}} + \frac{N'_{Ed}}{A_{zv}} = \frac{7123}{1243,43} + \frac{357,93}{102,2} = 9,231 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vw,d} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + v_{\parallel}^2} = \sqrt{9,231^2 + 5,45^2} = 10,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ub} = 49 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_w = 0,9$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_{ub}}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{49}{\sqrt{3} * 0,9 * 1,25} = 25,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{vw,d}}{f_{vw,d}} = \frac{10,72}{25,15} = 0,43 \leq 1,0$$

11.4.2.4 Kontrola pločevine na steber HEB 280

- kontrola na bočni pritisk (diagonala)

$$t_p = 2,0 \text{ cm}$$

$$d = 3,6 \text{ cm}$$

$$d_0 = 3,9 \text{ cm}$$

$$f_u = 49 \text{ kN/cm}^2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 * d_0} = \frac{4,68}{3 * 3,9} = 0,4 \\ \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4} = \frac{8,58}{3 * 3,9} - \frac{1}{4} = 0,483 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,4$$

$$k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 * 0,4 * 49 * 3,6 * 2,0}{1,25} = 282,24 \\ \frac{1,5 * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,5 * 49 * 3,6 * 2}{1,25} = 423,36 \end{array} \right. = 282,24 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{224,05}{282,24} = 0,794 \leq 1,0$$

- kontrola prereza pločevine

$$l = 73 \text{ cm}$$

$$t = 2,0 \text{ cm}$$

$$A_{pl} = l * t = 73 * 2 = 146 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl} = \frac{l^2 * t}{6} = \frac{73^2 * 2,0}{6} = 1776,3 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd,pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17748 \cdot 35,5}{1,0} = 63059 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M'_{Ed}}{M_{pl,Rd,pl}} = \frac{7123}{63059} = 0,113 \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{146 \cdot 35,5}{1,0} = 5183 \text{ kN}$$

$$\frac{N'_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{357,93}{5183} = 0,069 \leq 1,0$$

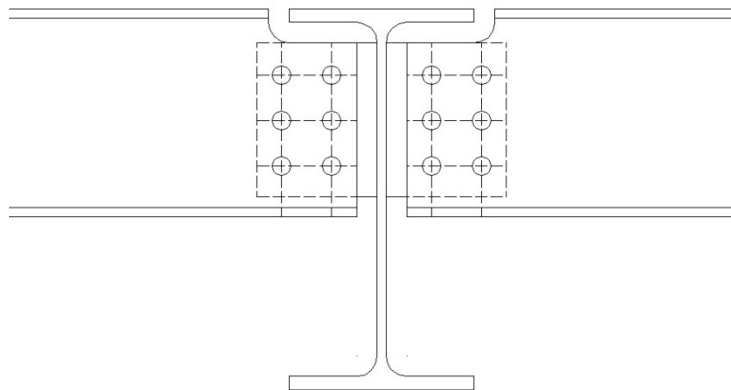
$$V_{pl,Rd,pl} = \frac{A_{pl} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{146 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2992,4 \text{ kN}$$

$$\frac{V'_{Ed}}{V_{pl,Rd,pl}} = \frac{556,95}{2992,4} = 0,186 \leq 0,5$$

Ni potrebno upoštevati interakcije striga in upogiba.

11.5 Spoj sekundarni sovprežni nosilec IPE 180 – primarni nosilec IPE 330

Sekundarni nosilec IPE 180 je členkasto priključen na primarni nosilec IPE 330



Slika 129: Zasnova spoja IPE 180 – IPE 330

11.5.1 Materiali

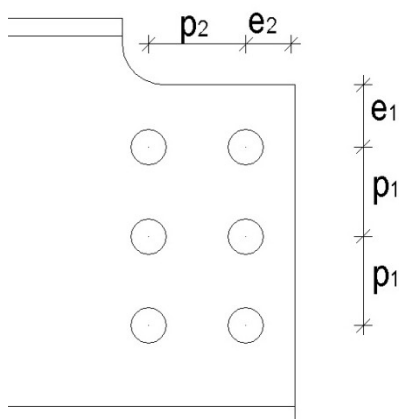
V spoju so uporabljeni vijaki M16 10`9, vsi ostali elementi so kvalitete S355.

11.5.2 Obremenitve

$$V_{Ed} = 94,92 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{4} = \frac{94,92}{4} = 23,73 \text{ kN}$$

11.5.2.1 Dimenzioniranje vijakov in nosilca IPE 180 v spoju



Slika 130: Grafični prikaz e_1 , e_2 , p_1 in p_2

$$d_0 = 1,8\text{cm}$$

$$e_1 = 2,75\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 1,8 = 2,16\text{cm}$$

$$e_2 = 2,16\text{cm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 1,8 = 2,16\text{cm}$$

$$p_1 = 3,96\text{cm} \geq 2,2 * d_0 = 2,2 * 1,8 = 3,96\text{cm}$$

$$p_2 = 4,32\text{cm} \geq 2,2 * d_0 = 2,4 * 1,8 = 4,32\text{cm}$$

- kontrola strižne nosilnosti vijakov (strižna ravnina mora potekati skozi steblo vijaka!)

$$A_s = 1,57\text{cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 * 100 * 1,57}{1,25} = 62,8\text{kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{23,73}{62,8} = 0,38 \leq 1,0$$

- nosilnost vezne pločevine na bočni pritisk

$$t_w = 0,53\text{cm}$$

$$d = 1,6\text{cm}$$

$$d_0 = 1,8\text{cm}$$

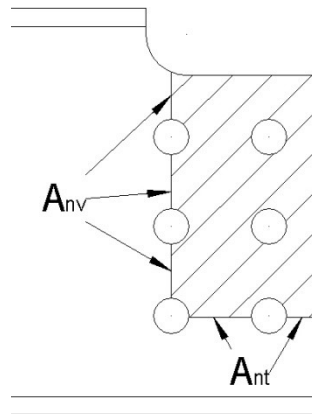
$$f_u = 49\text{kN/cm}^2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4} = \frac{2,75}{3 * 1,8} - \frac{1}{4} = 0,51 \\ \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4} = \frac{3,96}{3 * 1,8} - \frac{1}{4} = 0,483 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{100}{49} = 2,041 \\ 1,0 \end{array} \right. = 0,483$$

$$k_1 = \min \begin{cases} \frac{2,8 * e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8 * 2,16}{1,8} - 1,7 = 1,66 \\ \frac{1,4 * p_2}{d_0} - 1,7 = \frac{1,4 * 4,32}{1,8} - 1,7 = 1,66 = \end{cases} \quad 1,66$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,66 * 0,483 * 49 * 1,6 * 0,53}{1,25} = 26,65 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{23,73}{26,65} = 0,89 \leq 1,0$$



Slika 131: Strižni iztrg

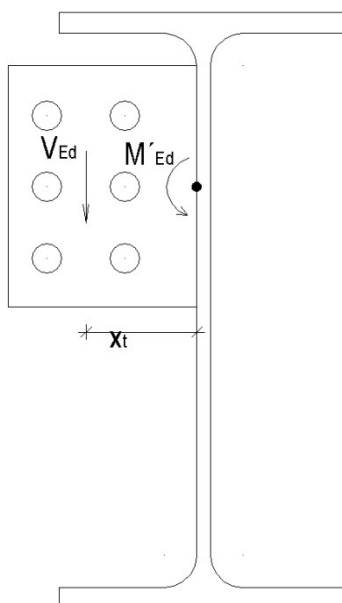
$$A_{nt} = \left[(p_2 - d_0) + \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) \right] * t_w = \left[(4,32 - 1,8) + \left(2,16 - \frac{1,8}{2} \right) \right] * 0,53 = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[2 * (p_1 - d_0) + \left(e_1 - \frac{d_0}{2} \right) \right] * t_w = \left[2 * (3,96 - 1,8) + \left(2,75 - \frac{1,8}{2} \right) \right] * 0,53 = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 * A_{nt} * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 0,5 * 2,0 * \frac{49}{1,25} + 3,27 * \frac{35,5}{\sqrt{3} * 1,0} = 106,22 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{eff,2,Rd}} = \frac{94,92}{106,22} = 0,894 \leq 1,0$$

11.5.2.2 Kontrola zvara pločevine na nosilec IPE 330



Slika 132: Prestavitev delovanja sil v težišče zvara

$$x_t = 6,12\text{cm}$$

$$t_p = 0,8\text{cm}$$

- obremenitve v težišču zvara

$$V_{Ed} = 94,92\text{kN}$$

$$M'_{Ed} = V_{Ed} * x_t = 94,92 * 6,12 = 580,91\text{kNcm}$$

- izberem debelino zvara

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,7 * t = 0,7 * 8 = 5,6\text{mm}$$

$$a_{zv} = 5\text{mm}$$

$$L_{zv} = 13,35\text{cm}$$

$$A_{zv} = 2 * a_{zv} * L_{zv} = 2 * 0,5 * 13,35 = 13,35\text{cm}^2$$

$$W_{zv} = \frac{L_{zv}^2 * 2 * a_{zv}}{6} = \frac{13,35^2 * 2 * 0,5}{6} = 30,51\text{cm}^3$$

$$v_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{A_{zv}} = \frac{94,92}{13,35} = 7,11\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{M'_{Ed}}{W_{zv}} = + \frac{580,91}{30,91} = 18,8\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{vw,d} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + v_{\parallel}^2} = \sqrt{18,8^2 + 7,11^2} = 20,1\text{kN/cm}^2$$

$$f_{ub} = 49\text{kN/cm}^2$$

$$\beta_w = 0,9$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_{ub}}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{49}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 25,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{vw,d}}{f_{vw,d}} = \frac{20,1}{25,15} = 0,8 \leq 1,0$$

11.5.2.3 Kontrola pločevine na nosilec IPE 330

- strižni iztrg

$$A_{nt} = \left[(p_2 - d_0) + \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) \right] \cdot t_p = \left[(4,32 - 1,8) + \left(2,16 - \frac{1,8}{2} \right) \right] \cdot 0,8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[2 \cdot (p_1 - d_0) + \left(e_1 - \frac{d_0}{2} \right) \right] \cdot t_p = \left[2 \cdot (3,96 - 1,8) + \left(2,68 - \frac{1,8}{2} \right) \right] \cdot 0,8 = 9,64 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 \cdot A_{nt} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 0,5 \cdot 3,02 \cdot \frac{49}{1,25} + 9,64 \cdot \frac{35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 256,8 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{eff,2,Rd}} = \frac{94,92}{256,8} = 0,37 \leq 1,0$$

- kontrola prereza pločevine

$$l = 13,35 \text{ cm}$$

$$t = 0,8 \text{ cm}$$

$$A_{pl} = l \cdot t = 13,35 \cdot 0,8 = 16,69 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl} = \frac{l^2 \cdot t}{6} = \frac{13,35^2 \cdot 0,8}{6} = 23,76 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd,pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,76 \cdot 35,5}{1,0} = 843,48 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M'_{Ed}}{M_{pl,Rd,pl}} = \frac{580,91}{843,48} = 0,69 \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd,pl} = \frac{A_{pl} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{16,69 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 342,1 \text{ kN}$$

$$\frac{V'_{Ed}}{V_{pl,Rd,pl}} = \frac{94,92}{342,1} = 0,278 \leq 0,5$$

Ni potrebno upoštevati interakcije striga in upogiba.

12 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge sem izdelal statično analizo dvoetažnega objekta, z enoetažnim delom. V prečni smeri je objekt sestavljen iz nizov momentnih okvirjev, ki so v vzdolžni smeri podprti s centričnim V povezjem.

Za razliko od pogosteje uporabljenih X povezij, se V povezja razlikujejo po tem, da sipajo energijo tako v tlačnih kot v nateznih diagonalah, pri X povezjih se energija sipa samo v nateznih diagonalah. Prav to je bil eden izmed razlogov, zakaj sem se odločil za V povezja, saj sem potresno obtežbo upošteval z nadomestnimi horizontalnimi silami in modalno analizo. Pri modalni analizi program SCIA Engineer ne omogoča računa po teoriji drugega reda, ki pa je nujno potrebna, da program upošteva uklonitev diagonale, ki bi sicer bila v tlaku. Vpliv teorije drugega reda je upoštevan drugače. Pri centričnem V povezju je potrebno upoštevati stanje po uklonu tlačne diagonale, kar se upošteva tako, da se nosilec na katerega se priključujejo diagonale, dimenzionira na obremenitve, ki jih povzroči plastifikacija natezne dagonale. Ker je povezje dimenzionirano na tlačne obremenitve v diagonalah, kjer je merodajen uklon, so prerezi diagonal večji kot bi bili potrebni na nivoju kontrole prereza. Posledica je, da so sile, ki bi jih taka diagonala povzročila pri plastifikaciji v nategu izredno velike in kot take najbolj ekstremna obremenitev, ki se lahko v nosilcih v centričnem povezju pojavi.

Pri določanju potresne obtežbe sem izračunal nihajne čase za vsako smer delovanja potresne obtežbe, določiti pa sem moral tudi faktor obnašanja za vsako smer posebej, saj okvirji glede na zasnovo različno dobro sipajo energijo. Momentni okvirji v prečni smeri objekta bolje sipajo energijo, kot okvirji s centričnimi povezji v vzdolžni smeri, zato je faktor obnašanja, s katerim reduciramo potresne sile v prečni smeri večji kot v vzdolžni smeri.

Ob izračunu obtežb na objekt, sem ugotovil, da je v območju Ljubljane obtežba z vetrom relativno majhna v primerjavi s potresno obtežbo.

V medetaži je armiranobetonska sovprežna plošča, ki je v računskem modelu ni, saj je dimenzionirana posebej, njen vpliv toge šipe je bilo potrebno upoštevati drugače. Vpliv toge šipe sem upošteval z uporabo togih povezav, ki so povezovale določena vozlišča med seboj.

Po opravljeni računski analizi, sem dimenzioniral osnovne elemente s programom SCIA Engineer, vendar je bilo potrebno nosilnost osnovnih elementov preveriti na potresno obtežbo in pri tem upoštevati posebna pravila, ki jih za načrtovano nosilnost za gradnjo na potresnem območju narekuje evropski standard. Po navodilih evropskega standarda, je potrebno zagotoviti, da se energija sipa v točno določenih delih konstrukcije, torej se ostali elementi, ki ne sipajo energije, dimenzionirajo na obremenitve, ki bi jih povzročili elementi, ki dobro sipajo energijo, s plastifikacijo le teh. Posledica teh pravil je, da so stebri veliko močnejši, kot bi bili potrebni za izračunane obremenitve globalne analize.

Značilne spoje sem dimenzioniral po komponentni metodi, saj mi program ni omogočal uporabo polnopenetriranih čelnih zvarov. Polno penetrirani čelni zvari so potrebni, ker se spoj dimenzionira kot polno nosilen, torej na obremenitve, ki jih povzroči upogibni nosilec, pri plastifikaciji in se jih poveča za $1,1 \cdot \gamma_{ov}$. Pri momentnih vijačenih spojih sem uporabil vijake, za tak spoj, relativno velikih dimenzij. Izbira vijakov je bila pogojena z zahtevo, da nosilnost pločevine na bočni pritisk ne sme biti večja kot 80% strižne nosilnosti vijaka. Debelino čelne pločevine je narekovala kontrola pločevine v upogibu. Glede na debelino čelne pločevine sem potreboval vijake, ki bi izpolnili prvi pogoj.

Izbira centričnega V povezja in dimenzioniranje spojev po komponentni metodi, pa ni bila osnovana le zaradi že naštetih razlogov, saj bi se probleme dalo rešiti tudi kako drugače, temveč tudi zaradi želje po dodatnem znanju, ki sem ga s tem pridobil.

VIRI

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.

Predstavitev lokacije 2011.

http://gis.arso.gov.si/atlasokolja/profile.aspx?id=Atlas_Okolja_AXL@Arso

(pridobljeno 5. 4. 2011)

Zahteve za toplotno upornost 2011.

<http://www.mop.gov.si> (pridobljeno 12. 4. 2011)

Informacije o zvočni in toplotni izolaciji medetaže 2011.

<http://www.novolit.si/slo/eps200.html> (pridobljeno 15. 4. 2011)

Informacije o zvočni in toplotni izolaciji fasade in strehe 2011.

<http://www.trimo.si/prodajni-program/strehe/izolirani-stresni-sistemi-trimoterm/ognjevarni-stresni-paneli-trimoterm-snv/> (pridobljeno 15. 4. 2011)

Informacije o sovprežni plošči in trapezni pločevini 2011.

<http://www.corusconstruction.com/en/products/> (pridobljeno 7. 6. 2011)

SIST EN 1990: Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij (istoveten EN 1990:2000), september 2004.

SIST EN 1991: Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb (istoveten z EN 1991-1-1:2000), september 2004.

SIST EN 1991: Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek, september 2004/A101.

SIST EN 1991: Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega, september 2004.

SIST EN 1991: Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek, januar 2008/A101.

SIST EN 1991: Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra, oktober 2005.

SIST EN 1991: Evrokod1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra – Nacionalni dodatek, oktober 2007/A101.

SIST EN 1992: Evrokod2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, maj 2005.

SIST EN 1992: Evrokod2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek, marec 2006/A101.

SIST EN 1993: Evrokod3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, oktober 2005.

SIST EN 1993: Evrokod3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek, marec 2006/A101.

SIST EN 1993: Evrokod3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-8. del: Projektiranje spojev, oktober 2005.

SIST EN 1993: Evrokod3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-8. del: Projektiranje spojev – Nacionalni dodatek, marec 2006/A101.

SIST EN 1994: Evrokod4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, maj 2005.

SIST EN 1994: Evrokod4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek, marec 2006/A101.

SIST EN 1997: Evrokod7: Geotehnično projektiranje - 1. del: Splošna pravila, maj 2005.

SIST EN 1997: Evrokod7: Geotehnično projektiranje - 1. del: Splošna pravila – Nacionalni dodatek, marec 2006/A101.

SIST EN 1998: Evrokod8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, maj 2005.

SIST EN 1998: Evrokod8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek, marec 2006/A101.

KAZALO PRILOG

PRILOGA A: Izpis kontrol za jeklen okvir iz programa SCIA Engineer

PRILOGA B: Izpis kontrol za jeklen dvoetažen steber pri potresni obtežbi iz programa SCIA Engineer

PRILOGA C: Izpis kontrol za jeklen enoetažen steber pri potresni obtežbi iz programa SCIA Engineer

PRILOGA D: Izpis rezultatov in kontrol za sovprežno ploščo iz programa Comdeck

PRILOGA E: Izpis rezultatov za strešno podkonstrukcijo iz programa SCIA Engineer

PRILOGA F: Izpis rezultatov za fasadno podkonstrukcijo iz programa SCIA Engineer

PRILOGA A: Izpis kontrol za jeklen okvir iz programa SCIA Engineer

Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Cross-section
 Selection : All
 Class : MSN
 Layer : primarna

EN 1993-1-1 Code Check

Member	HEB280	S	K97	0.27
S25		355		

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data	
yield strength fy	355.00000 MPa
tension strength fu	490.00000 MPa
fabrication	rolled

....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 18.67 on position 0.000 m

ratio	
maximum ratio	1 38.67
maximum ratio	2 44.53
maximum ratio	3 51.49

==> Class cross-section 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 6.15 on position 0.000 m

ratio	
maximum ratio	1 7.32
maximum ratio	2 8.14
maximum ratio	3 11.20

==> Class cross-section 1
The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	
NEd	-318.33 kN
Vy,Ed	-0.04 kN
Vz,Ed	-56.19 kN
TEd	-0.01 kNm
My,Ed	49.49 kNm
Mz,Ed	0.00 kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values	
Nc,Rd	4664.70 kN
Unity check	0.07 -

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version* **		
Vc,Rd	2168.06	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version* **		
Vc,Rd	843.00	kN
Unity check	0.07	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version* **		
Mc,Rd	544.57	kNm
Unity check	0.09	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version* **		
Mc,Rd	254.89	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.31)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version* **		
MNVy,Rd	544.57	kNm
MNVz,Rd	254.89	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.09 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* **			
Sway type	sway	non-sway	
System Length L	3.000	3.000	m
Buckling factor k	1.63	0.90	
Buckling length Lcr	4.897	2.704	m
Critical Euler load Ncr	16655.03	18692.98	kN
Slenderness	40.44	38.17	
Relative slenderness Lambda	0.53	0.50	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* **		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.5340e-03	m^3
Elastic critical moment Mcr	6150.74	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.30	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

.....SECTION CHECK:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 35.01 on position 7.657 m

ratio		
Student version *Student version* *Student version*		
maximum ratio	1	26.85
maximum ratio	2	30.92
maximum ratio	3	39.98

==> Class cross-section 3
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 5.28 on position 5.743 m

ratio		
Student version *Student version* *Student version*		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.21

==> Class cross-section 1
The critical check is on position 5.743 m

Internal forces		
Student version *Student version* *Student version*		
NEd	-40.22	kN
Vy,Ed	0.05	kN
Vz,Ed	54.72	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-102.67	kNm
Mz,Ed	-0.17	kNm

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Nc,Rd	1909.90	kN
Unity check	0.02	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	697.26	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	526.12	kN
Unity check	0.10	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
 Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	223.08	kNm
Unity check	0.46	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
 Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	44.45	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
MNVy,Rd	223.08	kNm
MNVz,Rd	44.45	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.22 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*			
Sway type	sway	non-sway	
System Length L	1.914	1.914	m
Buckling factor k	1.60	0.66	
Buckling length Lcr	3.070	1.265	m
Critical Euler load Ncr	18380.41	7817.82	kN
Slenderness	24.63	37.77	
Relative slenderness Lambda	0.32	0.49	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	5.5710e-04	m^3
Elastic critical moment Mcr	1037.52	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.44	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Table of values		
Student version *Student version* *Student version* *Student version*		
kyy	1.006	
kyz	1.004	
kzy	1.006	
kzz	1.004	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	5.3800e-03	m^2
Wy	5.5710e-04	m^3
Wz	8.0500e-05	m^3
NRk	1909.90	kN
My,Rk	197.77	kNm
Mz,Rk	28.58	kNm
My,Ed	-102.67	kNm
Mz,Ed	-0.17	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	546.55	kNm
reduced slenderness 0	0.60	
Cmy,0	0.999	
Cmz,0	0.999	
Cmy	1.000	
Cmz	0.999	
Student version *Student version* *Student version* *Student version*		

Table of values	
CmLT	1.004
muy	1.000
muz	1.000
wy	1.128
wz	1.500
npl	0.021
aLT	0.998
bLT	0.000
cLT	0.328
dLT	0.013
eLT	2.941
Cyy	1.003
Cyz	0.852
Czy	0.999
Czz	0.982

Unity check (6.61) = 0.02 + 0.52 + 0.01 = 0.55
 Unity check (6.62) = 0.02 + 0.52 + 0.01 = 0.55

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	39.239

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

Element satisfies the stability check!

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu

EN 1993-1-1 Code Check

Member S19	HEB280	S 355	K61	0.29
------------	--------	-------	-----	------

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength fy	355.00000	MPa
tension strength fu	490.00000	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 18.67 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	26.85
maximum ratio	2	30.92
maximum ratio	3	48.59

==> Class cross-section 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 6.15 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.20

==> Class cross-section 1

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
Student version *Student version* *Student version**		
My,Ed	6376.49	kN
Vz,Ed	52.87	kN
TEd	-0.03	kNm
My,Ed	-46.04	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version**		
Nc,Rd	4664.70	kN
Unity check	0.08	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version**		
Vc,Rd	2168.06	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version**		
Vc,Rd	843.00	kN
Unity check	0.06	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version**		
Mc,Rd	544.57	kNm
Unity check	0.08	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version**		
Mc,Rd	254.89	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version**		
MNVy,Rd	544.57	kNm
MNVz,Rd	254.89	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.01 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters			
	yy	zz	
Sway type	sway	non-sway	
System Length L	3.000	3.000	m
Buckling factor k	1.50	0.87	
Buckling length Lcr	4.489	2.619	m
Critical Euler load Ncr	19820.71	19920.42	kN
Slenderness	37.07	36.97	
Relative slenderness Lambda	0.49	0.48	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.5340e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	6099.23	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.30	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.009	
kyz	0.692	
kzy	0.527	
kzz	1.005	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	1.3140e-02	m ²
Wy	1.5340e-03	m ³
Wz	7.1800e-04	m ³
NRk	4664.70	kN
My,Rk	544.57	kNm
Mz,Rk	254.89	kNm
My,Ed	110.44	kNm
Mz,Ed	1.35	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	2393.08	kNm
reduced slenderness 0	0.48	
Cmy,0	0.989	
Cmz,0	0.993	
Cmy	0.996	
Cmz	0.993	
CmLT	1.003	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.115	
wz	1.500	
npl	0.081	
aLT	0.993	
bLT	0.000	
cLT	0.091	
dLT	0.007	
eLT	1.059	
Cyy	1.009	
Cyz	1.018	
Czy	1.000	
Czz	1.007	

$$\text{Unity check (6.61)} = 0.08 + 0.20 + 0.00 = 0.29$$

$$\text{Unity check (6.62)} = 0.08 + 0.11 + 0.01 = 0.19$$

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	23.238

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
Element satisfies the stability check!

EN 1993-1-1 Code Check

Member S27	IPE330	S 355	K81	0.80
------------	--------	-------	-----	------

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength fy	355.00000	MPa
tension strength fu	490.00000	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
ratio 36.13 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	44.18
maximum ratio	2	50.88
maximum ratio	3	101.64

==> Class cross-section 1
Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
ratio 5.07 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.20

==> Class cross-section 1
The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
NEd	198.97	kN
Vy,Ed	-0.01	kN
Vz,Ed	194.03	kN
TEd	-0.01	kNm
My,Ed	-228.07	kNm
Mz,Ed	-0.02	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	2208.53	kN
Unity check	0.09	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	811.13	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	631.33	kN
Unity check	0.31	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	285.53	kNm
Unity check	0.80	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	54.56	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
MNVy,Rd	285.53	kNm
MNVz,Rd	54.56	kNm

alfa 2.00 beta 1.00

Unity check 0.64 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	8.0430e-04	m ³
Elastic critical moment Mcr	2123.18	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.37	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
Student version *Student version* *Student version*	
hw/t	40.933

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

Element satisfies the stability check !

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*

EN 1993-1-1 Code Check

Member MO14	HEB180	S 355	K70	0.08
-------------	--------	-------	-----	------

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength fy	355.00000	MPa
tension strength fu	490.00000	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 14.35 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	55.09
maximum ratio	2	63.44
maximum ratio	3	56.59

==> Class cross-section 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 5.05 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.42

==> Class cross-section 1
The critical check is on position 2.812 m

Internal forces		
NEd	-19.73	kN
Vy,Ed	-0.12	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	12.16	kNm
Mz,Ed	-0.03	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values		
Nc,Rd	2316.38	kN
Unity check	0.01	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	1072.55	kN
Unity check	0.00	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
 Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	171.11	kNm
Unity check	0.07	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	82.36	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	171.11	kNm
MNVz,Rd	82.36	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.01 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	sway	non-sway	
System Length L	5.625	5.625	m
Buckling factor k	0.69	0.69	
Buckling length Lcr	3.889	3.889	m
Critical Euler load Ncr	5249.09	1867.53	kN
Slenderness	50.76	85.10	
Relative slenderness Lambda	0.66	1.11	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	4.8200e-04	m ³
Elastic critical moment Mcr	246.06	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.83	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.005	
kyz	0.728	
kzy	0.528	
kzz	1.004	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	6.5250e-03	m ²
Wy	4.8200e-04	m ³
Wz	2.3200e-04	m ³
NRk	2316.38	kN
My,Rk	171.11	kNm
Mz,Rk	82.36	kNm
My,Ed	12.16	kNm
Mz,Ed	0.37	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	189.47	kNm
reduced slenderness 0	0.95	

Table of values	
Cmy,0	1.000
Cmz,0	0.991
Cmy	1.000
Cmz	0.991
CmLT	1.000
muy	1.000
muz	1.000
wy	1.132
wz	1.500
npl	0.009
aLT	0.989
bLT	0.000
cLT	0.097
dLT	0.000
eLT	0.069
Cyy	0.998
Cyz	0.950
Czy	0.992
Czz	0.998

Unity check (6.61) = 0.01 + 0.07 + 0.00 = 0.08

Unity check (6.62) = 0.01 + 0.04 + 0.00 = 0.05

Element satisfies the stability check!

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *St

EN 1993-1-1 Code Check

Member MO13	HEB280	S 355	K44	0.13
-------------	--------	-------	-----	------

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength fy	355.00000	MPa
tension strength fu	490.00000	MPa
fabrication	rolled	

....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).

ratio 18.67 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	57.96
maximum ratio	2	66.74
maximum ratio	3	105.29

=> Class cross-section 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).

ratio 6.15 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.30

=> Class cross-section 1

The critical check is on position 2.813 m

Internal forces		
NEd	6.53	kN
Vy,Ed	-0.13	kN
Vz,Ed	0.00	kN
TEd	0.03	kNm
My,Ed	71.61	kNm

Internal forces		
Mz,Ed	-0.13	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	4635.79	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	2168.06	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	843.00	kN
Unity check	0.00	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	544.57	kNm
Unity check	0.13	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	254.89	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)

Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	544.57	kNm
MNVz,Rd	254.89	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
 Unity check 0.02 -

Element satisfies the section check !

.....**STABILITY CHECK**.....

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.5340e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	66464.53	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.09	

LTB Parameters	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	23.238

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

Element satisfies the stability check!

EN 1993-1-1 Code Check

Member MO23	HEB280	S 355	K98	0.11
-------------	--------	-------	-----	------

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength fy	355.00000	MPa
tension strength fu	490.00000	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).

ratio 18.67 on position 4.219 m

ratio		
maximum ratio	1	57.99
maximum ratio	2	66.77
maximum ratio	3	145.43

==> Class cross-section 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).

ratio 6.15 on position 3.516 m

ratio		
maximum ratio	1	10.09
maximum ratio	2	11.21
maximum ratio	3	13.87

==> Class cross-section 1

The critical check is on position 2.813 m

Internal forces		
N _{Ed}	6.33	kN
V _{y,Ed}	0.31	kN
V _{z,Ed}	96.41	kN
T _{Ed}	0.01	kNm
M _{y,Ed}	-0.13	kNm
M _{z,Ed}	-0.02	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	4635.79	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	2168.06	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	843.00	kN
Unity check	0.11	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	544.57	kNm
Unity check	0.00	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	254.89	kNm
Unity check	0.00	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)

Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	544.57	kNm
MNVz,Rd	254.89	kNm

alfa 2.00 beta 1.00

Unity check 0.00 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.5340e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	1049.20	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.72	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
Student version *Student version* *Studer	
hw/t	23.238

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
Element satisfies the stability check!

Student version

PRILOGA B: Izpis kontrol za jeklen dvoetažen steber pri potresni obtežbi iz programa SCIA Engineer

Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Member
 Selection : All
 Class : RC1
 Cross-section : stebr dvoetažni - HEB280

EN 1993-1-1 Code Check

Member	HEB280	S	NC1	0.30
B1		355		

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Γ_{M0} for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Γ_{M1} for resistance to instability	1.00
partial safety factor Γ_{M2} for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength f_y	355.0	MPa
tension strength f_u	490.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 18.67 on position 0.000 m

ratio	
maximum ratio 1	39.32
maximum ratio 2	45.28
maximum ratio 3	66.69

==> Class cross-section 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 6.15 on position 0.000 m

ratio	
maximum ratio 1	7.32
maximum ratio 2	8.14
maximum ratio 3	11.20

==> Class cross-section 1

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
NEd	-302.73	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	75.99	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-128.11	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values		
Nc,Rd	4664.70	kN
Unity check	0.06	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	843.00	kN

Table of values		
Unity check	0.09	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	544.57	kNm
Unity check	0.24	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.31)
Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	544.57	kNm
MNVz,Rd	254.89	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.24 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	sway	non-sway	
System Length L	3.000	3.000	m
Buckling factor k	2.02	1.00	
Buckling length Lcr	6.073	3.000	m
Critical Euler load Ncr	10828.00	15187.68	kN
Slenderness	50.15	42.35	
Relative slenderness Lambda	0.66	0.55	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.5340e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	6456.32	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.29	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.018	
kyz	0.723	
kzy	0.534	
kzz	1.030	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	1.3140e-02	m ²
Wy	1.5340e-03	m ³
Wz	7.1800e-04	m ³
NRk	4664.70	kN
My,Rk	544.57	kNm
Mz,Rk	254.89	kNm

Table of values		
My,Ed	-128.11	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	2393.08	kNm
reduced slenderness 0	0.48	
Cmy,0	0.978	
Cmz,0	1.005	
Cmy	0.993	
Cmz	1.005	
CmLT	1.000	
muy	1.000	
muz	1.000	
wy	1.115	
wz	1.500	
npl	0.065	
aLT	0.993	
bLT	0.000	
cLT	0.105	
dLT	0.000	
eLT	0.982	
Cyy	1.003	
Cyz	0.986	
Czy	0.989	
Czz	0.995	

Unity check (6.61) = 0.06 + 0.24 + 0.00 = 0.30
 Unity check (6.62) = 0.06 + 0.13 + 0.00 = 0.19

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	23.238

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
 Element satisfies the stability check!

PRILOGA C: Izpis kontrol za jeklen enoetažen steber pri potresni obtežbi iz programa SCIA Engineer

Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Member
 Selection : All
 Class : RC1
 Cross-section : steber zunanji dvoetažni - HEB280

EN 1993-1-1 Code Check

Member	HEB280	S	NC1	0.45
B1		355		

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Γ_{M0} for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Γ_{M1} for resistance to instability	1.00
partial safety factor Γ_{M2} for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength f_y	355.0	MPa
tension strength f_u	490.0	MPa
fabrication	rolled	

....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 18.67 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio 1	47.51	
maximum ratio 2	54.71	
maximum ratio 3	84.58	

==> Class cross-section 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 6.15 on position 0.000 m

ratio		
maximum ratio 1	7.32	
maximum ratio 2	8.14	
maximum ratio 3	11.20	

==> Class cross-section 1

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
NEd	-144.03	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	47.50	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-200.60	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values		
Nc,Rd	4664.70	kN
Unity check	0.03	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	843.00	kN

Table of values		
Unity check	0.06	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	544.57	kNm
Unity check	0.37	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.31)
Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	544.57	kNm
MNVz,Rd	254.89	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.37 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	sway	non-sway	
System Length L	6.000	6.000	m
Buckling factor k	2.02	1.00	
Buckling length Lcr	12.147	6.000	m
Critical Euler load Ncr	2707.00	3796.92	kN
Slenderness	100.30	84.69	
Relative slenderness Lambda	1.31	1.11	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	
Buckling curve	b	c	
ImperfectionAlpha	0.34	0.49	
Reduction factor Chi	0.42	0.48	
Buckling resistance Nb,Rd	1962.94	2238.12	kN

Table of values		
A	1.3140e-02	m ²
Buckling resistance Nb,Rd	1962.94	kN
Unity check	0.07	-

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.5340e-03	m ³
Elastic critical moment Mcr	2170.09	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.50	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)
Interaction Method 1

Table of values		
kyy	1.029	
kyz	0.889	
kzy	0.558	

Table of values		
kzz	1.054	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	1.3140e-02	m^2
Wy	1.5340e-03	m^3
Wz	7.1800e-04	m^3
NRk	4664.70	kN
My,Rk	544.57	kNm
Mz,Rk	254.89	kNm
My,Ed	-200.60	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	829.72	kNm
reduced slenderness 0	0.81	
Cmy,0	0.967	
Cmz,0	1.009	
Cmy	0.993	
Cmz	1.009	
CmLT	1.005	
muy	0.968	
muz	0.980	
wy	1.115	
wz	1.500	
npl	0.031	
aLT	0.993	
bLT	0.000	
cLT	0.371	
dLT	0.000	
eLT	0.315	
Cyy	0.992	
Cyz	0.795	
Czy	0.958	
Czz	0.975	

Unity check (6.61) = 0.07 + 0.38 + 0.00 = 0.45
 Unity check (6.62) = 0.06 + 0.21 + 0.00 = 0.27

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	23.238

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
 Element satisfies the stability check!

PRILOGA D: Izpis rezultatov in kontrol za sovprežno ploščo iz programa Comdeck

SCI	Corus Panels and Profiles	8.3
JOB REFERENCE:	Diplomska naloga Turk J.	Date: 08-21-2011
DECK REFERENCE:	CF 46 0.9	Time: 14:05:29
COMPANY NAME:		Job No:
CLIENT NAME:	mizarska delavnica	
FILENAME:	sovpresna plosca	Calcs by: Checked by:

FULL OUTPUT**NOTE: SECTION DESIGNED TO ENV 1994-1**

Construction Stage:	PASS	Max Unity Factor = 0,61
Normal Stage:	PASS	Max Unity Factor = 0,35
Fire Condition:	PASS	Max Unity Factor = 0,00
Serviceability:	SATISFACTORY	Max Unity Factor = 0,24

***** SECTION ADEQUATE *******FLOOR PLAN DATA : (unpropped composite construction with CF46/0.9 decking)**

Beam centres - equal	1,90 m	Span type	MULTIPLE
Beam or wall width	91 mm	Propping	NONE

PROFILE DATA : (CF46/0.9 decking. Grade S 280 GD)

Depth	46 mm	Pitch of deck ribs	225 mm
Trough width	105 mm	Crest width	67,0 mm
Nominal sheet thickness	0,90 mm	Design sheet thickness	0,86 mm
Deck weight	0,09 kN/m ²	Yield strength	280 N/mm ²

CONCRETE SLAB : [Normal Weight Concrete ; Mesh : A193]

Overall slab depth	120 mm		
Concrete class	C25/30	Concrete wet density	2400 kg/m ³
Modular ratio	10	Concrete dry density	2350 kg/m ³
Bar reinforcement : Diameter	8 mm	Yield strength	500 N/mm ²
Mesh reinforcement : Mesh	A193	Yield strength	500 N/mm ²
Account for End Anchorage	YES	Distance from slab soffit	80 mm
		Cover to Mesh	30 mm
		Shear connectors per rib	1
		Diameter of Shear Connectors	19 mm
Screed depth	50 mm	Screed density	2000 kg/m ³

SECTION PROPERTIES :

***NOTE - 1: All values of inertia are expressed in steel units

***NOTE - 2: Average inertia is used for deflection calculations for the composite stage

***NOTE - 3: Cracked dynamic inertia is used for natural frequency calculations

DECK PROFILE:

Sagging Inertia, I _{xx}	41,500 cm ⁴ /m	Area of profile (Net), A _p	1137 mm ² /m
Hogging Inertia, I _{yy}	0,000 cm ⁴ /m		

COMPOSITE:

Inertia, I _{xx} - Uncracked	1350 cm ⁴ /m	Cracked	682 cm ⁴ /m
Average inertia	1016 cm ⁴ /m	Cracked inertia (dynamic)	773 cm ⁴ /m
Shear bond coefficients - m	86,80	k	0,216898
Concrete volume	0,101 m ³ /m		

LOADS ACTING ON SLAB : (ACTIONS)

*** NOTE: Slab subjected to uniformly distributed loads (UDL) ONLY

Imposed (occupancy)	2,00 kN/m ²	Partitions	0,00 kN/m ²
Ceilings and services	7,00 kN/m ²	Finishes	0,00 kN/m ²
Self weight of concrete slab (wet)	2,38 kN/m ²	Self weight of decking	0,09 kN/m ²
Self weight of concrete slab (dry)	2,33 kN/m ²	Self weight of screeds	0,98 kN/m ²
Construction load	2,4 kN/m ²		

LINE LOADS PERPENDICULAR TO DECK SPAN : (ACTIONS)

None

LINE LOADS PARALLEL TO DECK SPAN : (ACTIONS)

None

FIRE DATA :

Design method	FIRE ENGINEERING	Fire resistance period	30 mins
Non-permanent imposed loads	0,0 kN/m ²		

PARTIAL SAFETY FACTORS :**Actions**

Permanent, gamma G	1,35
Permanent - accidental, gamma GA	1,00
Variable, gamma Q	1,50
Combination factor - Fire, psi 1	0,50

Materials

Structural steel - elastic, gamma M0	1,10
Structural steel - buckling, gamma M1	1,10
Concrete, gamma C	1,50
Reinforcement, gamma S	1,15

CONSTRUCTION STAGE**LOADINGS :**

	Unfactored (kN/m ²)	Factored (kN/m ²)
Self weight of decking	0,09	0,12
Self weight of concrete slab (wet)	2,38	3,21
Construction load (one span)	2,37	3,55
Construction load (adjacent span(s))	0,79	1,18

Total factored load (maximum) = 0,12 + 3,21 + 0,00 + 3,55
= **6,88 kN/m²**

EFFECTIVE SPAN OF DECK :Effective span L_e , is the smaller of

1) c/c of supports	= 1,90 m
2) clear span + deck depth	= 1,81 + 46,0 / 1000
	= 1,86 m
Therefore L_e	= 1,86 m

SHEAR RESISTANCE CHECK :

*** Check at first interior support position

Applied shear	= [1,10 * 0,12 + 1,20 * 3,21 + 2,50 * 3,55/3] * 1,86 / 2
	= 6,44 kN/m
Shear strength of decking, buckling	= 172,3 N/mm ²
Resistance, P_v	= 63,6 kN/m
Shear strength of decking, yielding	= 161,7 N/mm ²
Resistance, P_v	= 59,6 kN/m
Shear resistance of decking, P_v	= MIN(63,6, 59,6)
	= 59,6 kN/m

UNITY FACTOR	= 0,11
--------------	--------

PASS**WEB CRUSHING RESISTANCE CHECK :**

*** Check at first interior support position

Applied reaction	= 12,88 kN/m
Web crushing resistance, P_w	= 32,19 kN/m

UNITY FACTOR	= 0,40
--------------	--------

PASS

BENDING RESISTANCE CHECK :

NOTE: *** a 30% redistribution of hogging moment is taken based on equilibrium of the continuous decking as the sagging moment does not exceed the design resistance

SAGGING: Max applied moment = $[0,080 * 0,12 + 0,094 * 3,21 + 0,094 * 3,55] * 1,86^2$
= 2,22 kNm/m
Moment resistance, Mc = 4,63 kNm/m

UNITY FACTOR = 0,53 **PASS**

HOGGING: Max. applied moment = $[0,100 * 0,12 + 0,117 * 3,21 + 0,250 * 3,55/3] * 1,86^2$
= 1,65 kNm/m
Moment resistance, Mc = 4,67 kNm/m

UNITY FACTOR = 0,39 **PASS**

INTERACTION OF BENDING MOMENT AND SHEAR :

NOTE 1: *** Check at first interior support position

NOTE 2: *** a 30% redistribution of hogging moment is taken based on equilibrium of the continuous decking as the sagging moment does not exceed the design resistance

Applied shear = 6,44 kN/m
Shear resistance, Pv = 59,64 kN/m
Applied moment = 1,65 kNm/m
Moment resistance, Mc = 4,67 kNm/m

UNITY FACTOR = $[6,44/59,64]^2 + [2,35/4,67]^2$
= 0,16 **PASS**

INTERACTION OF BENDING MOMENT AND WEB CRUSHING :

NOTE 1: *** Check at first interior support position

NOTE 2: *** a 30% redistribution of hogging moment is taken based on equilibrium of the continuous decking as the sagging moment does not exceed the design resistance

Applied reaction = 12,12 kN/m
Web crushing resistance, Pw = 32,19 kN/m
Applied moment = 1,65 kNm/m
Moment resistance, Mc = 4,67 kNm/m

UNITY FACTOR = $12,12/32,19 + 1,65/4,67$
= 0,73 (**< 1.25**) **PASS**

DEFLECTION CHECK :

Allowable deflection δ_{max} , is the smaller of

- 1) Effective span/180 (= 10,3 mm), and
- 2) 20.0 mm (absolute maximum value), and
- 3) Slab depth/10 = (12,0 mm)

Max. self weight deflection = $0,0069 * 2,47 * (1,86 * 1000)^4 / (210 * 415000) / 1000$
= 2,31 mm (**< 10,31 mm**) **SATISFACTORY**

*****NOTE: Deflection within code limits; ponding is not considered**

NORMAL STAGE**LOADINGS : (see construction load calculations for details):**

	Unfactored (kN/m²)	Factored (kN/m²)
Dead	0,09 + 2,33 = 2,42	3,26
Imposed	2,00 + 0,00 = 2,00	3,00
Superimposed dead	7,00 + 0,00 + 0,98 = 7,98	10,77
Total	= 12,40 kN/m²	17,04 kN/m²

EFFECTIVE SPAN :Effective span L_e , is the smaller of

- 1) c/c of supports = 1,90 m
 - 2) clear span + slab overall depth = 1,8 + 120,0 / 1000 = 1,93 m
- Therefore L_e = 1,90 m

SHEAR RESISTANCE CHECK :

Maximum applied shear	= 0,5 * 17,04 * 1,90 = 16,18 kN/m
Shear stress in concrete, v	= 0,32 N/mm ²
Shear strength of concrete, v_c	= 0,91 N/mm ²
Shear resistance	= 131,50 * 85,994 * 0,300 * 1,51 * (1,2 + 40 * 0,02) / 225,00 = 45,66 kN/m

UNITY FACTOR = 0,35

PASS**PUNCHING SHEAR CHECK :**

Not Applicable

SHEAR BOND RESISTANCE CHECK :

Shear span	= 1,90 / 4 = 0,48 m
Applied shear	= 16,2 - 1,0 * (0,09 + 2,33) * 0,5 * 1,9 * 1,0 = 13,89 kN/m
Shear due to shear bond	= 1000 * 101,4/1,25 * [86,8 * 1137,0 / (1000 * 475,0) + 0,2169] / 1000 = 34,46 kN/m (using m&k method)
Tension in bar reinforcement	= 50,3/1,15 * 500,0 / 225,0 = 97,13 kN/m
Moment due to reinforcement	= 97,1 * (120,0 - 80,0 - 27,3 / 2) / 1000 = 2,56 kNm/m
Shear due to reinforcement	= 2,56 / 0,48 = 5,39 kN/m
Force in shear connectors	= MIN(16,64, 11,14) * 1000/225,00 * 1 = 49,52 kN/m
Moment due to end anchorage	= 49,52 * (101,43 - 27,29/2) / 1000 = 4,35 kN/m
Shear due to end anchorage	= 0,5 * MIN(4,35 / 0,48, 34,46) = 4,58 kN/m
Total shear resistance	= 34,46 + 5,39 + 4,58 = 44,43 kN/m

UNITY FACTOR = 0,31

PASS

BENDING RESISTANCE CHECK :

Applied bending moment	= $0.125 * 17,04 * 1,90^2$ = 7,69 kNm/m
Depth of concrete stress block	= 27,29 mm
NOTE: depth of concrete in compression may be limited to 0.45 ds	
Tension in decking	= 289,42 kN/m
Tension in bar reinforcement	= 97,13 kN/m
Depth to position of resultant tension	= $(97,1 * 40,0 + 289,4 * 101,4) / (97,1 + 289,4)$ = 85,99 mm
Lever arm	= 72,35 mm
NOTE: lever arm may be limited to 0.95 ds	
Compression in concrete	= 386,55 kN/m
Moment resistance	= $386,55 * 72,35/1000$ = 27,97 kNm/m

UNITY FACTOR = 0,27

PASS

FIRE RESISTANCE CHECK :

No fire check required. All slabs have at least 30 minutes fire resistance

DEFLECTION CHECK :

Allowable deflection δ_{max-i} under imposed loads, is the smaller of

- 1) Effective span/350 (= 5,4 mm), and
- 2) 20.0 mm (absolute maximum value)

Imposed load deflection	= $5 / 384 * 2,00 * (1,90 * 1000)^4 / (210 * 10161656)$ /1000 = 0,2 mm (< 5,4 mm)	SATISFACTORY
-------------------------	--	---------------------

Allowable total deflection δ_{max-t} , is the smaller of

- 1) Effective span/250 or 7,6 mm, and
- 2) 30.0 mm (SCl recommended absolute maximum value)

Deflection due to imposed loads	= 0,2 mm (based on average inertia)	
Additional deflection due to superimposed dead loads	= 0,6 mm (based on average inertia)	
Total deflection	= 0,2 + 0,6 = 0,8 mm (< 7,6 mm)	SATISFACTORY

DYNAMIC SENSITIVITY :

***** NOTE: loads are dead + super-imposed dead + 10% imposed**

Dynamic inertia (cracked section)	= 773 cm ⁴	
Maximum deflection	= $5 / 384 * 11,40 * (1,90 * 1000)^4 / (210 * 7727507)$ /1000 = 1,19 mm	
Frequency	= $18 / \text{sqr}(1,19)$ = 16,49 Hz (greater than 4,00 Hz)	SATISFACTORY

PRILOGA E: Izpis rezultatov za strešno podkonstrukcijo iz programa SCIA Engineer

Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Member
 Selection : All
 Class : MSN
 Cross-section : sekundarni stresni nosilec- IPE160

EN 1993-1-1 Code Check

Member	IPE160	S	K1	0.30
B1		355		

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength fy	355.0	MPa
tension strength fu	490.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 25.44 on position 3.133 m

ratio		
maximum ratio	1	57.75
maximum ratio	2	66.51
maximum ratio	3	101.05

=> Class cross-section 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 3.99 on position 3.133 m

ratio		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.38

=> Class cross-section 1
The critical check is on position 4.700 m

Internal forces		
NEd	2.71	kN
Vy,Ed	-0.48	kN
Vz,Ed	-14.31	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-13.12	kNm
Mz,Ed	-0.15	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Nt,Rd	709.13	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Vc,Rd	263.17	kN

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	198.11	kN
Unity check	0.07	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	43.98	kNm
Unity check	0.30	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	9.27	kNm
Unity check	0.02	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
MNVy.Rd	43.98	kNm
MNVz.Rd	9.27	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.11 -

Element satisfies the section check !

.....**STABILITY CHECK**:....

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Student version *Student version* *Student version*		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.2390e-04	m ³
Elastic critical moment Mcr	128.96	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.58	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
Student version *Student version* *Student version*	
hw/t	29.040

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

Element satisfies the stability check !

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu

EN 1993-1-1 Code Check

Member B2	IPE160	S 355	K1	0.30
-----------	--------	-------	----	------

Basic data EC3 : EN 1993	
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version*	
partial safety factor Gamma M0 for resistance to cross sections	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
Student version *Student version* *Student version* *Student version*		
yield strength fy	355.0	MPa
tension strength fu	490.0	MPa
fabrication	rolled	

.....SECTION CHECK:.....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 25.44 on position 0.000 m

ratio		
Student version *Student version* *Student version*		
maximum ratio	1	58.11
maximum ratio	2	66.91
maximum ratio	3	105.20

==> Class cross-section 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 3.99 on position 0.000 m

ratio		
Student version *Student version* *Student version*		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.96

==> Class cross-section 1
The critical check is on position 1.258 m

Internal forces		
Student version *Student version* *Student version*		
NEd	1.51	kN
Vy,Ed	-0.55	kN
Vz,Ed	-13.78	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-13.08	kNm
Mz,Ed	-0.17	kNm

Normal force check
 According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Nt,Rd	709.13	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vy)
 According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	263.17	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)
 According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	198.11	kN
Unity check	0.07	-

Bending moment check (My)
 According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	43.98	kNm
Unity check	0.30	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)
Section classification is 1.

Table of values		
Mc,Rd	9.27	kNm
Unity check	0.02	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
Section classification is 1.

Table of values		
MNVy,Rd	43.98	kNm
MNVz,Rd	9.27	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
Unity check 0.11 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.2390e-04	m ³
Elastic critical moment Mcr	100.73	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.66	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	

The slenderness or bending moment is such that Lateral Torsional Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.2.2(4)

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	29.040

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

Element satisfies the stability check !

Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu

EN 1993-1-1 Code Check

Member B3	IPE160	S 355	K1	0.43
-----------	--------	-------	----	------

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Gamma M0 for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Gamma M1 for resistance to instability	1.00
partial safety factor Gamma M2 for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength fy	355.0	MPa
tension strength fu	490.0	MPa
fabrication	rolled	

....:SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
ratio 25.44 on position 1.567 m

ratio		
Student version *Student version* *Student version*		
maximum ratio	1	58.31
maximum ratio	2	67.15
maximum ratio	3	100.92

==> Class cross-section 1

Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).

ratio 3.99 on position 1.567 m

ratio		
Student version *Student version* *Student version*		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.56

==> Class cross-section 1

The critical check is on position 3.442 m

Internal forces		
Student version *Student version* *Student version*		
NEd	0.81	kN
Vy,Ed	-0.55	kN
Vz,Ed	-14.54	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-16.27	kNm
Mz,Ed	-0.18	kNm

Warning: Torsion is not taken into account for this cross-section!

Normal force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.3. and formula (6.5)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Nt,Rd	709.13	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vy)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	263.17	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	198.11	kN
Unity check	0.07	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	43.98	kNm
Unity check	0.37	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	9.27	kNm
Unity check	0.02	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.9.1. and formula (6.41)
 Section classification is 1.

Table of values		
MNVy.Rd	43.98	kNm
MNVz.Rd	9.27	kNm

alfa 2.00 beta 1.00
 Unity check 0.16 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	1.2390e-04	m ³
Elastic critical moment Mcr	91.78	kNm
Relative slenderness Lambda,LT	0.69	
Limit slenderness Lambda,LT,0	0.40	
LTB curve	a	
Imperfection Alpha,LT	0.21	
Reduction factor Chi,LT	0.85	
Buckling resistance Mb.Rd	37.45	kNm
Unity check	0.43	-

Mcr Parameters		
LTB length	1.875	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.00	
C2	0.05	
C3	0.94	

load in center of gravity

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

Table of values	
hw/t	29.040

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.

Element satisfies the stability check !

PRILOGA F: Izpis rezultatov za fasadno podkonstrukcijo iz programa SCIA Engineer

Check of steel

Nonlinear calculation, Extreme : Member
 Selection : All
 Class : MSN
 Cross-section : vdolžna fasdna lega - U80

EN 1993-1-1 Code Check

Member	U80	S	K1	0.62
B1		355		

Basic data EC3 : EN 1993	
partial safety factor Γ_{M0} for resistance of cross-sections	1.00
partial safety factor Γ_{M1} for resistance to instability	1.00
partial safety factor Γ_{M2} for resistance of net sections	1.25

Material data		
yield strength f_y	355.0	MPa
tension strength f_u	490.0	MPa
fabrication	rolled	

....SECTION CHECK:....

Width-to-thickness ratio for internal compression parts (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 1).
 ratio 8.00 on position 5.625 m

ratio		
maximum ratio	1	58.57
maximum ratio	2	67.45
maximum ratio	3	131.32

==> Class cross-section 1
 Width-to-thickness ratio for outstand flanges (EN 1993-1-1 : Tab.5.2. sheet 2).
 ratio 3.88 on position 5.625 m

ratio		
maximum ratio	1	7.32
maximum ratio	2	8.14
maximum ratio	3	11.72

==> Class cross-section 1
 The critical check is on position 5.625 m

Internal forces		
N_{Ed}	-0.01	kN
$V_{y,Ed}$	-0.63	kN
$V_{z,Ed}$	2.54	kN
T_{Ed}	0.00	kNm
$M_{y,Ed}$	-2.86	kNm
$M_{z,Ed}$	0.20	kNm

Compression check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.4 and formula (6.9)
 Section classification is 1.

Table of values		
$N_{c,Rd}$	390.50	kN
Unity check	0.00	-

Shear check (V_y)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	124.62	kN
Unity check	0.01	-

Shear check (Vz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.6. and formula (6.17)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Vc,Rd	100.84	kN
Unity check	0.03	-

Bending moment check (My)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	11.29	kNm
Unity check	0.25	-

Bending moment check (Mz)

According to article EN 1993-1-1 : 6.2.5. and formula (6.12)

Section classification is 1.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
Mc,Rd	4.53	kNm
Unity check	0.04	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to article EN 1993-1-1 : 6.2 and formula (6.1)

Section classification is 3.

Table of values		
Student version *Student version* *Student version*		
sigma N	0.0	MPa
sigma Myy	107.9	MPa
sigma Mzz	31.4	MPa
Tau y	0.0	MPa
Tau z	0.0	MPa
Tau t	0.2	MPa

ro 0.00 place 3
Unity check 0.39 -

Element satisfies the section check !

....:STABILITY CHECK:....

Flexural Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* **			
Sway type	sway	non-sway	
System Length L	5.625	1.875	m
Buckling factor k	1.10	0.51	
Buckling length Lcr	6.174	0.956	m
Critical Euler load Ncr	57.64	440.06	kN
Slenderness	198.87	71.98	
Relative slenderness Lambda	2.60	0.94	
Limit slenderness Lambda,0	0.20	0.20	

The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4)

Torsional (-Flexural) Buckling check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. and formula (6.46)

Table of values		
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *St		
Torsional Buckling length	1.875	m
Ncr,T	901.97	kN
Ncr,TF	56.00	kN
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *St		

Table of values		
Relative slenderness λ_{T}	2.64	
Limit slenderness $\lambda_{T,0}$	0.20	

The slenderness or compression force is such that Torsional (-Flexural) Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2

Lateral Torsional Buckling Check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. and formula (6.54)

LTB Parameters		
Method for LTB curve	Art. 6.3.2.2.	
Wy	2.6500e-05	m ³
Elastic critical moment M_{cr}	14.52	kNm
Relative slenderness λ_{LT}	0.80	
Limit slenderness $\lambda_{LT,0}$	0.40	
LTB curve	d	
Imperfection α_{LT}	0.76	
Reduction factor χ_{LT}	0.58	
Buckling resistance $M_{b,Rd}$	5.43	kNm
Unity check	0.53	-

Mcr Parameters		
LTB length	1.875	m
k	1.00	
k _w	1.00	
C1	1.99	
C2	0.05	
C3	0.94	

load in center of gravity

Compression and bending check

According to article EN 1993-1-1 : 6.3.3. and formula (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Table of values		
k _{yy}	1.000	
k _{yz}	1.000	
k _{zy}	1.000	
k _{zz}	1.000	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	1.1000e-03	m ²
Wy	2.6500e-05	m ³
Wz	6.3600e-06	m ³
NRk	390.50	kN
My,Rk	9.41	kNm
Mz,Rk	2.26	kNm
My,Ed	-2.86	kNm
Mz,Ed	0.20	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	14.52	kNm
reduced slenderness 0	0.80	
C _{my,0}	1.000	
C _{mz,0}	1.000	
C _{my}	1.000	
C _{mz}	1.000	
C _{mLT}	1.000	
m _{uy}	1.000	
m _{uz}	1.000	
w _y	1.200	
w _z	1.500	
n _{pl}	0.000	
a _{LT}	0.980	
b _{LT}	0.006	
c _{LT}	0.482	
d _{LT}	0.035	
e _{LT}	0.664	
C _{yy}	0.999	
C _{yz}	0.759	

Table of values	
Czy	0.993
Czz	1.000

Unity check (6.61) = 0.00 + 0.53 + 0.09 = 0.62
 Unity check (6.62) = 0.00 + 0.53 + 0.09 = 0.62

Shear buckling check

in buckling field 1

According to article EN 1993-1-5 : 5. & 7.1. and formula (5.10) & (7.1)

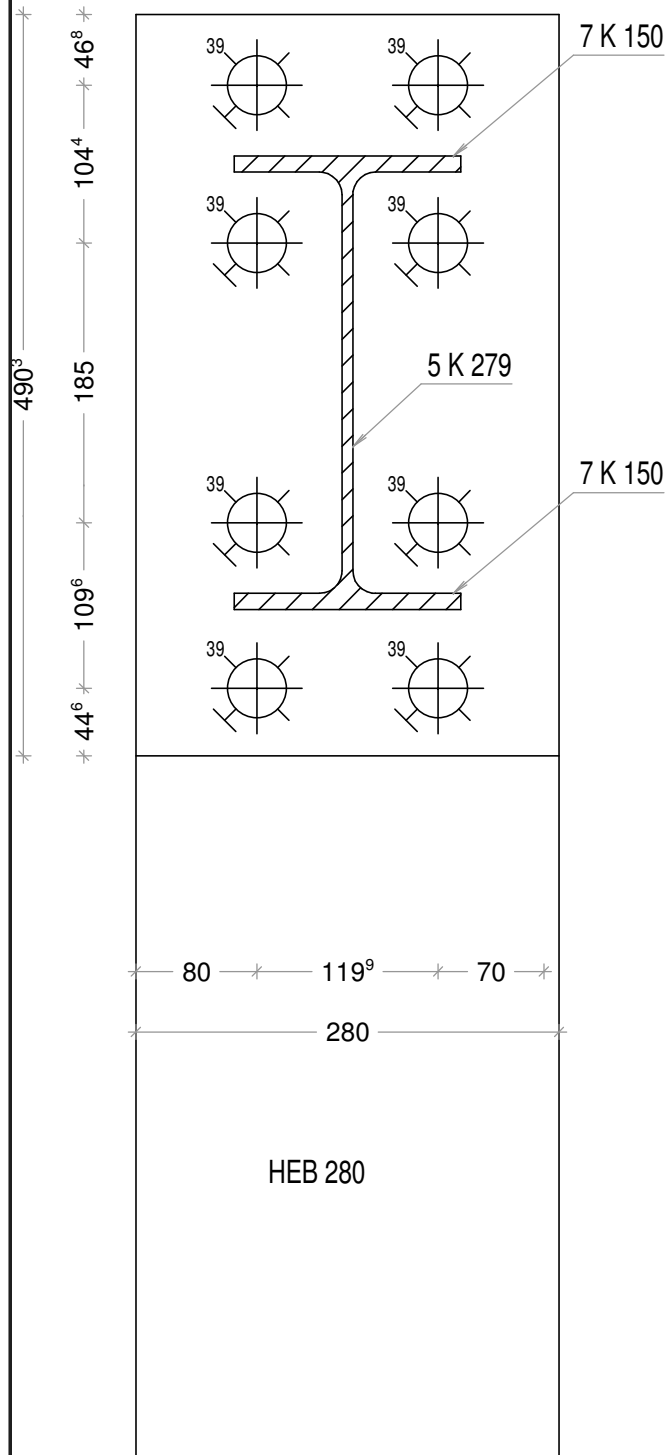
Table of values	
hw/t	10.667

The web slenderness is such that the Shear Buckling Check is not required.
 Element satisfies the stability check!

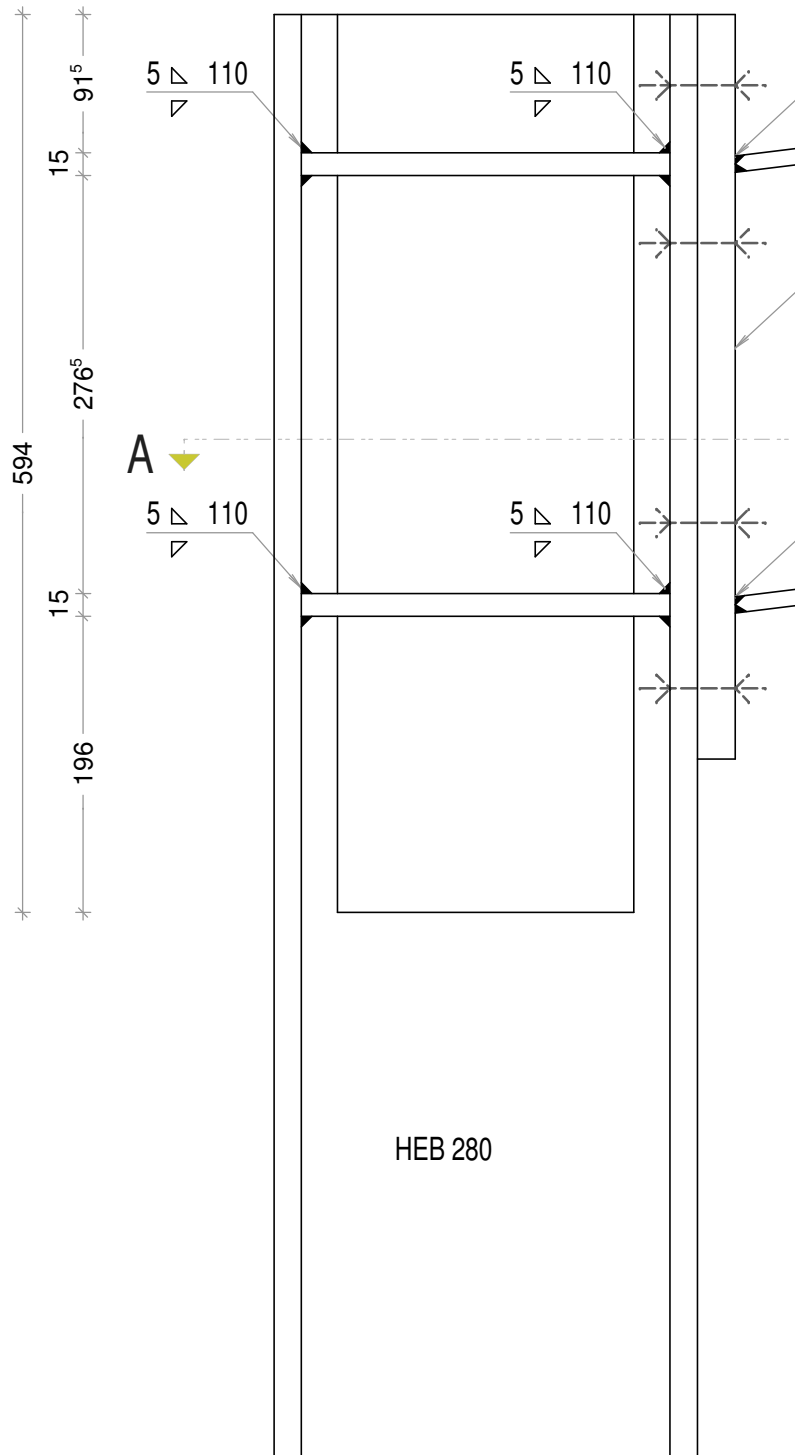
Student version

PRILOGA G: Pozicijski načrti in detajli

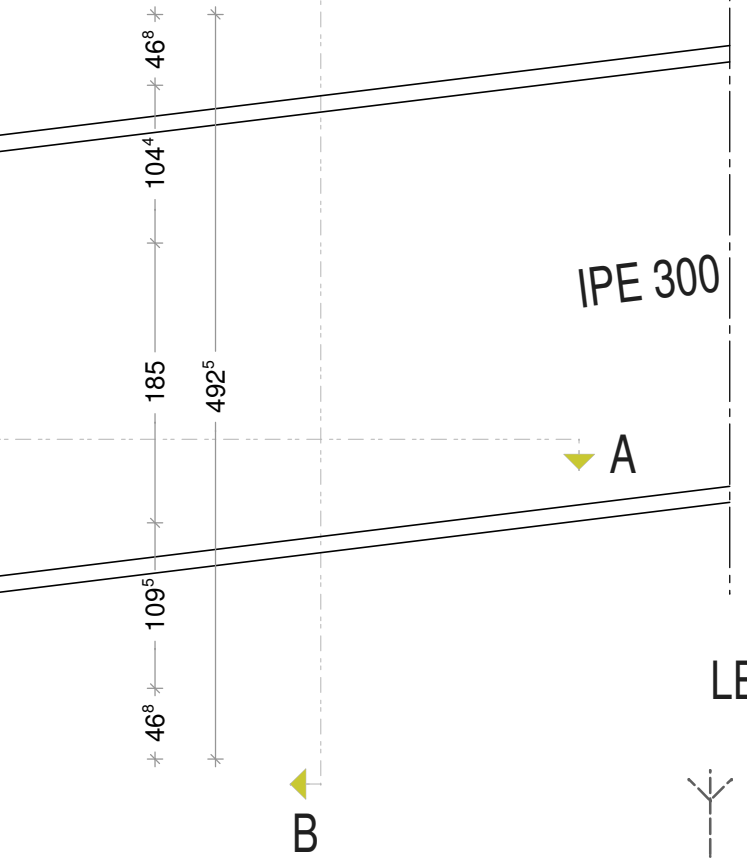
Prerez B - B



24 196 24 25

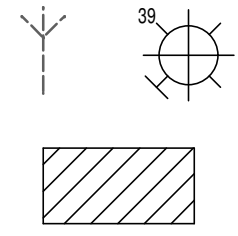


B



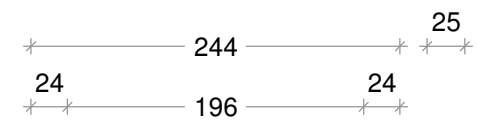
IPE 300

LEGENDA

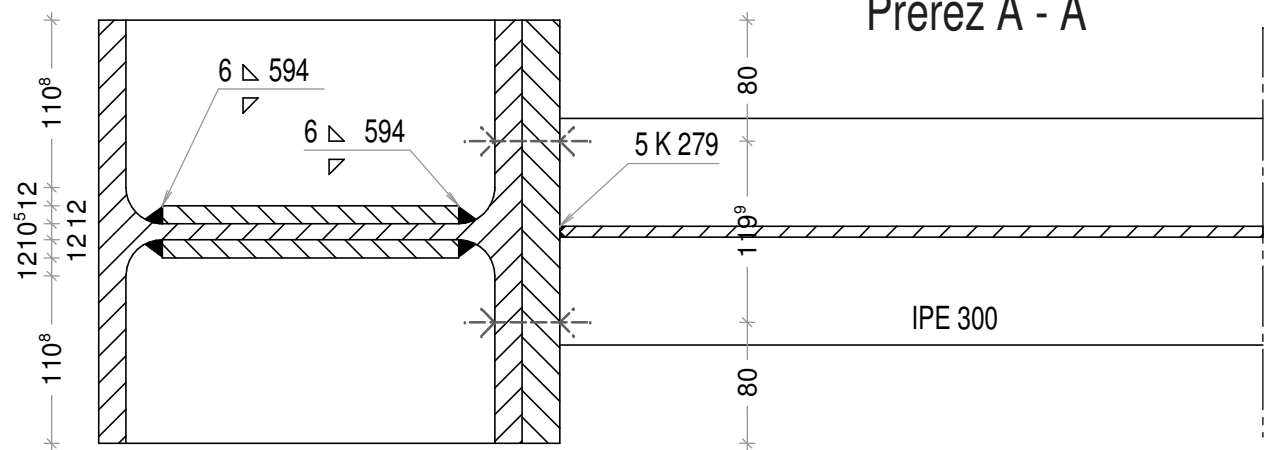


Vijaki M36 10'9

Jeklo S355



Prerez A - A



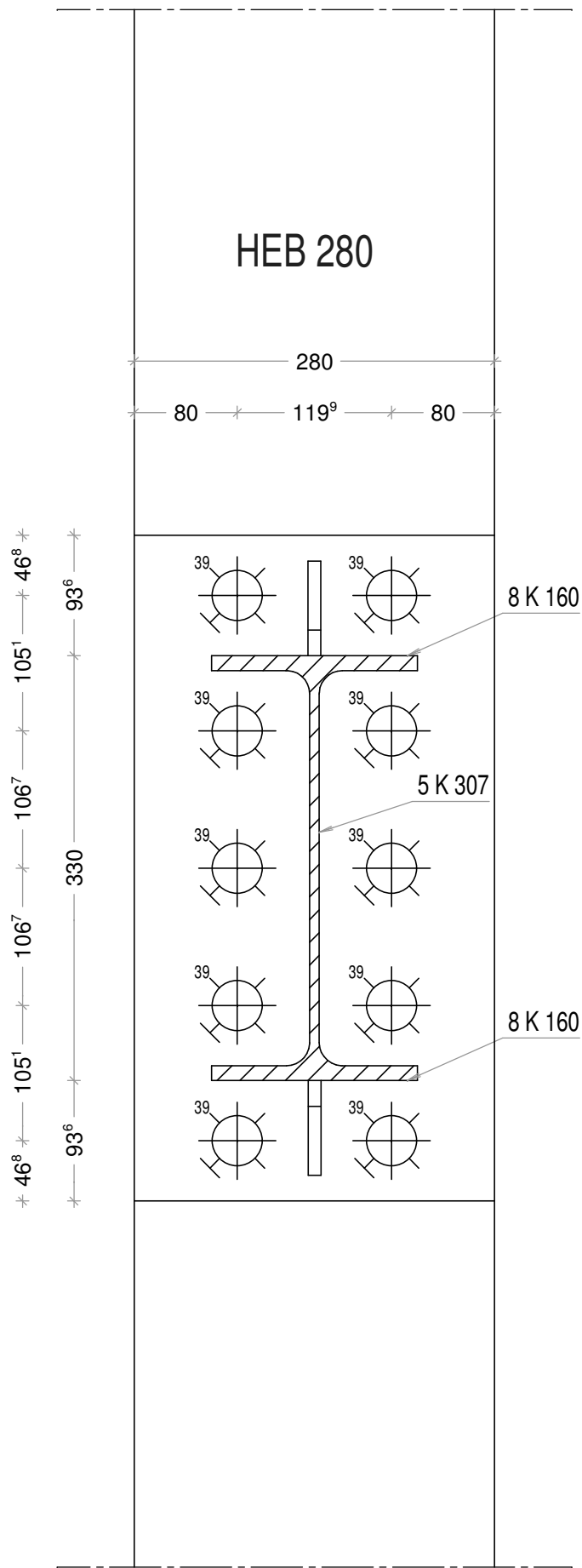
SPOJ IPE 300 NA HEB 280

MERILO 1:5

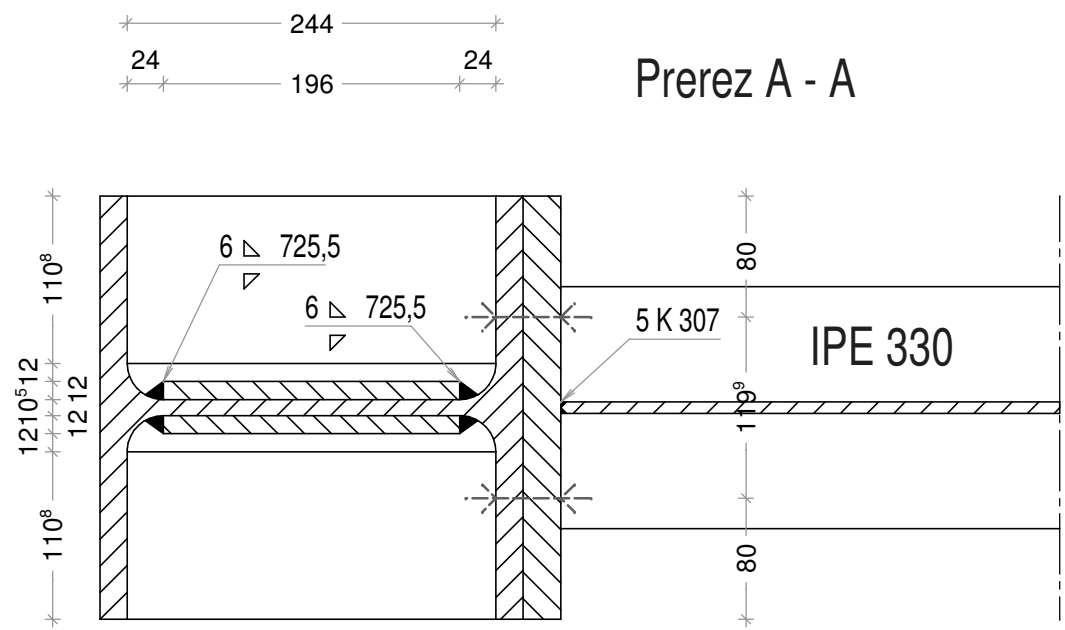
Jure Turk

september 2011

Prerez B - B

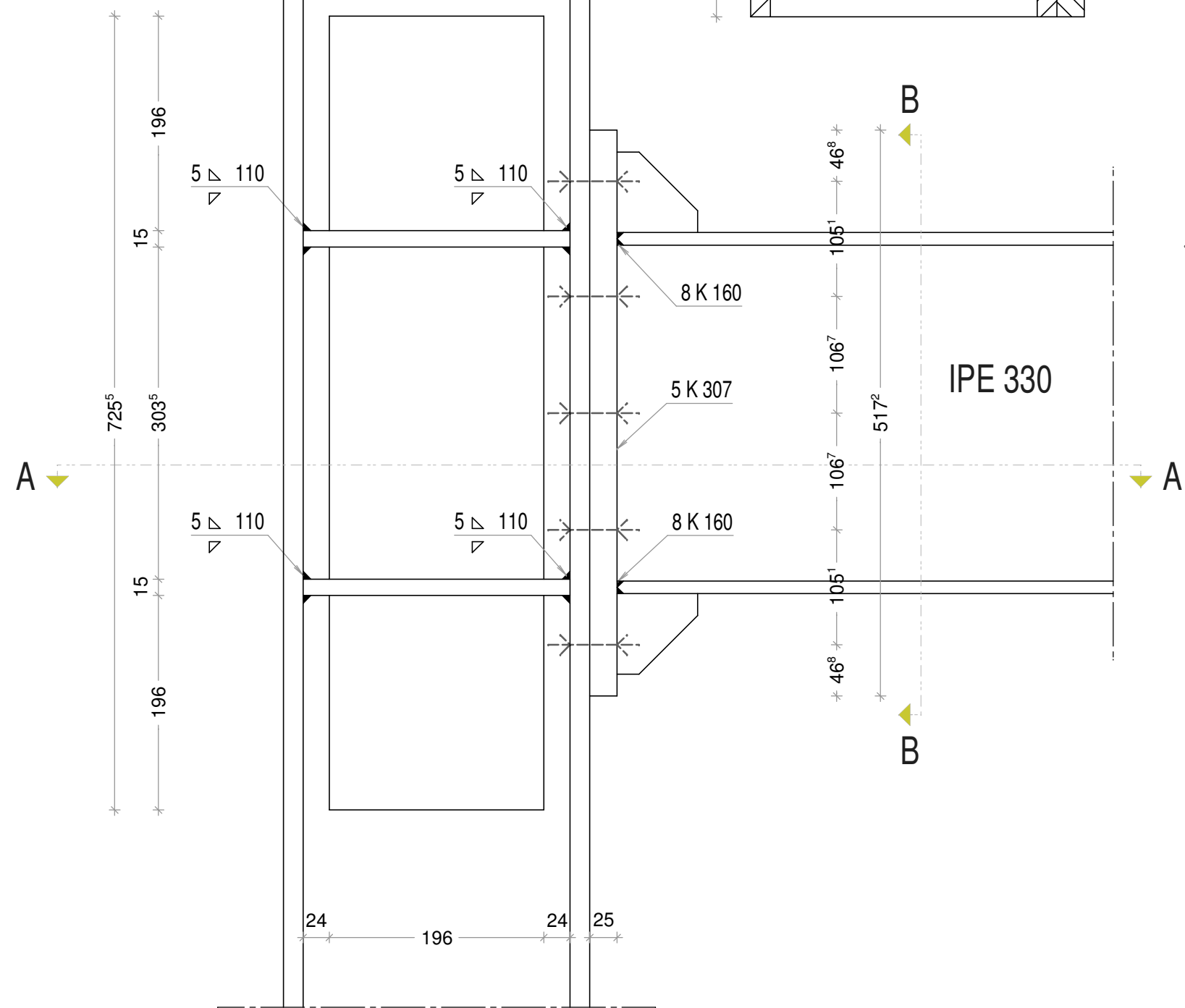


Prerez A - A



HEB 280

IPE 330



LEGENDA

-  Vijaki M36 10'9
-  Jeklo S355

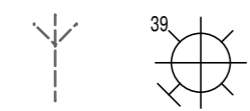
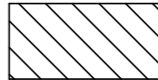
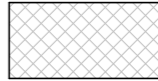
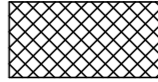
SPOJ IPE 330 NA HEB 280

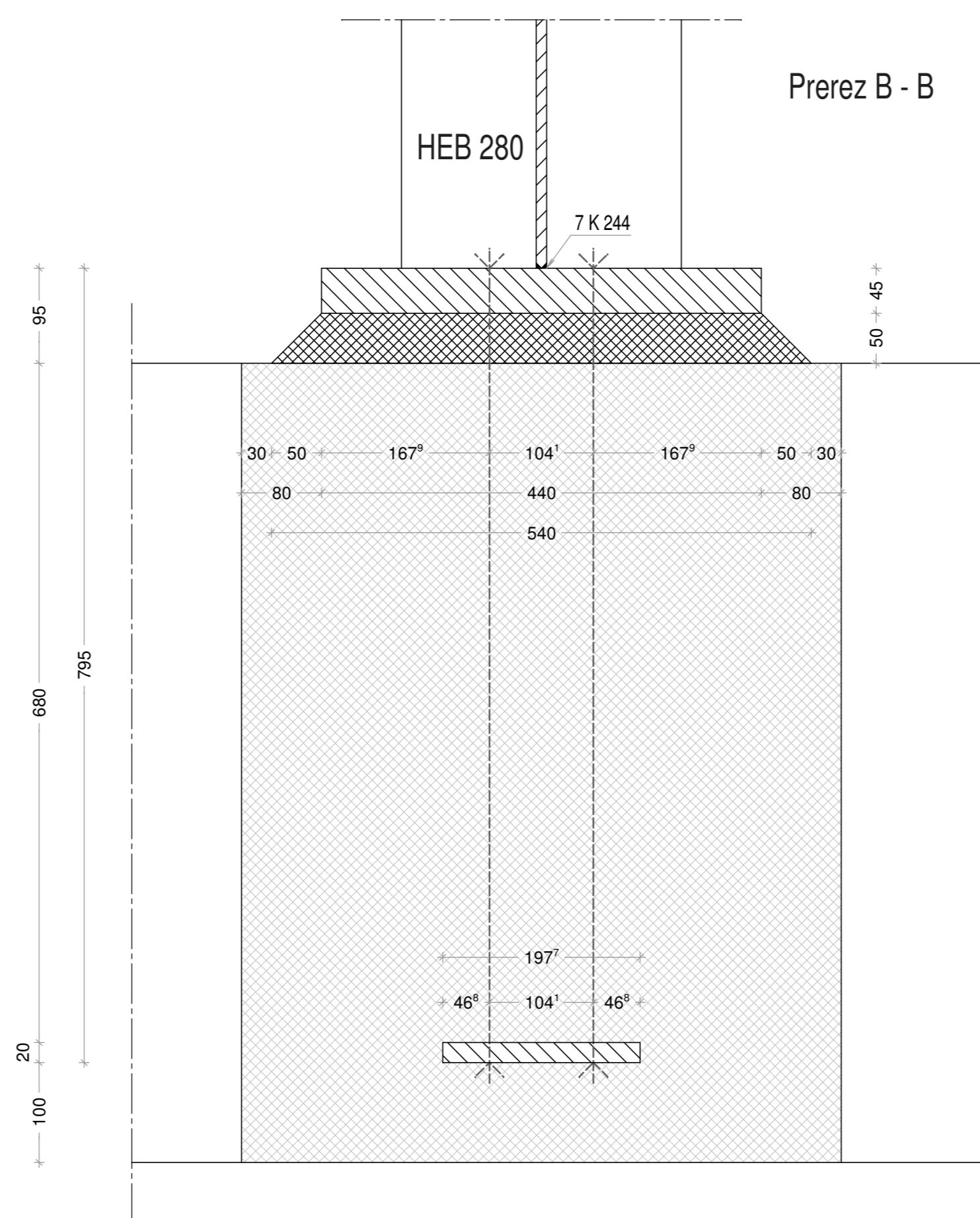
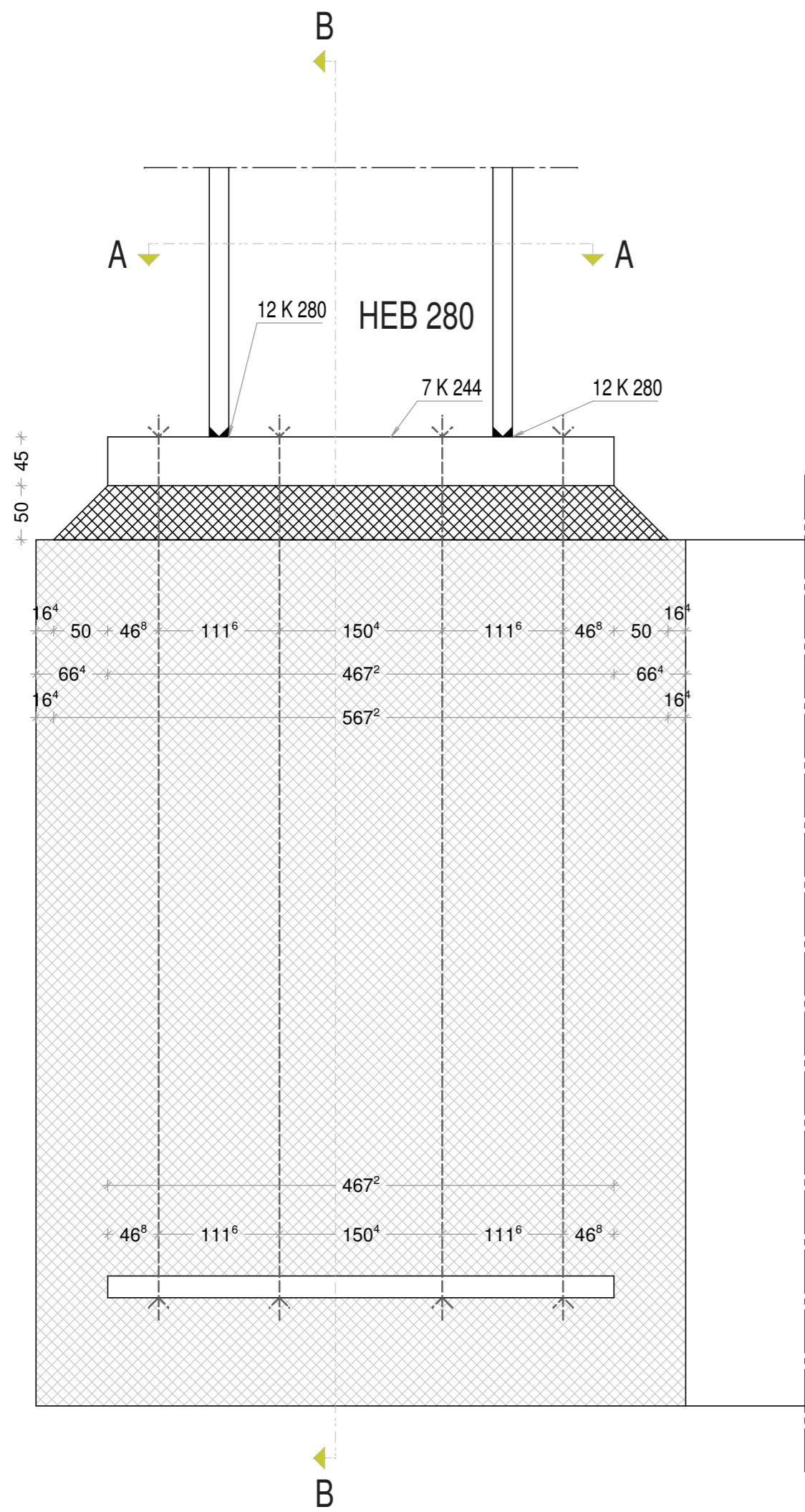
MERILO 1:5

Jure Turk

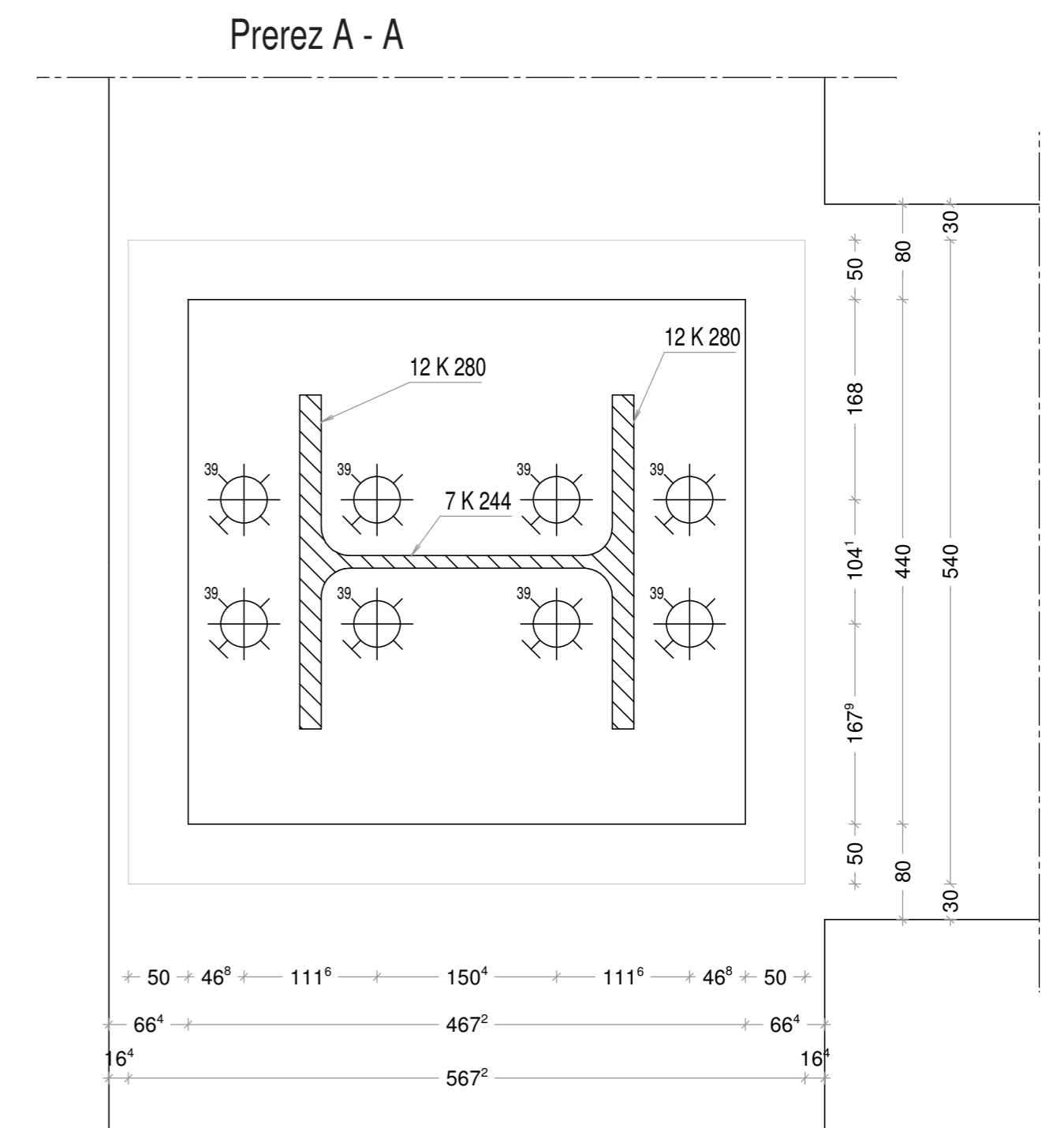
september 2011

LEGENDA

-  Vijaki M36 10'9
-  Jeklo S355
-  Beton C25/30
-  Podlitje C70/80



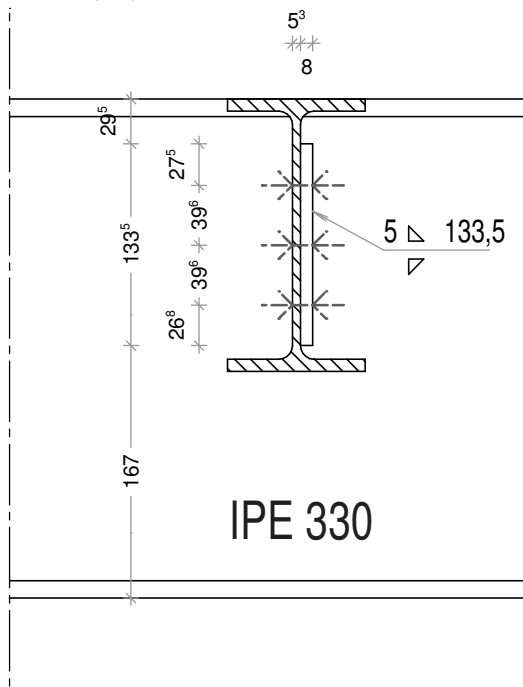
Prerez B - B



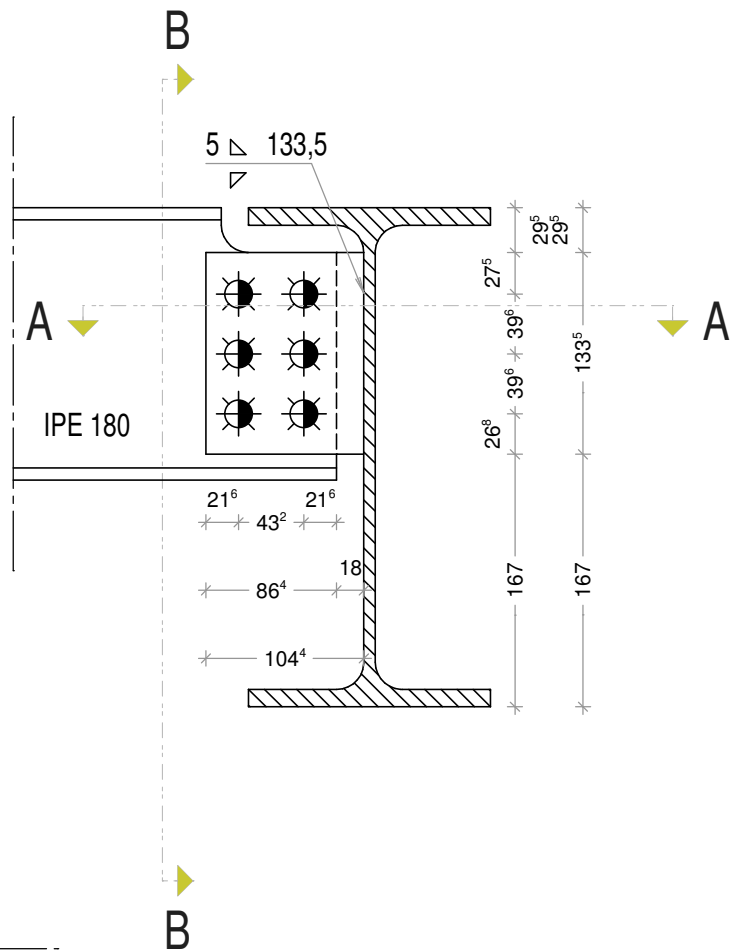
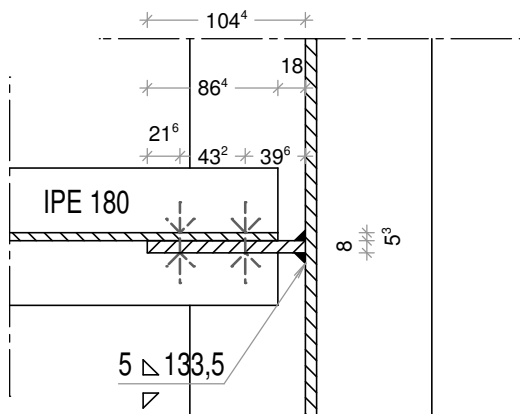
Prerez A - A

SPOJ HEB 280 NA TEMELJ
 MERILO 1:5
 Jure Turk
 september 2011

Prerez B - B



Prerez A - A



LEGENDA



Vijaki M16 10'9



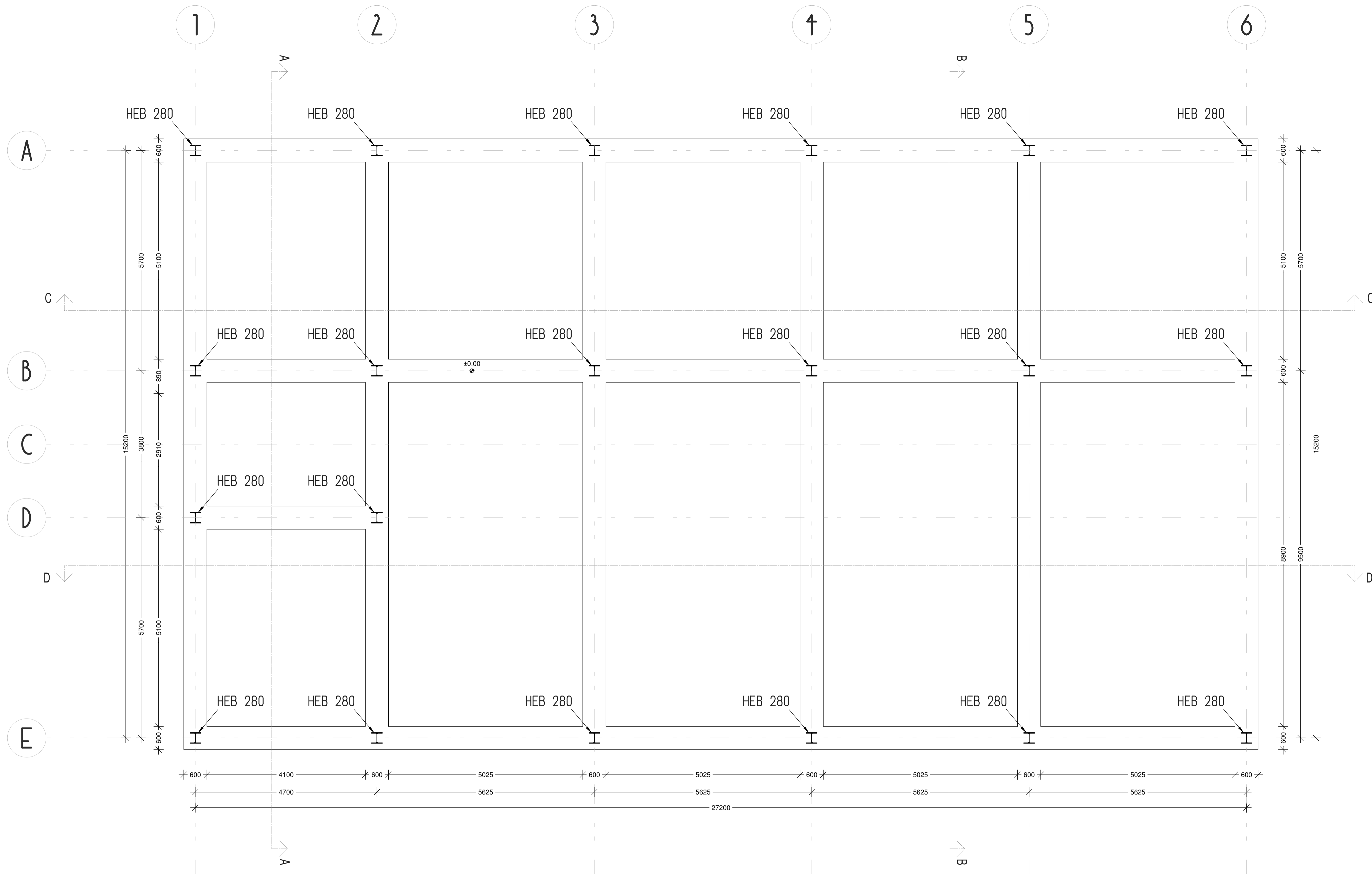
Jeklo S355

SPOJ IPE 180 NA IPE 330

MERILO 1:5

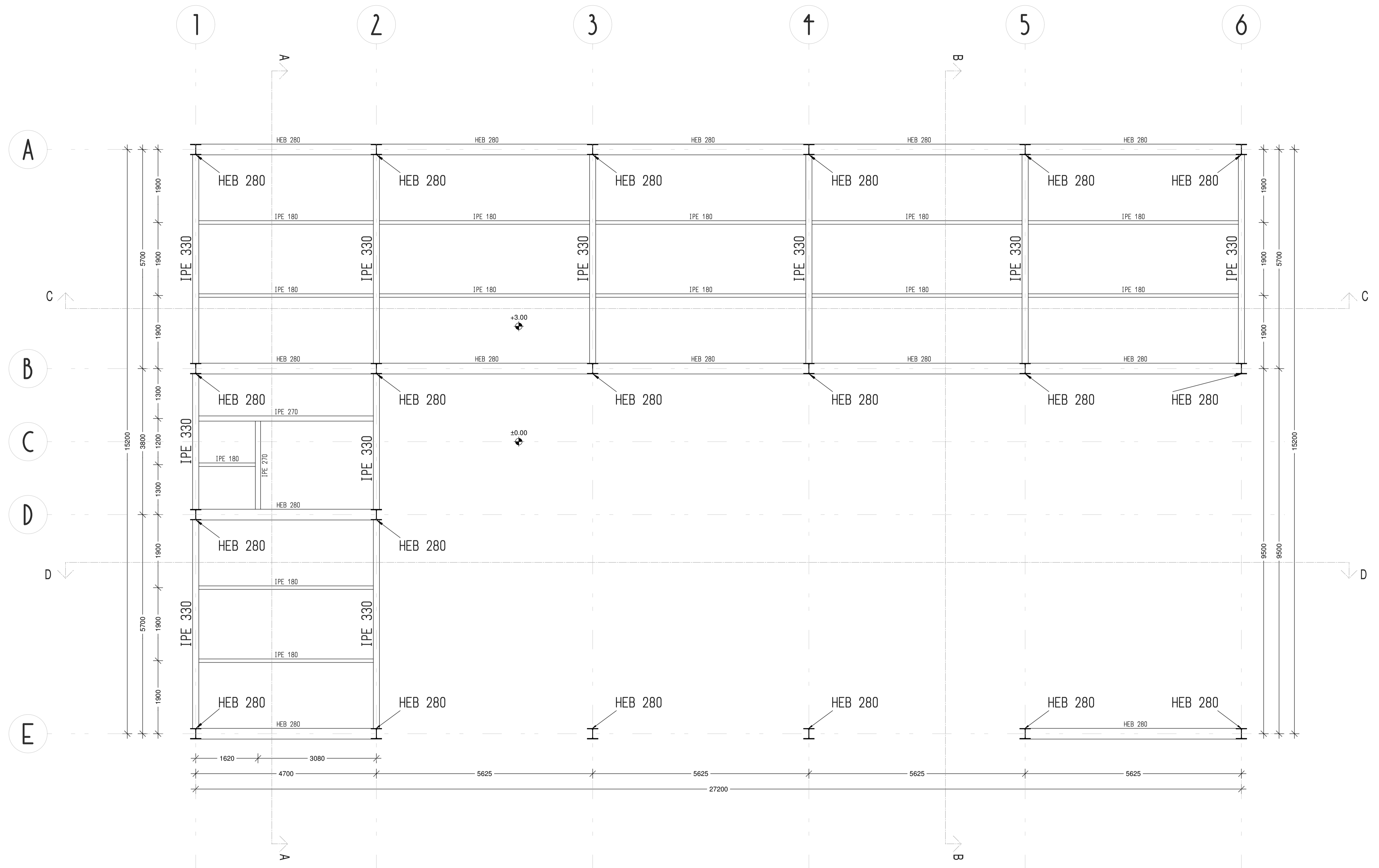
Jure Turk

september 2011



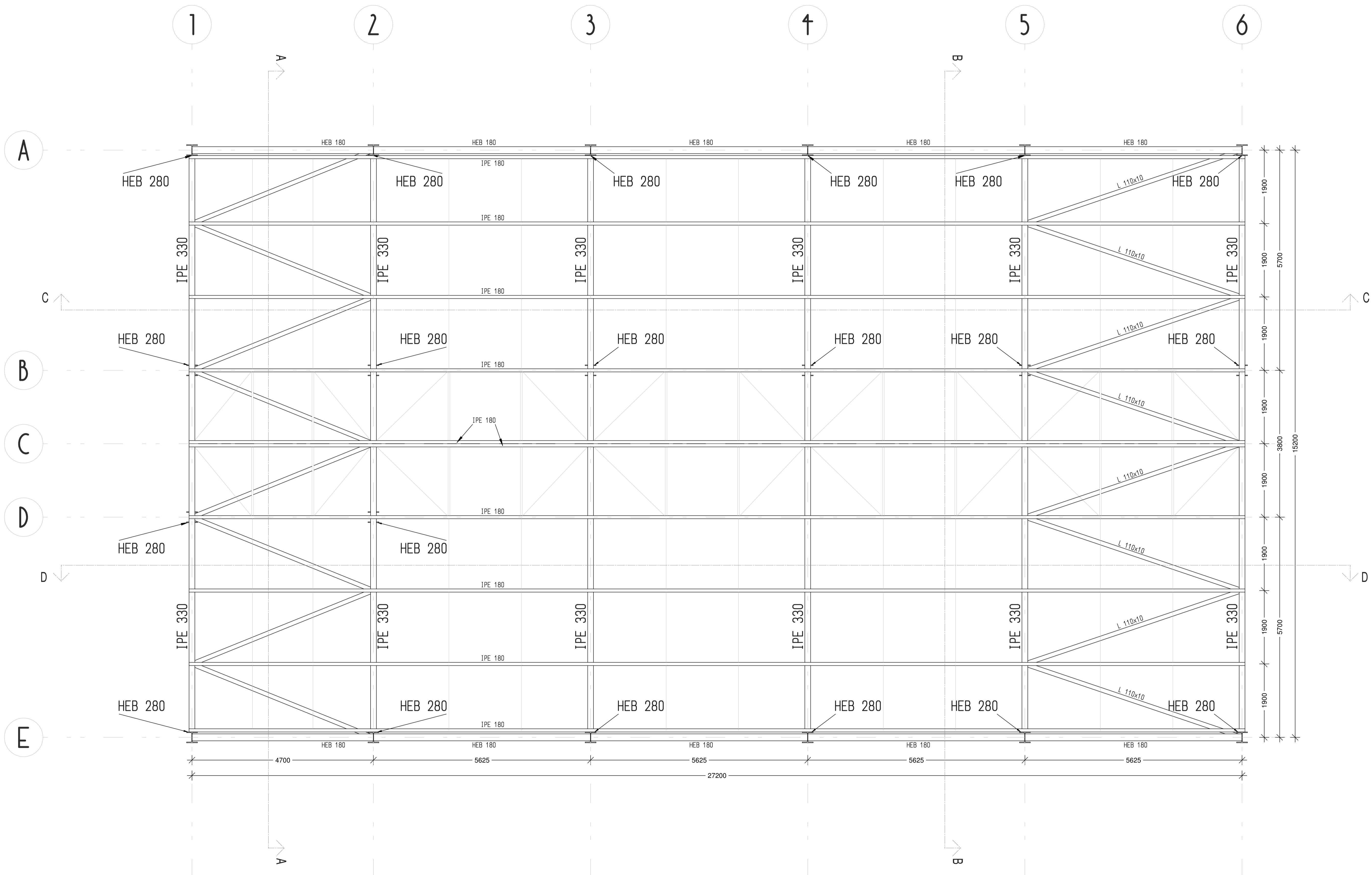
LEGENDA UPORABLJENIH MATERIALOV:

- Jeklo
- Armiran beton



LEGENDA UPORABLJENIH MATERIALOV:

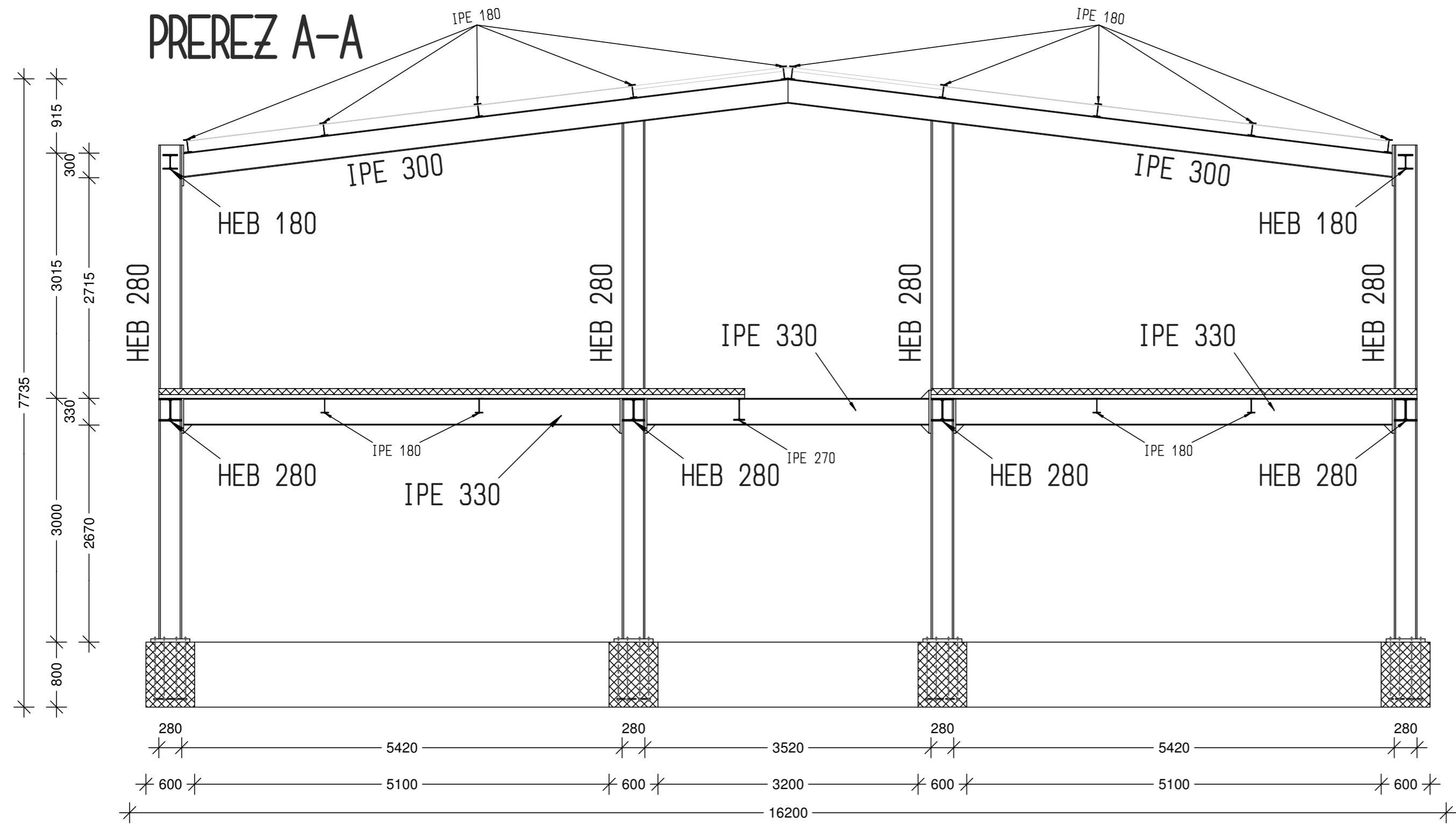
- Jeklo
- Armiran beton



LEGENDA UPORABLJENIH MATERIALOV:

- Jeklo
- Armiran beton
- Zatege f0

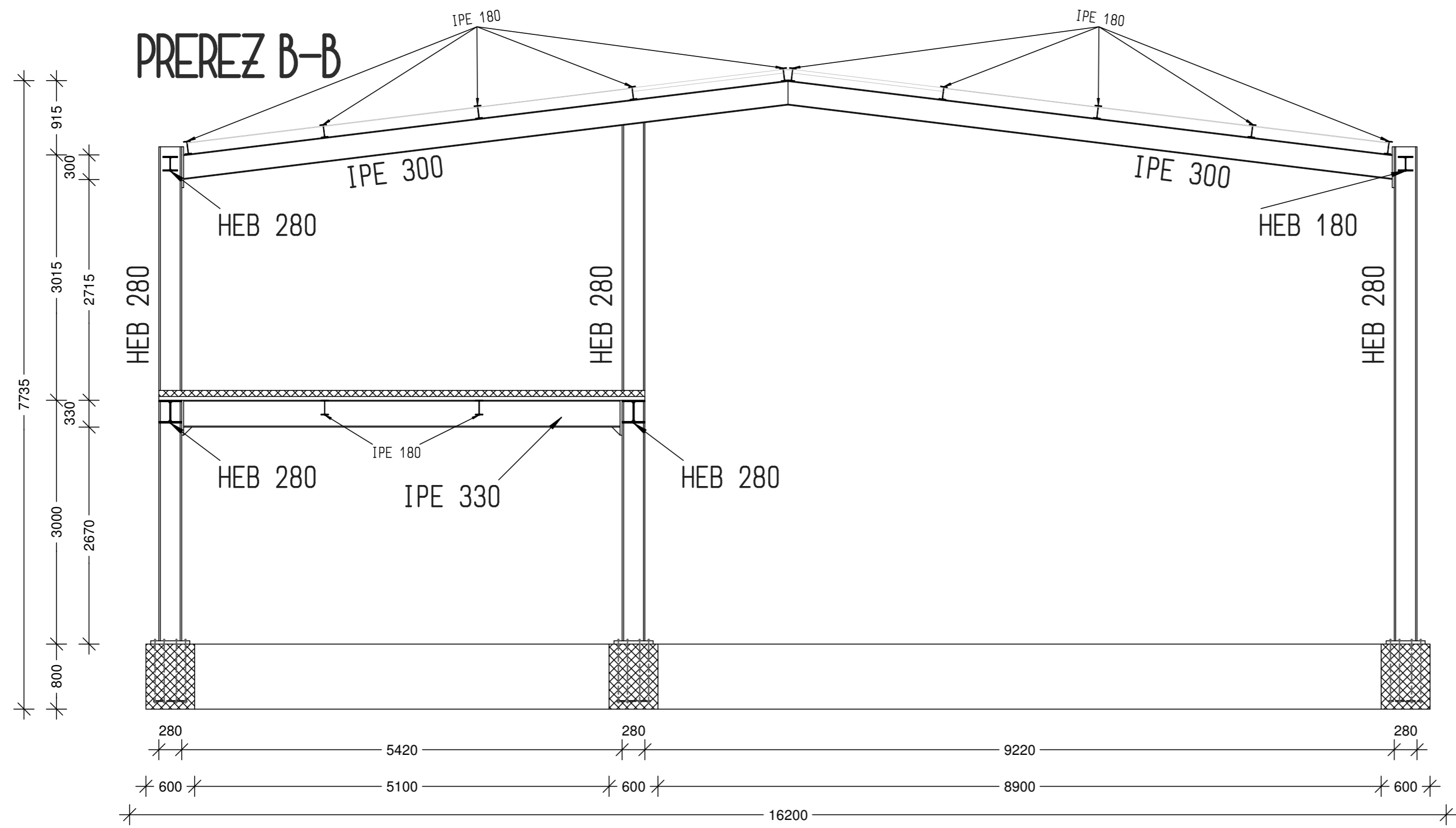
PREREZ A-A



LEGENDA UPORABLJENIH MATERIALOV:

- Jeklo
- Armiran beton
- Zatege f8

PREREZ B-B



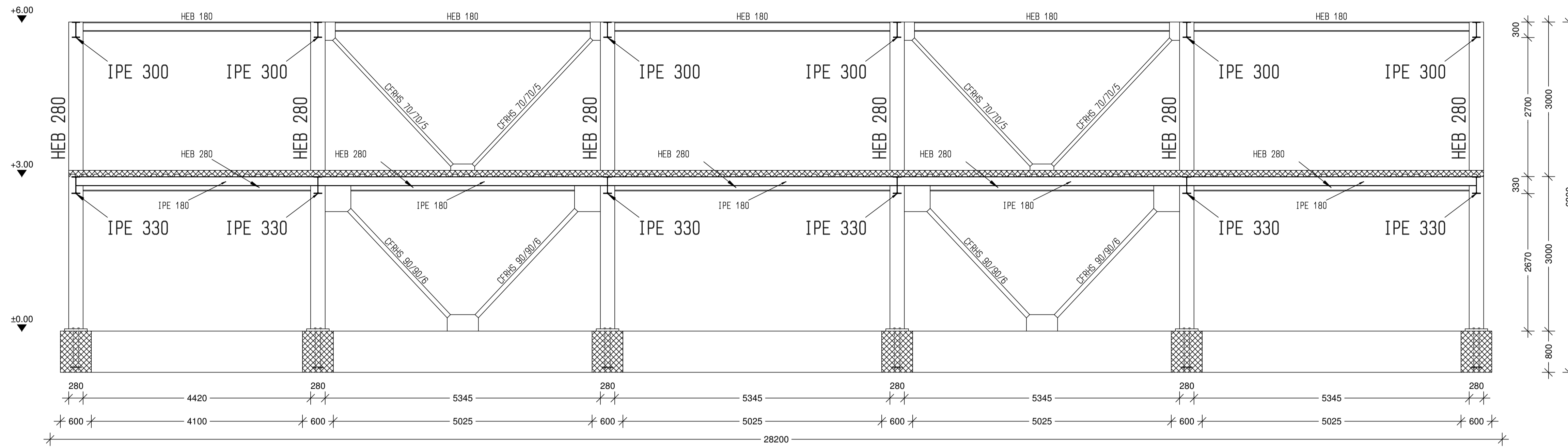
PREČNI PREREZ

MERILO 1:50

Jure Turk

september 2011

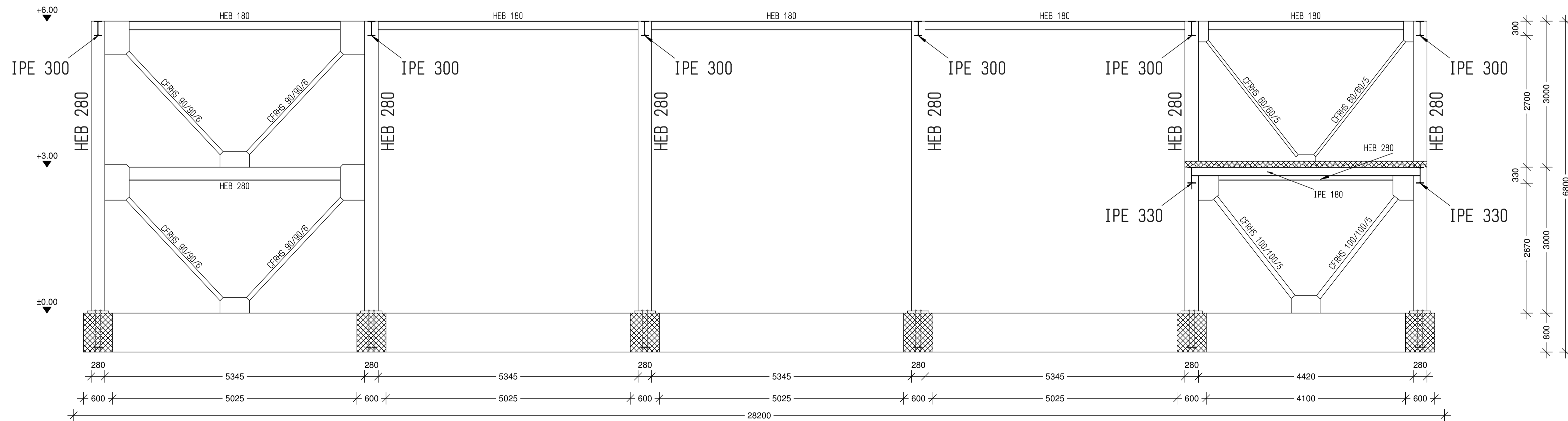
PREREZ C-C



LEGENDA UPORABLJENIH MATERIALOV:

- Jeklo
- Amiran beton

PREREZ D-D



VZDOLŽNI PREREZ

MERILO 1:50

Jure Turk

september 2011