

SAVONIA

ammattikorkeakoulu

OPINNÄYTETYÖ - YLEMPI AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIKAN JA LIIKENTEEN ALA

JÄLKIJÄNNITETYN PILARILAATAN MITOITUSKAISTAN ERI MITOITUS- MENETTELYJEN VAIKUTUKSET TULOKSIIN FEM-LASKENNASSA

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Tutkinto-ohjelma Rakentamisen tutkinto-ohjelma	
Työn tekijä Pavel Tulainov	
Työn nimi Jälkijännitetyn pilarilaatan mitoituskaistan eri mitoitusmenettelyjen vaikutukset tuloksiin FEM-laskennassa	
Päiväys 27.4.2024	Sivumäärä/Liitteet 242/139
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani AFRY Buildings Finland Oy	
Tiivistelmä <p>Tartunnattomin jäntein jännitetty pilarilaattarakenne on Suomessa yleisesti käytössä oleva rakenneratkaisu. Turvallisen ja kaikin puolin tehokkaan pilarilaattarakenteen rakennesuunnittelu on olennaisen tärkeää. Pilarilaattarakenteessa vaikuttavat taivutusmomentit vaihtelevat merkittävästi varsinkin tukialueiden läheisyydessä. Näiden momenttivaihteluiden huomioiminen pilarilaatan mitoituskaistaa mitoittaessa voi merkittävästi vaikuttaa saatuihin tuloksiin ja laatan käyttäytymiseen. Kyseinen ongelma nähtiin ajankohtaisena toimeksiantajayrityksessä, mikä johti opinnäytetyön aiheen muodostumiseen.</p> <p>Työn keskeisenä tavoitteena oli tutkia jälkijännitetyn pilarilaatan mitoituskaistan eri mitoitusmenettelyjen vaikutusta tuloksiin elementtimenetelmän (FEM) laskennassa. Tavoitteena oli löytää eurokoodin mukainen hyväksyttävän vaatimustason tuottava mitoitusmenettely, säilyttäen laattarakenne taloudellisesti tehokkaana.</p> <p>Työn tutkimusmenetelmät perustuivat kirjallisuuskatsaukseen ja FEM-laskentaan ADAPT-mitoitusohjelmalla, mitoituskaistan eri mitoitusmenettelyjä tutkien. Kirjallisuuskatsauksen myötä valikoitui neljä erilaista mitoitusmenettelyä. Mitoitusmenettelyjen vaikutuksia tuloksiin verrattiin toisiinsa ja analysoitiin sekä käyttörajatilassa että murtorajatilassa. Saatujen tulosten pohjalta esiteltiin johtopäätökset ja suositukset käytännön suunnitteluun FEM-ohjelmalla.</p> <p>Työn tulokset perustuivat tutkittuihin laattarakenteisiin ja tehtyihin oletuksiin. Jännevälin kasvattamisella havaittiin merkittävää vaikutusta saatuihin tuloksiin ja laatan käyttäytymiseen kahden mitoitusmenettelyn välillä. Jatkotutkimuksessa voidaan tutkia jälkijännitetyn laattarakenteen toimintaa muilla jänneväleillä, erisuuruisella puristusjännityksen määrällä sekä jänteiden erilaisella sijoittelulla, jolloin saadut tulokset avartavat mitoitusmenettelyjen vaikutuksia ja riippuvuuksia entisestään.</p>	
Avainsanat Jälkijännitetty betonirakenne, pilarilaatta, tartunnattomat jänteet, mitoituskaista, elementtimenetelmä (FEM)	

Field of Study Technology, Communication and Transport	
Degree Programme Master's Degree Programme In Civil Engineering	
Author Pavel Tulainov	
Title of Thesis Impacts of the Different Design Approaches for the Design Strip of a Post-Tensioned Flat Slab on the Results of an FEM Analysis	
Date 27 April 2024	Pages/Appendices 242/139
Client Organisation/Partner AFRY Buildings Finland Oy	
<p>Abstract</p> <p>The post-tensioned flat slab structure with unbonded tendons is a commonly used structural solution in Finland. Designing a safe and in every way efficient flat slab structure is crucially important. The bending moments in the flat slab structure vary significantly, especially in the vicinity of the supports. Considering these moment variations when designing the design strip can significantly affect the results and behavior of the slab. This particular problem was seen as relevant by the client organization, which led to the formation of the thesis topic.</p> <p>The main aim of the study was to investigate the influence of different design approaches for the design strip of a prestressed flat slab on the results in a finite element method (FEM) analysis. The goal was to find a design approach compliant with Eurocode standards while keeping the structure economically efficient.</p> <p>The research methods relied on a literature review and the FEM analysis using the ADAPT design program, examining different design approaches for the design strip. Four different design approaches were selected based on the literature review. The effects of the design approaches on the results were compared and analyzed both in serviceability limit state and ultimate limit state. Based on the results obtained, conclusions and recommendations for practical design with FEM software were presented.</p> <p>The results of the study were based on the analyzed slab structures and assumptions made. Increasing the span length was found to have a significant impact on the results and behavior of the slab between two design approaches. Further research could investigate the behavior of prestressed slab structures with different span lengths, different levels of prestressing force, and various tendon layouts, thereby expanding the understanding of the effects and dependencies of the design approaches.</p>	
<p>Keywords</p> <p>Post-tensioned concrete structure, flat slab, unbonded tendons, design strip, finite element method (FEM)</p>	

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	6
1.1	Työn tausta ja tavoitteet	6
1.2	Tutkimusmenetelmät ja työn rajaus	6
2	JÄNNEBETONIRAKENTEIDEN PERUSTEET	8
2.1	Jännitettyjen betonirakenteiden historia	8
2.2	Jännittämisen periaate ja menetelmät	9
3	JÄLKIJÄNNITETYN PILARILAATAN MITOITUS	11
3.1	Yleistä	11
3.2	Toteutus- ja toleranssiluokat sekä materiaaliominaisuudet	11
3.2.1	Betoni	13
3.2.2	Jänneteräs	19
3.3	Ohjausvoimat ja kuormien tasapainottaminen	22
3.4	Jännittämisen aiheuttamat pakkovoimat	24
3.5	Jännityshäviöt	25
3.6	Vähimmäisraudoitus	29
3.7	Pilarilaatan alustava mitoitus	30
3.8	Käyttörajatila	31
3.8.1	Jännitysten rajoittaminen	31
3.8.2	Halkeilun rajoittaminen	33
3.8.3	Taipuman rajoittaminen	36
3.8.4	Raudoituksen järjestely	37
3.9	Murtorajatila	37
3.9.1	Taivutuskestävyys	37
3.9.2	Leikkauskestävyys	40
3.9.3	Ankkurointi	45
4	JÄNNEPUNOSTEN RYHMITYS JA JÄRJESTELY	51
4.1	Yleistä	51
4.2	Jänneiden ryhmitys laatassa	51
4.3	Jänneiden järjestelytavat laatassa	52
5	MITOITUSKAISTA	55
5.1	Yleistä	55

5.2	Mitoituskaistan analyysimenetelmät	56
6	MITOITUSKAISTAN ANALYYSIMENETELMIEN VERTAILU.....	60
6.1	Tutkimuksen kuvaus	60
6.2	Tarkasteltavan rakenne	60
6.2.1	Rakennejärjestelmä	60
6.2.2	Lähtö- ja materiaalitiedot	61
6.2.3	Kuormat ja kuormayhdistelmät.....	64
6.2.4	Hyötykuorman epäedulliset vaikutukset.....	66
6.2.5	Jännitysten rajoittaminen	66
6.2.6	Vähimmäisraudoitus.....	67
6.2.7	Tehollisen jännevoiman määrittäminen	68
6.2.8	Jänteiden sijoitus, jänneprofiili ja hyperstaattiset vaikutukset	68
6.2.9	Alustava mitoitus	71
6.3	Laskentamallit ja tulokset	71
6.3.1	Laskentamalli 1 / Täysleveä mitoituskaista (ACI 318).....	72
6.3.2	Laskentamalli 2 / Mitoituskaistan jakaminen pilari- ja keskikaistaan (EC 2)	74
6.3.3	Laskentamalli 3 / Täysleveä mitoituskaista sallittujen jännitysten rajoittamisella (TR 43) .	77
6.3.4	Laskentamalli 4 / Täysleveä mitoituskaista momenttien korotuskertoimella (Aalami)	80
6.4	Laskentamallien tulosten vertailu ja analysointi	83
6.5	Laskentamallit ja tulokset (Pilariruudukko 12 m x 12 m)	88
6.5.1	Laskentamalli 1.2 / Täysleveä mitoituskaista (ACI 318)	90
6.5.2	Laskentamalli 2.2 / Mitoituskaistan jakaminen pilari- ja keskikaistaan (EC 2)	93
6.6	Laskentamallien tulosten vertailu ja analysointi	96
7	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET	100
	LÄHTEET	102
	LIITE 1: TÄYSLEVEÄN MITOITUSKAISTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (ACI 318).....	104
	LIITE 2: PILARI- JA KESKIKAISTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (EC 2).....	126
	LIITE 3: BETONIN SALLITTUJEN JÄNNITYSTEN RAJAAMISMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (TR 43).....	150
	LIITE 4: MOMENTTIEN KOROTTAMISMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (AALAMI)	180
	LIITE 1.2: TÄYSLEVEÄN MITOITUSKAISTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (JV=12 M).....	205
	LIITE 2.2: PILARI- JA KESKIKAISTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (JV=12 M).....	222

1 JOHDANTO

1.1 Työn tausta ja tavoitteet

Pilarilaatat ovat jo pitkään olleet yleisesti käytettyjä rakennejärjestelmiä rakennusalalla. Pilarilaatat tarjoavat yksinkertaisen ja monipuolisen ratkaisun arkkitehdeille ja insinööreille, jotka pyrkivät maksimoimaan tilan käyttöä niin kantavien pystyrakenteiden sijoituksessa kuin myös vapaan korkeuden suhteen säilyttäen samalla rakenteellisen turvallisuuden. Pilarilaatan suunnittelu on kuitenkin monimutkainen ja ammattiosaamista vaativa tehtävä, joka liittyy kuormankantokyvyn ja käyttökelpoisuuden arviointiin sekä näille asetettujen vaatimusten täyttämiseen.

Jännitetty pilarilaatta on jännepunoksin jälkijännitetty betonilaatta, joka tukeutuu suoraan pilareihin ilman kantavia palkkeja. Jännitettyä rakennetta arvostetaan sen mahdollistamisesta käyttää suurempia jännevälejä, mikä helpottaa tilojen pohjaratkaisujen suunnittelua. Perinteisesti betoniraidoituksella toteutettuun pilarilaattaan verrattuna jälkijännitetyn rakenteen etuina voidaan katsoa teräksen optimaalisempi käyttö, suurempi kuormankestävyys sekä vähäisempi halkeilu tai halkeamattomuus. Jälkijännitetyt pilarilaatat ovat laajasti käytössä erilaisissa rakennustyypeissä, aina asuin- ja liikerrakennuksista pysäköinti- ja teollisuusrakennuksiin.

Olenainen osa jännitetyn pilarilaatan suunnittelussa on mitoituskaistan leveyden tai muun mitoitusmenettelyn valinta. Mitoituskaista määrittelee sen osan laatasta, jonka poikkileikkaus otetaan huomioon laatan mitoituksessa. Mitoituskaistan mitoitusmenetelmät voivat vaihdella suunnitteluohjeiden ja insinöörikäytäntöjen mukaan. Tärkein vaikutus mitoituskaistan mitoitusmenettelyn valinnassa on, miten kuormat jakautuvat laatan kautta pilareille. Sillä on merkittävää vaikutusta laatan sisäisiin voimasuureisiin varsinkin tukialueiden läheisyydessä.

Jännitettyjen pilarilaattojen tehokkuuden, turvallisuuden ja taloudellisuuden optimoimiseksi on ratkaisevan tärkeää tutkia mitoituskaistan eri mitoitusmenettelyjen vaikutusta mitoitustuloksiin. Kaikkien muuttujien vuorovaikutuksen ymmärtäminen ja niiden huomioiminen kuormien jakautumisessa ja rakenteiden käyttäytymisessä on välttämätöntä ammattiosaamista rakennesuunnittelijoille, jotka työskentelevät jännitettyjen rakenteiden parissa.

Tämä opinnäytetyö tulee tarjoamaan kattavan tutkimuksen mitoituskaistan eri mitoitusmenettelyjen vaikutuksista pilarilaatan suunnitteluun FEM-laskennassa. Suorittamalla järjestelmällistä tulostenkeruuta, tavoitteena on aikaansaada oivalluksia ja suosituksia pilarilaatan rakenteellisen tehokkuuden ja turvallisuuden parantamiseksi sekä edistää kestävä jännebetonirakentamisen jatkuvaa kehitystä.

1.2 Tutkimusmenetelmät ja työn rajaus

Työn tutkimusmenetelmät perustuvat kirjallisuuskatsaukseen ja numeeriseen laskentaan tietokoneohjelmalla. Lisäksi määritellään työn laajuus rajaamalla tutkimus käsittelemään vain tartunnattomin jännepunoksin jännitettyjä pilarilaattarakenteita.

Tutkimusmenetelmät

Työn alussa tehdään kattava kirjallisuuskatsaus, joka kokoaa yhteen teorian sekä käytännöt pilarilaatan mitoituksessa. Kirjallisuuskatsauksen avulla luodaan teoreettinen pohja tutkimukselle.

Tutkimuksen keskeinen osa on useampien laskentamallien mallinnus elementtimenetelmää hyödyntäen. Laskentamallit luodaan ADAPT-ohjelmaa hyödyntäen, jota käytetään laajasti jännebetonirakenteiden mitoituksessa. Ohjelmalla luodaan geometrialtaan identtiset laskentamallit erilaisilla sisäisillä mitoituskaistan konfiguraatioilla. Tämä mahdollistaa kyseisten muuttujien vaikutusten ja tulosten tarkemman vertailevan analyysin.

Laskentamallien tuloksia verrataan toisiinsa ja analysoidaan, kuinka mitoituskaistan eri mitoitusmenettelyt vaikuttavat pilarilaatan rakenteelliseen käyttäytymiseen. Tämän jälkeen luodaan laskentatuloksiin nojaten suosituksia ja johtopäätöksiä.

Työn laajuus ja rajaukset

Työssä keskitytään pilarilaattarakenteisiin, joissa käytetään tartunnattomia jännepunoksia. Muita rakenteita ja jännemenetelmiä ei käsitellä työssä.

Tutkimus perustuu numeeriseen mallinnukseen ADAPT-ohjelmalla ja kirjallisuuskatsaukseen. Muita tutkimusmenetelmiä ei käytetä työssä.

2 JÄNNEBETONIRAKENTEIDEN PERUSTEET

2.1 Jännitettyjen betonirakenteiden historia

Ensimmäinen patentti esijännitetystä betonista myönnettiin amerikkalaiselle P.H. Jacksonille San Franciscosta vuonna 1886. Kuitenkin nykyaikainen esijännitetyn betonin kehittäminen on yleensä katsottu ranskalaisen Eugene Freyssinet'n ansioksi. 1920-luvulla Freyssinet alkoi käyttää korkealujuista teräslankaa betonin esijännitykseen. (Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 622.)

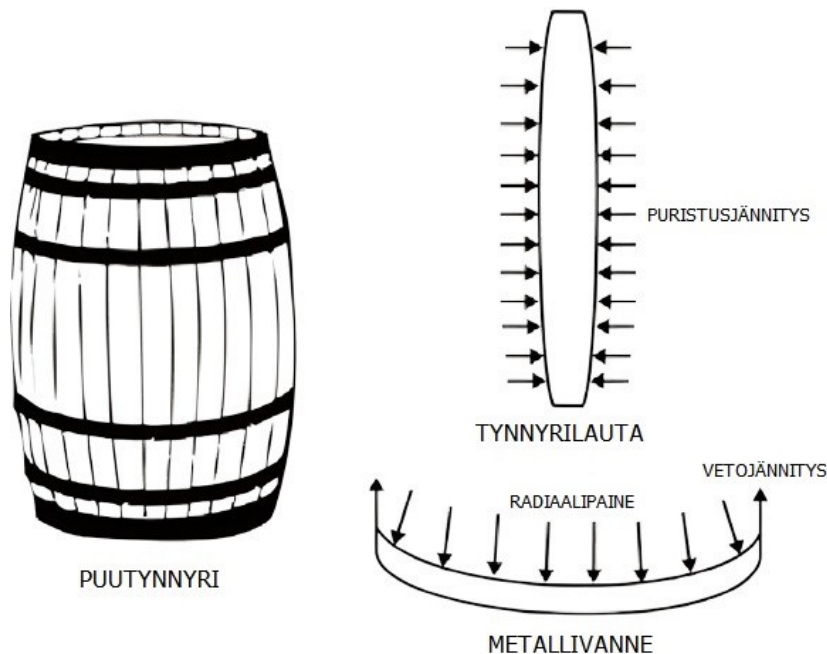
Aiemmat yritykset esijännittää betonia normaalilujuisella raudoituksella olivat epäonnistuneet. Jännityksen jälkeen betoni lyhenee ajan myötä viruman takia. Myös betonin kutistuminen kosteuden menetyksestä ajan myötä aiheuttaa lyhenemistä. Viruminen ja kutistuminen yhdessä voivat aiheuttaa betonin lyhenemisen lähes 0,1 %. Normaalilujuusterästä ei ole mahdollista pidentää esijännityksessä enempää kuin noin 0,15 %. Näin ollen, kun käytetään normaalilujuusterästä betonin esijännitykseen, noin kaksi kolmasosaa raudoituksen esijännityksestä menetetään lyhentymisen vuoksi. Korkealujuusteräslanka puolestaan voi venyä noin 0,7 % jännitysvoimasta. Virumisesta ja kutistumisesta johtuvista häviöistä huolimatta yli 80 % esijännityksestä jää jäljelle. Virumisen ja kutistumisen aiheuttamien häviöiden vähentämiseksi ja korkeamman puristusjännityksen mahdollistamiseksi Freyssinet suositteli myös korkealujuusbetonin käyttöä. (Post-Tensioning Institute 2006, 1.)

Vuoteen 1939 mennessä Freyssinet oli suunnitellut kartiomaisia kiiloja lankojen kiinnittämiseksi jännitetyn rakenteen päissä sekä erikoishydrauliikkapumppuja, joita käytettiin lankojen jännittämiseen ja kiinnittämiseen. Vuonna 1940 belgialainen professori Gustave Magnel kehitti järjestelmän, jossa oli taipuisia monilankaisia vaijereita joustavissa suorakaiteen muotoisissa kanavissa. Jännitetyn betonin kehitystyön keskeytti toisen maailmansodan syttyminen. Kuitenkin teräksen niukka saatavuus sodan jälkeisinä vuosina edisti jännitetyn betonin käyttöä korvaamaan sodan vaurioittamia siltoja suurella osalla Eurooppaa. Vaikka Ranska ja Belgia johtivat jännitetyn betonin kehittämistä, Englanti, Saksa, Sveitsi, Hollanti, Venäjä ja Italia seurasivat nopeasti perässä. (Post-Tensioning Institute 2006, 1; Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 622.)

Ensimmäistä kertaa jälkijännitysmenetelmää käytettiin vuonna 1949 Yhdysvaltojen Philadelphiassa sijaitsevalla Walnut Lane -sillalla. Tämä rakennushistoriallisesti merkittävä silta koostui esivalmistetuista kantavista rakenteista, jotka oli jännitetty Magnel-menetelmällä. Yhdysvaltojen ensimmäiset jälkijännitysmenetelmät rakennusalalla nähtiin 1950-luvun puolivälistä myöhään 1950-luvulle rakennuksissa, joissa käytettiin ns. lift-slab -rakennusmenetelmää. Jännebetoniteollisuuden varhainen kehitys Pohjois-Amerikassa keskittyi pääasiassa esivalmistettujen ja esijännitettyjen elementtien teolliseen tuotantoon valtateiden siltoja varten. Kuitenkin oli myös monia huomionarvoisia poikkeuksia, joissa käytettiin jälkijännitettyä betonirakentamista. 1960-luvulla jälkijännitettyjä kotelopalkkisiltoja käytettiin laajalti Kaliforniassa ja muissa Yhdysvaltojen länsiosissa. Samaan aikaan tartunnattomien jännepunosten käyttö rakennusten lattiarakenteissa yleistyi. Ydinvoimaloiden jälkijännitettyjen betonirakenteiden käyttö alkoi myös 1960-luvulla. 1970-luvulla nähtiin uusia rakennusteknisiä ratkaisuja, kuten jälkijännitettyjen perustusten käyttö yksi- ja monikerroksisissa asuinrakennuksissa painuvalla maaperällä sekä jännitettyjen maa- ja kallioankkureiden käyttö erilaisissa tapauksissa. (Post-Tensioning Institute 2006, 1.)

2.2 Jännittämisen periaate ja menetelmät

Ajatus rakenteen esijännittämisestä ei ole uusi. Ennen vanhaan puutyynnyrit tehtiin ja tehdään edelleen erillisistä puisista laudoista, jotka pysyvät paikoillaan metallivanteiden avulla. Metallivanteet ovat halkaisijaltaan hieman pienempiä kuin tynnyrin halkaisija ja ne pakotetaan paikoilleen tynnyrilautojen ympärille, jolloin lautoja puristamalla yhteen muodostuu vesitiivis tynnyri. (Hurst 1998, 1.)



KUVA 1. Puutyynnyrin esijännittämisen periaate (mukaiillen Diaz-Caneja Nieto 2014, 2)

Esijännityksellä on useita erilaisia sovelluksia rakennustekniikassa, ja sitä käytetään usein pitämään vaijerit kireinä puristusvoimien vaikutuksen alaisena. Kuitenkin ylivoimaisesti yleisin käyttökohde on esijännitettyssä betonissa, jossa esijännitysvoima kohdistetaan betonirakenteeseen ja se aiheuttaa aksiaalista puristusta, joka vastustaa osittain tai kokonaan rakenteeseen kohdistuvia vetovoimia, jotka ovat syntyneet ulkoisen kuormituksen seurauksena. (Hurst 1998, 1.)

Nykyaikana yleisimmin käytetyt jännitysmenetelmät ovat:

- Esijännittäminen: Tätä menetelmää käytetään suuren määrän samankaltaisten esivalmistettujen ja esijännitettyjen betonituotteiden valmistuksessa, kuten yksiaukkoisten palkkien ja laattojen, betoniratapölkkyjen yms. valmistuksessa. Tätä jännitysmenetelmää käytetään elementtitehtaila. (Bhatt 2011, 5.) Teräksien jännittäminen tapahtuu ennen betonivalua. Kun betoni on kovettunut, jännitysvoima vapautetaan ja siirretään betonirakenteeseen jänneterästen tartunnan avulla. Suomessa esijännittämisen suunnittelu toteutetaan elementin toimittajan toimesta.
- Jälkijännittäminen: Tämä menetelmä on työmaalla suoritettava toimenpide ja sitä käytetään yleisesti jännittämään yksiaukkoisia ja jatkuvia palkkeja, yhteen ja kahteen suuntaan kantavia laattoja sekä staattisesti määräämättömiä rakenteita, kuten erilaisia kehiä, siltoja yms. (Bhatt 2011, 5). Suomessa jälkijännitetyn rakenteen suunnittelusta vastaa kokonaisuudessaan rakennesuunnittelija.

Jälkijännitetyissä rakenteissa betonin sisään valetaan erilliset suojaputket, joiden sisään jännittämättömät punokset sijoitetaan, niin etteivät ne tartu betoniin ja pääsevät vapaasti liikkumaan jännittämisen aikana. Betonin kovettumisen jälkeen punokset jännitetään ja aikaansaatu jännevoima välitetään rakenteelle ankkurikappaleiden avulla, jotka ovat usein teräskappaleita ja erilaisia rakenteen aktiivi- ja passiivipäissä. Jälkijännitetyt rakenteet voidaan jakaa tartunnallisiin ja tartunnattomin jäntein toteutettuihin rakenteisiin:

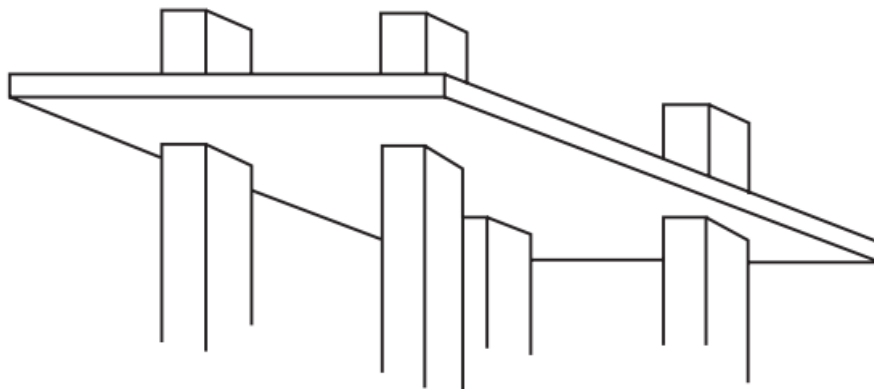
- Tartunnallisin jäntein toteutetussa rakenteessa suojaputkissa olevat jänneteräkset injektoidaan, jolloin juotoslaastin kovetettua jänneteräkset toimivat betoniterästen tavoin tartunnan ansiosta. Tartuntajännepunokset toimivat yhdessä betonin kanssa ja seuraavat betonin muodonmuutoksia (ks. kuva 14)
- Tartunnattomin jäntein toteutetussa rakenteessa suojaputkessa olevilla punoksilla ei ole tartuntaa betoniin ja ne pääsevät vapaasti liukumaan eivätkä toimi yhdessä betonin kanssa. (Laaksonen 2022.)

Opinnäytetyössä keskitytään käsittelemään vain tartunnattomin jäntein toteutettuja rakenteita.

3 JÄLKIJÄNNITETYN PILARILAATAN MITOITUS

3.1 Yleistä

”Pilareihin suoraan tukeutuvat laatat määritellään pilarilaatoiksi” (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 81).



KUVA 2. Pilarilaatta havainnollistava kuva (McCormac & Brown 2014, 493)

Pilarilaatta on yleisesti käytetty jännitetyn betonilaattarakenteen muoto Suomessa. Sitä käytetään laajasti kaikenlaisissa liikerakennuksissa, hotelleissa, pysäköintilaitoksissa ja vastaavissa. Pilarilaatat tarjoavat lukuisia etuja, kuten esimerkiksi pieni laatan paksuus sekä tasainen laatan alapinta, joka voidaan muotoilla ja viimeistellä helposti. Tasapaksut laatat myös mahdollistavat joustavamman tilasuunnittelun arkkitehtonisesta (Naaman 2004, 653) ja taloteknisestä näkökulmasta.

Pilarilaatan jännittäminen parantaa sen rakenteellista toimintaa. Teräsbetonipoikkileikkauksen betonin toimiva osa on vain 1/3–1/4, kun jännitettyssä toimii koko betonipoikkileikkaus. Kapasiteetin lisäys betonin suhteen on huomattava, joten rakenteen tehokkuus paranee. Jännittäminen tarkoittaa sekä betonin että teräksen lujuusominaisuuksia parempaa hyväksikäyttöä. Näin ollen jännitettyssä betonirakenteessa tarvitaan sekä betonia että terästä vähemmän verrattuna tavalliseen teräsbetonirakenteeseen. On mahdollista saavuttaa 15–30 % säästö betonimenekissä ja 60–80 % pääteräksissä. Saavutettavat säästöt eivät ole kuitenkaan suoraan verrannollisia materiaali- ja kustannussäästöihin, koska jännitettyssä betonirakenteissa käytetään korkealujuusbetonia ja -terästä, mikä nostaa edellä mainittujen yksikköhintaa. Myös suuremmat muottikustannukset sekä muut työvaiheet kuten jänteiden kokoaminen ja asentaminen sekä jännitys- ja injektointityöt nostavat rakenteen kokonaiskustannuksia. Taloudellisesti järkevän ratkaisun löytämiseksi kustannuslaskelmat ovat tarpeen. (Suomen Betoniyhdistys ry 1981, 3, 6.)

3.2 Toteutus- ja toleranssiluokat sekä materiaaliominaisuudet

Työmaalla toteutettujen betonirakenteiden valmistusta koskevat laatuvaatimukset esitetään toteutusstandardissa SFS-EN 13670. Tätä standardia tulee käyttää yhdessä standardin SFS 5975 kanssa, joka on kansallinen soveltamisstandardi (SFS 5975, 2019, 4).

Toteutusluokat

Toteutusluokka asettaa vähimmäisvaatimustason rakennuskohteen käytettävien tuotteiden ja materiaalien ominaisuuksien vaatimustenmukaisuuden todentamiselle sekä työkohteen toteutuksen valvonnalle ja tarkastukselle. Edellä mainittujen on oltava standardin ja toteutuseritelmän mukaisia. Toteutuseritelmällä tarkoitetaan asiakirjoja, jotka sisältävät piirustukset, tekniset tiedot ja vaatimukset rakennushankkeen toteuttamista varten. (SFS-EN 13670, 2010, 9, 13.)

Betonirakenteet jaotellaan kolmeen toteutusluokkaan siten, että alhaisin toteutustaso on luokassa 1 ja vaativin luokassa 3 (SFS-EN 13670, 2010, 13).

”Rakenteet ja rakenneosat, joiden toteutus katsotaan erityisen vaativaksi tai joiden valmistaminen niiden rakenteellisen toiminnan varmistamiseksi edellyttää erityistä huolellisuutta, kuuluvat toteutusluokkaan 3” (Ympäristöministeriö 2019, 6). Paikalla jännitetyt rakenteet kuuluvat vaativampaan toteutusluokkaan 3 (SFS 5975, 2019, 8; Ympäristöministeriö 2019, 6).

Toleranssiluokat

Toleranssiluokka asettaa vähimmäisvaatimustason mittapoikkeamille siten, että

- valmistustoleranssit vastaavat tuotestandardeissa määritellyjä sallittuja rajoja
- asennustoleranssit (sijainti, pysty- ja vaakasuoruus tai muut ominaisuudet) ovat sallituissa rajoissa
- rakentamistoleranssit (valmistustoleranssin, työmaatyön ja asennustoleranssin yhteisvaikutus) ovat sallituissa rajoissa (SFS-EN 13670, 2010, 11).

Toleranssiluokkia on kaksi. Toleranssiluokassa 1 (normaaliluokka N) määritetään mittapoikkeamien perusrajat ja toleranssiluokassa 2 (erityisluokka E) edellytetään tiukempia toleransseja (SFS-EN 13670, 2010, 11; SFS 5975, 2019, 17–18).

Käytettäessä tiukempaa toleranssiluokkaa 2, voidaan suunnittelussa käytettävien materiaalien osavarmuusluvut redusoida murtorajatilassa (ks. taulukko 1).

TAULUKKO 1. Materiaalien osavarmuusluvut murtorajatilassa (Ympäristöministeriö 2019, 15)

Mitoitustilanne	Betonin osa- varmuusluku γ_c	Betoniteräk- sen osavar- muusluku γ_s	Jänneteräk- sen osavar- muusluku γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoitustilanteessa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja mikäli käytössä: - SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu - betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu	1,35	1,10	1,10
Onnettomuustilanne	1,0	1,0	1,0

Materiaaliominaisuudet

Materiaaliominaisuuksien tulee perustua Eurokoodi 2:ssa (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 24) esitettyihin standardeihin. Seuraavissa alaluvuissa esitetään tartunnattomin jäntein jännitetyn rakenteen mitoituksen kannalta keskeiset materiaaliominaisuudet.

3.2.1 Betoni

Puristuslujuus

Betonin puristuslujuus esitetään puristuslujuusluokkina standardin EN 206-1 mukaisesti. Lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden ikäisenä eli täyden puristuslujuuden saavuttaneena lieriölujuuden f_{ck} ja kuutiolujuuden $f_{ck,cube}$ ominaisarvoon puristuslujuuden ylärajaluokan ollessa C90/105. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 28.)

Lujuusluokkien vastaavat ominaislujuus- ja muodonmuutosominaisuudet esitetään alla olevassa taulukossa 2.

TAULUKKO 2. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 30)

Betonin lujuusluokka															Analyttinen yhteys/viittaus
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Jännebetonirakenteita mitoitettaessa on tarpeen määritellä jännitysajankohdan t (vuorokausina) betonin puristuslujuus $f_{ck}(t)$, joka lasketaan seuraavasti:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ [MPa]}, \text{ kun } 3 < t < 28 \text{ vuorokautta} \quad 1$$

(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 28).

Puristuslujuus f_{cm} ajankohtana t riippuu lämpötilasta, sementin tyypistä ja jälkihoito-olosuhteista. Betonin ollessa keskilämpötilassa 20 °C ja jälkihoidon toteutuessa standardin EN 12390 mukaisesti betonin iästä riippuva puristuslujuus $f_{cm}(t)$ lasketaan seuraavasti:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad 2$$

missä

f_{cm} on taulukon 2 mukainen arvo

$\beta_{cc}(t)$ on betonin iästä t ja sementtityypistä s riippuva kerroin, joka lasketaan seuraavasti:

$$\beta_{cc}(t) = e^{\{s \cdot [1 - (28/t)^{(1/2)}]\}} \quad 3$$

missä

e on Neperin luku, $e \approx 2,718$

s on sementin tyypistä riippuva kerroin:

s = 0,20 kun käytetään tyyppin R sementtiä (CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ja CEM 52,5 R)

s = 0,25 kun käytetään tyyppin N sementtiä (CEM 32,5 R, CEM 42,5 N)

s = 0,38 kun käytetään tyyppin S sementtiä (CEM 32,5 N),

t on betonin ikä vuorokausina (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 28–29).

Kun betonin ikä t on 28 vuorokautta tai enemmän, edellyttäen että edellä mainittu lämpötilan ja jälkihoidon vaatimus täyttyy, käytetään betonin puristuslujuuden ominaisarvoa:

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad 4$$

(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 28).

Vetolujuus

Iästä riippuva keskimääräinen vetolujuus $f_{ctm}(t)$ lasketaan seuraavasti:

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad 5$$

missä

$\beta_{cc}(t)$ on kerroin kaavan 3 mukaisesti

α on 1, kun $t < 28$ vuorokautta tai α on 2/3, kun $t \geq 28$ vuorokautta

f_{ctm} on taulukon 2 mukainen arvo (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 29).

Taivutusvetolujuus

Keskimääräinen taivutusvetolujuus on riippuvainen keskimääräisestä vetolujuudesta ja poikkileikkauksen korkeudesta. Seuraavaa kaavaa voidaan käyttää:

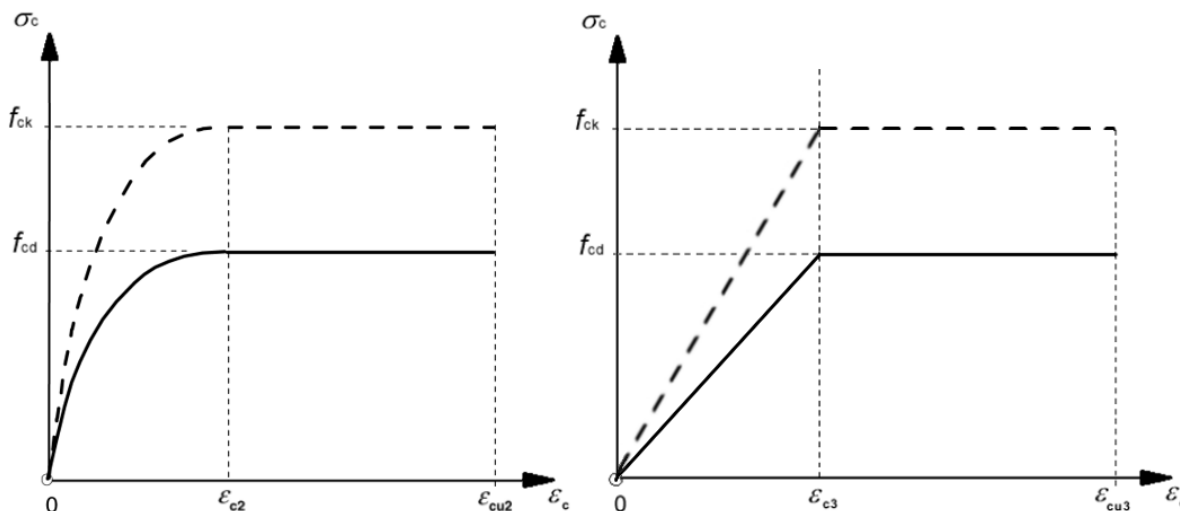
$$f_{ctm,fl} = \max \{ (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \} \quad 6$$

missä

h on rakenneosan kokonaiskorkeus [mm]. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 37.)

Laskennassa käytettävät jännitys-muodonmuutosyhteydet

Poikkileikkausta mitoitettaessa voidaan betonille käyttää joko paraabeli-suorakaide-mallin tai varmallalla puolella olevan bilineaarisen mallin puristusjännitys-muodonmuutosyhteyttä (kuva 3) (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 36).

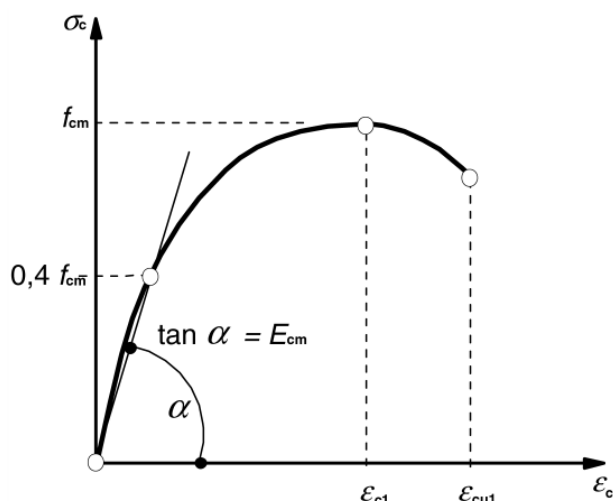


KUVA 3. Paraabeli-suorakaide-malli (vasemmalla) ja bilineaarinen malli (oikealla) (mukaien SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 36)

Jännitys-muodonmuutosyhteydestä riippuen betonin puristuma ϵ_c kehittyy joko paraabelin muotoisesti tai lineaarisesti betonin puristuslujuutta f_c vastaava puristumaan ϵ_{c2} tai ϵ_{c3} saakka, minkä jälkeen puristusjännitys pysyy vakiona murtopuristumaan ϵ_{cu2} tai ϵ_{cu3} saakka. Laskennassa käytettävä betonin puristuma ei saa ylittää murtopuristuman arvoa. Betonin lujuusluokkaa vastaavat puristuman arvot ovat esitetty taulukossa 2.

Kimmokerroin

Betonin kimmoiset muodonmuutosominaisuudet riippuvat sen koostumuksesta, erityisesti kiviaineksesta. Taulukossa 2 on esitetty kvartsiittipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin likimääräinen arvo E_{cm} , joka määritetään jännitystasojen $\sigma_c = 0$ ja $0,4 \cdot f_{cm}$ välisenä sekanttiarvona. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 29.)



KUVA 4. Jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva, sekanttimoduulin määrittäminen jännitystä $0,4 \cdot f_{cm}$ vastaavaksi (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 35)

Kimmokertoimen arvo E_{cm} ajankohtana t voidaan arvioida seuraavasti:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \cdot E_{cm} \quad 7$$

missä

$f_{cm}(t)$ on arvo kaavan 2 mukaisesti

f_{cm} ja E_{cm} ovat 28 vuorokauden ikää vastaavat arvot (ks. taulukko 2) (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 31).

Virumisen käsittävä pitkäaikainen kokonaismuodonmuutos voidaan laskea käyttämällä betonille mukaisista tehollista kimmokerrointa $E_{c,eff}$ seuraavasti:

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi(\infty, t_0)) \quad 8$$

missä

$\varphi(\infty, t_0)$ on tarkasteluun liittyvä virumaluvun loppuarvo (ks. Viruma) (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 128–129).

Viruma

Betonin virumisella tarkoitetaan sen kokoonpuristumista puristusjännityksen pysyessä vakiona. Viruman suuruus riippuu rakenteen ympäristöolosuhteista, rakenteen mitoista, betonin koostumuksesta, ajasta sekä betonin lujuudesta kuormituksen alkaessa. Viruminen ei käytännössä pääty koskaan, mutta ajan kuluessa kuorman ollessa paikallaan viruman arvo lähestyy tiettyä loppuarvoa. Voidaan

olettaa, että viruma on kehittynyt 55 % 3 kuukauden kuluttua ja 100 % 70 vuoden kuluttua kuormituksen alkamisesta. (Kytölä 2022.)

Betonin viruman arvo ajanhetkellä t lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_c / E_c \quad 9$$

missä

E_c on betonin tangenttiarvo, jolle voidaan käyttää arvoa $1,05 \cdot E_{cm}$

σ_c on puristava vakiojännitys betonissa hetkellä t_0

$\varphi(t, t_0)$ on tarkasteluiän t virumaluku, jos arvon määrittämisessä vaaditaan tarkkuutta, voidaan se määrittää EC 2:n liitteen B mukaisesti, muuten voidaan käyttää virumaluvun loppuarvoa (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 31, 197; Väylävirasto 2022, 12).

Betonin viruman arvo ajanhetkellä ääretön eli viruman loppuarvo lasketaan seuraavasti:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \sigma_c / E_c \quad 10$$

missä

$\varphi(\infty, t_0)$ on virumaluvun loppuarvo, joka määritetään nomogrammista EC 2:n kohdan 3.1.4 mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 31–32).

Kaavat 9 ja 10 käsittelevät vain lineaarista virumaa, jos betonin puristusjännitys iässä t_0 (kuormituksen alkaessa) ylittää arvon $0,45 \cdot f_{ck}$, viruman epälineaarisuus otetaan huomioon EC 2:n kohdan 3.1.4 mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 31).

Kutistuma

Betonin kutistuminen alkaa betonin kuivumisen käynnistyessä. Betonin kutistuminen riippuu rakenteen ympäristöolosuhteista, rakenteen mitoista, betonin koostumuksesta ja ajasta. Betonin kutistuminen on alussa nopeaa, mutta hidastuu ajan myötä. (Kytölä 2022.) EC 2:n mukaisessa laskennassa betonin kokonaiskutistuma ε_{cs} on kuivumiskutistuman ja sisäisen kutistuman summa:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad 11$$

missä

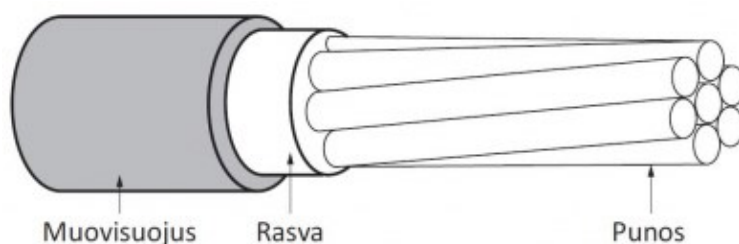
ε_{cd} on kuivumiskutistuma

ε_{ca} on sisäinen kutistuma (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 33).

Betonin kutistuman arvojen laskenta on esitetty EC 2:n kohdassa 3.1.4.

3.2.2 Jänneteräs

Tartunnattomin jäntein jännitetyissä rakenteissa käytetään tavallisimmin toistensa ympärille punoista kylmävedetyistä langoista valmistettuja 7-lankaisia punoksia. Jännepunokset ovat suojattu rasvakerroksella ja tartunnan estävällä muovisella suojakuorella (kuva 5). Jänneteräkset ovat korkealujuusteräksiä, joiden kimmainen venymä voi olla yli 5 ‰. Tämä mahdollistaa sen, että jännityshäviöistä aiheutuvan venymän vähenemisen jälkeenkin teräksissä on vielä esijännitystä jäljellä riittävästi. (Laaksonen 2022.)

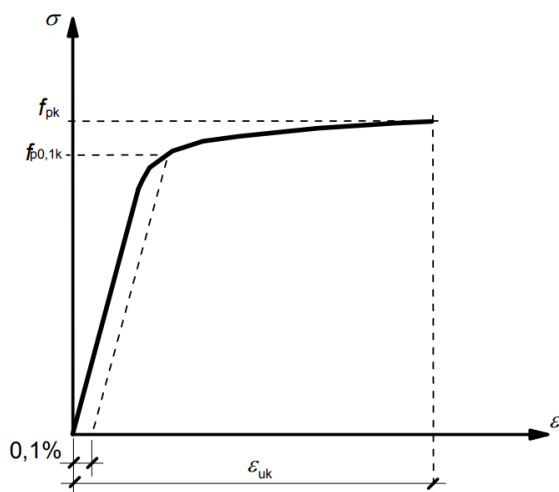


KUVA 5. Seitseenlankainen tartunnaton jännepunos (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 17)

Jänneterästen määrittely, ominaisuudet sekä vaatimustenmukaisuus esitetään standardeissa SFS 1265-1 ja SFS 1265-3 (Ympäristöministeriö 2019, 8). Standardit perustuvat standardiehdotuksiin prEN 10138-1 ja prEN 10138-3, joihin mm. Eurokoodi 2 ja eurooppalaiset tekniset hyväksynät (ETA) viittaavat (SFS 1265-1, 2014, 2; SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 17; BBR VT International Ltd 2023, 56).

Vetolujuus

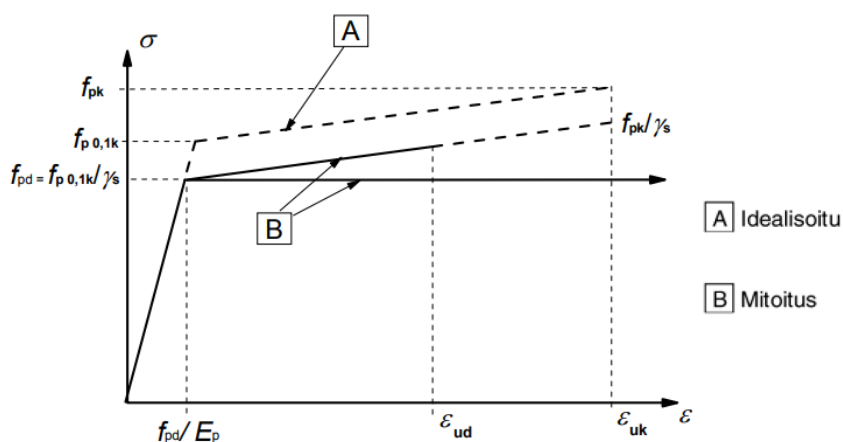
Jänneteräkselle määritellään kaksi lujuusominaisuutta: vetolujuus f_{pk} sekä myötöraja $f_{p0,1kr}$, joka tarkoittaa jännitystä, joka aiheuttaa teräkseen 0,1 % pysyvän muodonmuutoksen (kuva 6) (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 43).



KUVA 6. Tyypillisen jänneteräksen jännitys-venymäyhteyden kuvaaja (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 43)

Laskennassa käytettävä jännitys-muodonmuutosyhteys

Poikkileikkausta mitoitettaessa EC 2 antaa kaksi vaihtoehtoa jänneteräksen jännitysmuodonmuutosyhteyden mitoituskuvaajalle. Ensimmäisessä kuvaajassa plastinen jännitys on vakio ilman venymärajoitusta ja toisen kuvaajan mukaan hyödynnetään teräksen myötölujittumista niin, että jännitys nousee venymän sallittuun ylärajaan ε_{ud} saakka (kuva 7). Suunnittelussa on suositeltavaa käyttää ensimmäistä jännitysmuodonmuutosyhteyden kuvaajaa. (Laaksonen 2022.)



KUVA 7. Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 45)

Suomen kansallisen liitteen mukaan, käytettäessä nousevan jännityksen mitoituskuvaajaa, venymän sallitun ylärajan arvona ε_{ud} voidaan käyttää 2 % (Ympäristöministeriö 2019, 16). On kuitenkin tiedostettava, että venymän sallittu yläraja ε_{ud} perustuu jänneteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvoon eli murtovenymään ε_{uk} . Venymän sallitun ylärajan ε_{ud} suositusarvo on $0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$. Valitsemalla murtovenymä ε_{uk} todellista arvoa pienemmäksi, teräsjännitys nousee liian jyrkästi ja näin ollen teräksen venymän arvot jäävät todellisuutta pienemmiksi, mikä voi johtaa epävarmalla

puolella oleviin tuloksiin. Siksi jännepunosten murtovenymälle ε_{uk} tulee käyttää kyseeseen kohteeseen käytettävän jänneteräksen todellisia arvoja (valmistajan toimituserän koetodistus). Jos tämä tieto ei ole saatavilla, käytetään murtovenymän arvoa 8 %. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 42, 44; Laaksonen 2022; Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 14.)

Kimmokerroin

Kimmokertoimen E_p mitoitusarvona voidaan käyttää 195 000 MPa punoksille. Todellinen kimmokertoimen arvo voi vaihdella, valmistusmenetelmästä riippuen, välillä 185 000...205 000 MPa. Asianmukainen arvo esitetään valmistajan koetodistuksissa. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 44.)

TAULUKKO 3. Esimerkki seitsenlankaisen punoksen ominaisuuksista (ETA – 06/0165) (BBR VT International Ltd 2023, 40)

Steel designation			Y1770S7	Y1860S7	Y1770S7	Y1860S7	Y1820S7G
Tensile strength	R_m	MPa	1 770	1 860	1 770	1 860	1 820
Diameter	D	mm	15.3	15.3	15.7	15.7	15.2 ²⁾
Nominal cross-sectional area	A_p	mm ²	140	140	150	150	165
Nominal mass per metre	M	kg/m	1.093		1.172		1.289
Permitted deviation from nominal mass		%	± 2				
Characteristic value of maximum force	F_{pk}	kN	248	260	266	279	300
Maximum value of maximum force	$F_{m, max}$	kN	285	299	306	321	345
Characteristic value of 0.1 % proof force ³⁾	$F_{p0.1}$	kN	218	229	234	246	264
Minimum elongation at maximum force, $L_0 \geq 500$ mm	A_{gt}	%	3.5				
Modulus of elasticity	E_p	MPa	195 000 ⁴⁾				

1) Suitable prestressing steel strands according to standards and regulations in force at the place of use may also be used.

2) Compacted strand

3) For prestressing steel strands according to prEN 10138-3, 09.2000, the values are multiplied by 0.98.

4) Standard value

Jänneteräksen relaksaatio

Jänneteräksen relaksaatiolla tarkoitetaan jännityksen vähenemistä venymän pysyessä muuttumattomana. Relaksaation suuruuteen vaikuttaa jänneteräksen relaksaatioluokka, lämpötila sekä jännitys. (Laaksonen 2022.)

Eurokoodissa määritellään kolme relaksaatioluokkaa:

- Luokka 1: lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio
- Luokka 2: lanka tai punos – pieni relaksaatio
- Luokka 3: kuumavallssatut tai muokatut tangot (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 42).

Suomessa käytetyt jänneteräkset kuuluvat luokkaan 2 (HUOM. EC:n luokka 2 vastaa standardin SFS 1265-1 luokkaa R1). Mitoituslaskelmissa käytetään arvoa ρ_{1000} , joka kuvaa relaksaatiohäviötä, joka tapahtuu ensimmäisen 1000 tunnin aikana 20 asteen lämpötilassa. Luokan 2 jänneteräksen relaksaatiohäviön ρ_{1000} arvoksi voidaan olettaa 2,5 %. (Laaksonen 2022.) Relaksaatiohäviö saadaan valmistajien koetodistuksista tai se voidaan määrittellä ajan t suhteen seuraavasti:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad 12$$

(relaksaatioluokan 2 jänneteräkselle)

missä

$\Delta\sigma_{pr}$ on jännityksen relaksaatiohäviöiden itseisarvo

σ_{pi} on jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen itseisarvo $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (ks. kaava 26)

t on jännittämisen jälkeinen aika tunteina

$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$, missä f_{pk} on jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 43).

Relaksaation oletetaan saavuttavan loppuarvonsa $t = 500\,000$ tunnin kohdalla (n. 57 vuotta). Käytännön suunnittelussa voidaan yksinkertaistuksena käyttää relaksaation loppuarvoa $3 \cdot \rho_{1000}$. (Laaksonen 2022.)

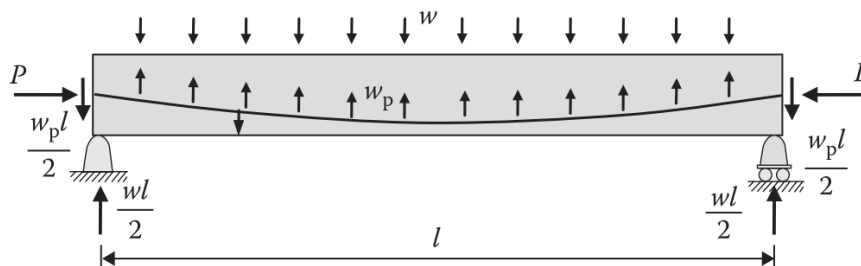
3.3 Ohjausvoimat ja kuormien tasapainottaminen

Kuormien tasapainottamisen periaate

Tasapainotusmenetelmän esitteli ensimmäisenä T.Y. Lin vuonna 1963 ja myöhemmin laajennetun tasapainomenetelmän Aalami vuonna 1990 (Aalami, 440).

Kaarevia jänteitä jännittäessä pyrkivät jänteet suoristumaan aiheuttaen betonirakenteeseen pysty-suuntaisia voimia, joita kutsutaan ohjausvoimiksi. Tasapainotusmenetelmä perustuu ohjausvoiman w_p ja ulkoisen kuormituksen w väliseen tasapainoon sopivan jänteen kulun (jänteen vaihtelevan epäkeskisyyden e betonipoikkileikkauksen neutraaliakselin suhteen) ja jännitysvoiman P ansiosta (ks. kuva 8). Silloin kun ohjausvoimat w_p ja ulkoinen kuormitus w on täysin tasapainotettu, laatan

taipumaksi tulee nolla ja poikkileikkauksessa vaikuttaa vain tasainen puristusjännitys P/A . (Gilbert, Mickleborough & Ranzi 2017, 13; Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 707.)



KUVA 8. Tasapainoperiaatetta havainnollistava kuva (Gilbert ym. 2017, 13)

Ohjausvoimien laskenta

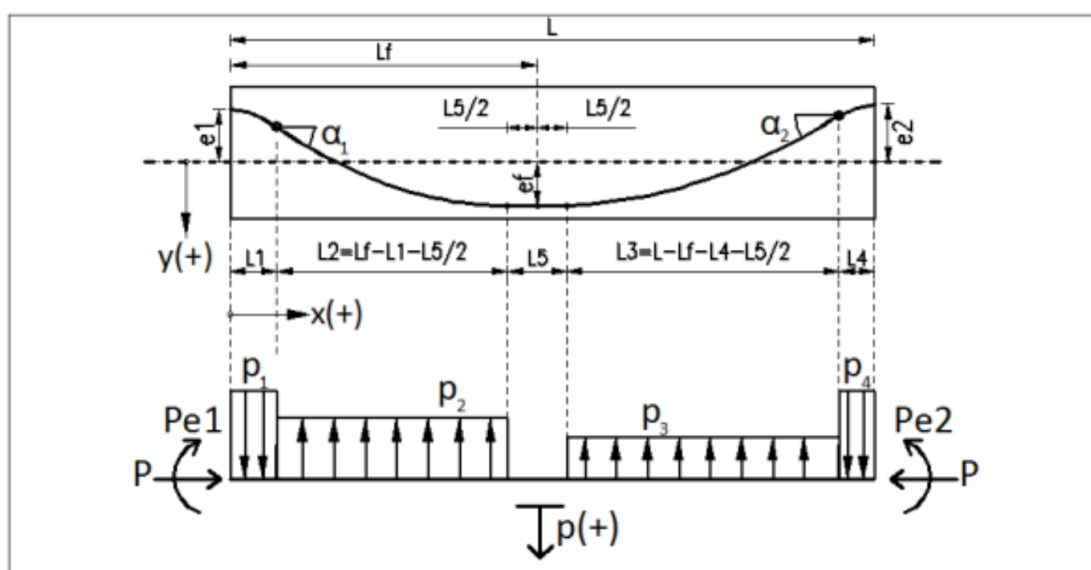
Kun keskimääräinen jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen $P_{m,t}$ kerrotaan jänteen geometrian yhtälön toisella derivaatalla, ohjausvoiman intensiteetti p pisteessä x voidaan esittää yleisessä muodossa:

$$p(x) = P_{m,t} \cdot \frac{d^2}{dx^2} \cdot y(x)$$

13

(Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 109–110).

Moniaukkoiseen rakenteeseen jännepunokset sijoitetaan vastakaariperiaatteella. Ylöspäin aukeavan paraabelin muotoisen jännepunoksen ohjausvoima vaikuttaa ylöspäin (kentässä), vastaavasti alaspäin aukeavan paraabelin muotoisen jännepunoksen ohjausvoima vaikuttaa alaspäin (tuella). Ohjausvoiman suunnanmuutos tapahtuu paraabelin käännepisteessä. Poikkileikkauksen neutraaliakselin kanssa samansuuntaisen jännepunoksen matkalla ohjausvoima on nolla (ks. kuva 9).



KUVA 9. Vastakaarilla varustettu rakenne (mukaiillen Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 68)

Alla olevassa taulukossa on johdettu valmiita kaavoja jännegeometrian ja ohjausvoimien laskemista varten (taulukko 4).

TAULUKKO 4. Vastakaarilla varustetun jänteen korkeusasemien, ohjausvoimien, kulmien ja kaarevuussäteiden arvot (kuvan 9 merkinnöille) (mukailien Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 68)

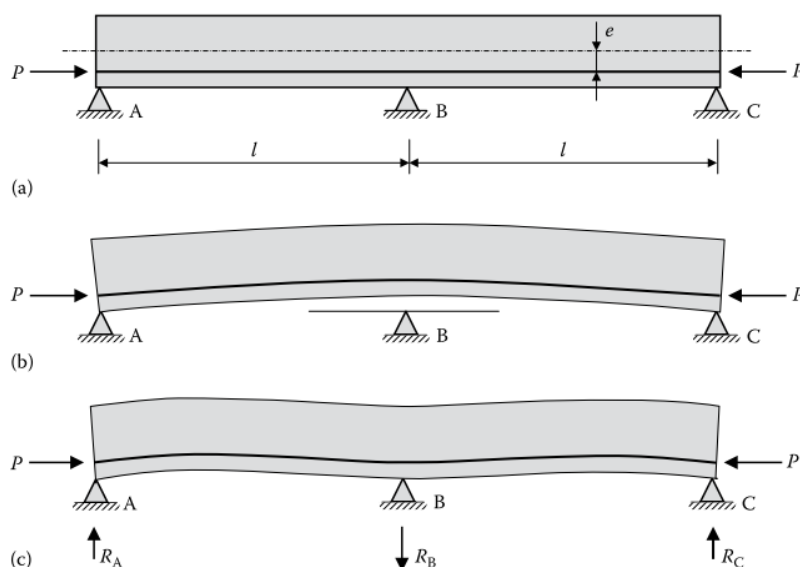
	Jänteen korkeusasema	Ohjausvoiman suuruus
$0 \leq x \leq L_1$	$e(x) = e_1 + \frac{(e_f - e_1)}{L_1(L_1 + L_2)} x^2$	$p_1 = \frac{2P(e_f - e_1)}{L_1(L_1 + L_2)}$
$L_1 \leq x \leq L_f$	$e(x) = e_f - \frac{(e_f - e_1)}{L_2(L_1 + L_2)} (x - L_f - \frac{L_5}{2})^2$	$p_2 = \frac{2P(e_1 - e_f)}{L_2(L_1 + L_2)}$
$L_f - L_5/2 \leq x \leq L_f + L_5/2$	$e(x) = e_f$	$p = 0$
$L_f + L_5/2 \leq x \leq L - L_4$	$e(x) = e_f - \frac{(e_f - e_2)}{L_3(L_3 + L_4)} (x - L_f - \frac{L_5}{2})^2$	$p_3 = \frac{2P(e_2 - e_f)}{L_3(L_3 + L_4)}$
$L - L_4 \leq x \leq L$	$e(x) = e_2 + \frac{(e_f - e_2)}{L_4(L_3 + L_4)} (L - x)^2$	$p_4 = \frac{2P(e_f - e_2)}{L_4(L_3 + L_4)}$
	Jänteen kulma suhteessa vaakatasoon	Kaarevuussäde käännepeisteissä
$x = 0$	$\alpha = 0$	$R_{min} = \frac{L_1(L_1 + L_2)}{2(e_f - e_1)}$
$x = L_1$	$\alpha_1 = \frac{2(e_f - e_1)}{(L_1 + L_2)}$	-
$x = L_f - L_3 - L_4$	$\alpha = 0$	$R_{min} = \frac{L_2(L_1 + L_2)}{2(e_f - e_1)}$
$L_f - L_5/2 \leq x \leq L_f + L_5/2$	$\alpha = 0$	-
$x = L_f - L_3 - L_4$	$\alpha = 0$	$R_{min} = \frac{L_3(L_3 + L_4)}{2(e_f - e_2)}$
$x = L - L_4$	$\alpha_2 = \frac{2(e_2 - e_f)}{(L_3 + L_4)}$	-
$x = L$	$\alpha = 0$	$R_{min} = \frac{L_4(L_3 + L_4)}{2(e_f - e_2)}$

Ohjausvoimat on optimaalista rajoittaa laatoissa 60–80 % pysyvien kuormien arvoon. On kuitenkin syytä välttää runsaasti yli laatan oman painon tasapainottamista halkeilun välttämiseksi jännittämistilanteessa. (Aalami 2014, 446; Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 708.)

Kun punosgeometria (jänneprofiili) ja tasapainotettava pysyvän kuorman osuus on valittu, voidaan ratkaista tarvittava jännevoima ja sitä kautta punosmäärä.

3.4 Jännittämisen aiheuttamat pakkovoimat

Määräämättömän rakenteen geometriset rajoitukset voivat aiheuttaa pakkovoimia tukien kohdalle, mitkä puolestaan muuttavat rakenteessa vaikuttavien taivutusmomenttien ja leikkausvoimien jakautumista ja suuruutta. Näitä pakkovoimien aiheuttamia tukireaktioita kutsutaan myös hyperstaattisiksi tai sekundaarisiksi tukireaktioiksi, ja näiden suuruudet riippuvat jännitysvoimasta, tukien kiinnityksestä ja jänneprofiilista (ks. kuva 10). (Gilbert ym. 2017, 446.)



KUVA 10. Kaksiaukkoinen suoralla jänteellä (e on vakio) jännitetty rakenne. (a) Alkutilanne ennen jännittämistä. (b) Primäärimomentin ($P \cdot e$) aiheuttama vapaa muodonmuutos, kun tuki B on poistettu. (c) Hyperstaattiset tukireaktiot, kun tuki B estää rakenteen vapaata muodonmuutosta (Gilbert ym. 2017, 447)

Hyperstaattisten reaktioiden aiheuttaman momentin M_2 vaikutukset on otettava huomioon rakenteen murtorajatarkastelussa (ks. Taivutuskestävyys) (Aalami 2023, 42).

3.5 Jännityshäviöt

Ankkurijännerakenteen rakentamisen aikaiset jännityshäviöt (välittömät alkuhäviöt $\Delta P_1(x)$) aiheutuvat

- ankkurointilaitteesta tapahtuvasta jänneteräksen liukumisesta
- ankkurin muodonmuutoksista jännityksen aikana ja sen jälkeen
- betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta, kun useita jäniteitä jännitetään peräkkäin
- jänneteräksen ja suojaputken välisestä kitkasta, joka vähentää jännevoimaa siirryttäessä kauemmaksi aktiiviankurista (Paasikallio, Mikkola & Nyman 1986, 94).

Ankkurijännerakenteen eliniän aikaiset jännityshäviöt (pitkäaikaiset tai ajasta riippuvat häviöt $\Delta P_{c+s+r}(x)$) aiheutuvat

- betonin virumisesta
- betonin kutistumisesta
- jänneteräksen relaksaatiosta (Paasikallio ym. 1986, 94).

Jännityshäviö jänneteräksen ja suojaputken välisestä kitkasta

Jänneterästen kitkahäviöt $\Delta P_{\mu}(x)$ arvioidaan kaavasta:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + kx)})$$

14

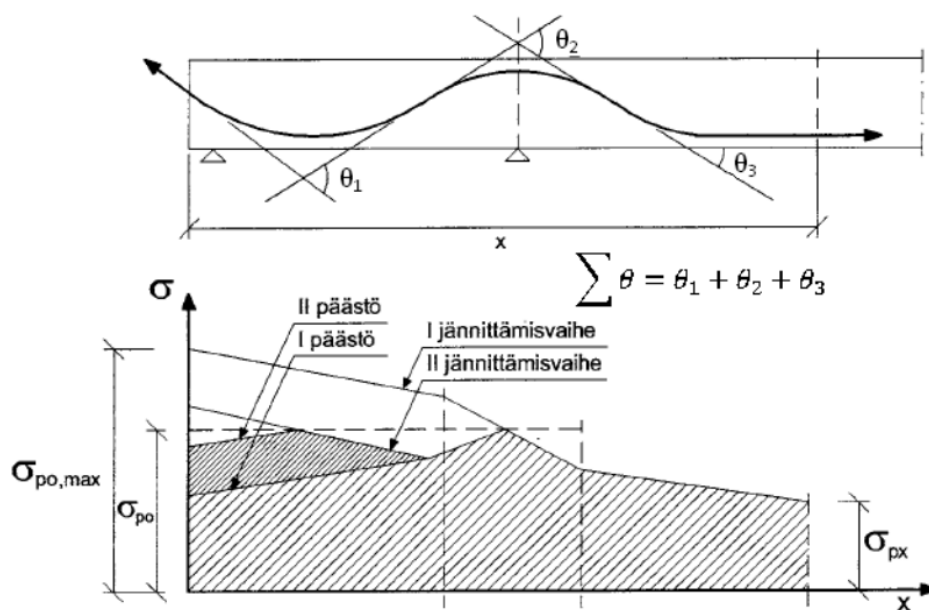
missä

θ on jänneteräksen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä x (riippumatta merkistä tai suunnasta)

μ on jänneteräksen ja suojausputken välinen kitkakerroin

k on suojausputken tukipisteiden välille syntyviä riippumia (nuolikorkeuksia) vastaavien suunnan muutosten aaltoisuusluku (pituusyksikköä kohti)

x on jänneterästä pitkin mitattu etäisyys jännityspäästä (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 22).



KUVA 11. Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänteellä (Väylävirasto 2022, 43)

Aaltoisuusluvun k ja kitkakertoimen μ arvot esitetään eurooppalaisessa teknisessä arvioinnissa (ETA) tai kansallisessa tuotehyväksynnässä. Aaltoisuusluku k riippuu jänneteräksen tukien välisestä etäisyydestä, käytettävän suojausputken tyypistä, työnsuorituksen laadusta ja valettavan betonin tärytysasteesta. Ja kitkakerroin μ riippuu jänneterästen ja suojausputken pintojen ominaisuuksista, jänneteräksen pituudenmuutoksesta ja jänneprofiilista. (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 22.)

Jännityshäviö ankkurikappaleen siirtymästä

Ankkurilaitteen muodonmuutoksesta, kiilojen liukumisesta ja jännittämisen jälkeisestä ankkurien toiminnasta aiheutuvien häviöiden vaikutus huomioidaan seuraavien kaavojen avulla:

$$\Delta P = 2 \cdot \Delta_p \cdot w$$

15

$$w = \sqrt{((\Delta \cdot E_p \cdot A_p) / A_p)}$$

16

$$\Delta_p = (P_{\max} - P_{(l)})/l$$

17

missä

ΔP on ankkurointiliukuman jännityshäviö

Δ_p on kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö

w on ankkurointiliukuman vaikutuksen pituus

Δ on ankkurointiliukuma

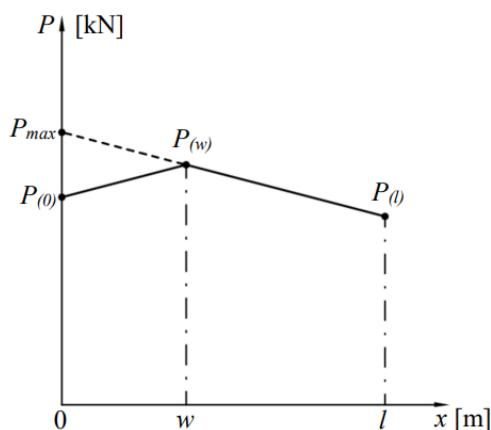
E_p on jänneteräksen kimmokerroin

A_p on jänneteräksen pinta-ala

P_{\max} on jännitysvoima

$P_{(l)}$ on jännevoima passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen

l on jänteen kokonaispituus (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 23).



KUVA 12. Lukitusliukuman w vaikutuksen pituus (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 23)

Lukitusliukuman vaikutuksen ulottuessa jänteen pituuden ulkopuolelle $w > l$, voidaan lukitushäviöiden vaikutus laskea kaavoilla 18 ja 19:

Jännityshäviö aktiiviankkurin kohdalla

$$\Delta P = (\Delta \cdot E_p \cdot A_p)/l + (\Delta_p \cdot w) \quad 18$$

Jännityshäviö passiiviankkurin kohdalla

$$\Delta P = (\Delta \cdot E_p \cdot A_p)/l - (\Delta_p \cdot w) \quad 19$$

(Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 23).

Kiilojen liukumista edustavat arvot esitetään eurooppalaisessa teknisessä arvioinnissa (ETA) tai kansallisessa tuotehyväksynnässä (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 23).

Jännityshäviö betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta

Jänneterästen jännitysjärjestys huomioon ottaen, betonin muodonmuutosta vastaava jännevoiman häviö ΔP_{el} voidaan olettaa kunkin jänneteräksen keskimääräiseksi häviöksi seuraavasti:

$$\Delta P_{el} = \Delta \sigma_c(t) \cdot ((n - 1)/2n) \cdot (E_p/E_{cm}(t)) \quad 20$$

missä

$\Delta \sigma_c(t)$ on hetkellä t aiheutettu jännityksen muutos jänneterästen painopisteessä

n on jännepunosten lukumäärä

E_p on jänneteräksen kimmokerroin

$E_{cm}(t)$ on betonin kimmokerroin jännityshetkellä (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 21).

Pysyvien kuormien aiheuttamien muodonmuutosten häviöt jännittämisen jälkeen voidaan laskea seuraavasti:

$$\Delta P_{el} = \Delta \sigma_c(t) \cdot (E_p/E_{cm}(t)) \quad 21$$

(Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 21).

Jännityshäviö betonin virumasta ja kutistumasta sekä jänneteräksen relaksaatiosta

Pitkäaikaiset eli ajasta riippuvat häviöt lasketaan ottamalla huomioon seuraavat jännityksen pienennystekijät:

- pysyvien kuormien aiheuttamasta virumisesta ja kutistumisesta johtuva betonin muodonmuutos
- jänneteräksen relaksaatiosta johtuva jännityksen pieneminen (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 24).

Yksinkertaistettu laskentatapa pitkäaikaisten häviöiden määrittämiseksi kohdassa x pysyvien kuormien vaikuttaessa esitetään alla olevassa kaavassa, joka soveltuu tartunnattomille ankkurijännteille, kun käytetään jännitysten keskimääräisiä arvoja (puristusjännitykset ja vastaavat muodonmuutokset sijoitetaan kaavaan positiivisin etumerkein):

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} \\ &= A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \end{aligned} \quad 22$$

missä

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta kohdassa x ja hetkellä t aiheutuva jänneterästen jännityksen vaihtelun itseisarvo

ε_{cs} on EC 2 kohdan 3.1.4 (6) mukaisesti arvioidun kutistuman itseisarvo

E_p on jänneteräksen kimmokerroin

E_{cm} on betonin kimmokerroin

$\Delta\sigma_{pr}$ on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jänneterästen jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa x hetkellä t ; se määritetään jännitykselle $\sigma_p = \sigma_p \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$, joka tarkoittaa alkujännevoimasta ja pysyvistä pitkäaikaiskuormista aiheutuvaa jänneteräksen alkutilanteen jännitystä $\sigma_p = \sigma_p \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$; yksinkertaistuksena voidaan jännitys σ_p laskea vain pysyvien kuormien vaikuttaessa rakenteessa

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku hetkellä t , kun betonin kuormittaminen on alkanut hetkellä t_0

$\sigma_{c,QP}$ on omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista mahdollisista pysyvistä pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneterästen kohdalla vaikuttava betonin jännitys; se määritetään jännitykselle $\sigma_{c,QP} = \sigma_c \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$, joka tarkoittaa alkujännevoimasta ja pysyvistä pitkäaikaiskuormista aiheutuvaa betonin alkutilanteen jännitystä $\sigma_p = \sigma_p \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$; yksinkertaistuksena voidaan jännitys σ_p laskea vain pysyvien kuormien vaikuttaessa rakenteessa

A_p on kaikkien kohdassa x olevien jänneterästen ala

A_c on betonipoikkileikkauksen ala

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

z_{cp} on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 24).

3.6 Vähimmäisraudoitus

Kun taivutetun rakenteen betonin vetokestävyys ylittyy, poikkileikkaus halkeaa. Halkeamishetkellä betonissa oleva vetojännitys on siirrettävä betoniteräksille, joilla otetaan äkillinen kuorman lisäys vastaan. (Kalliomäki 2010.) Toisin sanoen tartunnallisella pääraudoituksella vältetään rakenteen haurasmurtuminen ja mahdollistetaan taivutushalkeamien muodostuminen. Vaikka tartunnattomin jäntein jännitetyssä rakenteessa jännevoiman vaikutuksen ansiosta poikkileikkausta saadaan pidettyä halkeamattomana, vähimmäisraudoitusta tarvitaan alueilla, joissa vetoa voi esiintyä. Vähimmäisraudoitusala $A_{s,min}$ lasketaan seuraavasti:

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\} \quad 23$$

missä

f_{ctm} on betonin keskimääräisen vetolujuuden ominaisarvo

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

b_t on vetopuolen keskimääräinen leveys

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus (Mosley, Bungey & Hulse 2012, 225).

Kun poikkileikkausta ei saada pidettyä halkeilemattomana, halkeamaleveyttä tulisi rajoittaa sallittuun raja-arvoon (ks. Halkeilun rajoittaminen).

Vähimmäisraudoituksen lisäksi välipilareiden kohdalla laatan alapinnassa tulee olla vähintään 2 tan-koa kummassakin kohtisuorassa suunnassa siten, että nämä tangot kulkevat pilarin päältä (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 158).

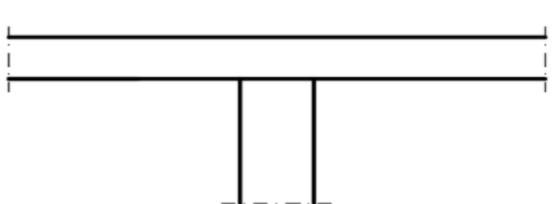
3.7 Pilarilaatan alustava mitoitus

Laatan paksuus

Suunnittelussa jännitetyn pilarilaatan paksuus otaksutaan yleensä vakioksi kautta koko laatan. Vedenoiston takia yläpinnastaan eri suuntiin kaltevan laatan paksuus valitaan ohuimman paksuuden mukaan ja kallistukset otetaan huomioon pysyvänä kuorma. Tämä lähestymistapa tuottaa aina varmalla puolella olevia tuloksia niin käyttörajatilassa kuin myös murtorajatilassa.

Jälkijännitetyn pilarilaatan alustava paksuus voidaan valita taulukosta 5 riippuen laatan pisimmän jännevälin ja paksuuden suhdelvusta sekä pintakuorman suuruudesta.

TAULUKKO 5. Jatkuvien pilarilaattojen mittasuositukset (mukaillen Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 46)

Suositukset jatkuvien kahteen suuntaan kantavien tasapaksujen laattojen korkeuksille jännevälin suhteessa L/h ($6 \text{ m} \leq L \leq 13 \text{ m}$)	
Kuorma Q_k [kN/m^2] (pysyvä pintakuorma + hyötykuorma)	
2,5	40
5,0	36
10,0	30

Puristusjännityksen määrä

Jälkijännitetyn poikkileikkauksen esijännitykselle ei esitetä Eurokoodissa alarajaa eikä ylärajaa. Käytännössä liian alhainen tai liiallinen esijännitys aiheuttaa rakenteeseen halkeilua joko jännevoimasta jännitystilanteesta tai kuormituksesta käyttötilanteesta. Mitä enemmän rakenne halkeilee, sitä enemmän betoniteräksiä rakenteeseen tarvitaan. Tämä ei kuitenkaan ole tarkoituksenmukaista jännitettyjä rakenteita suunniteltaessa, vaan esijännityksen edut tulee hyödyntää täysimääräisinä sekä pitää betoniterästen määrä minimissään.

Tyypillisesti tehollinen esijännitysvoima (kaikkien häviöiden jälkeen) valitaan siten, että sen tuottama puristusjäännitys rajoittaa betonin taivutusjännitykset sallittuihin arvoihin (ks. Betonin sallitut jännitykset).

Yleensä taloudellisesti tehokkaiisiin pilarilaattarakenteisiin päästään kun:

- Tehollinen puristusjännitys pidetään 1,0 MPa ja 2,0 MPa välillä (Aalami 2014, 611) (tyypillisesti puristusjännityksen arvo voi vaihdella laattarakenteissa 0,7 MPa ja 3 MPa välillä (The Concrete Society 2005, 2))

ja

- Jänneterästen tasopainottava vaikutus rajataan ~60–80 % pysyvien kuormien arvoon ja vältetään runsaasti yli laatan oman painon tapahtuvaa tasapainottamista (ks. Ohjausvoimien laskenta).

3.8 Käyttörajatila

3.8.1 Jännitysten rajoittaminen

Jännevoima ja jänneteräksen sallitut jännitykset

Jännevoiman siirtohetkellä rakenteeseen jänneteräksen jännitys $\sigma_{p0,max}$ saa olla korkeintaan pienempi arvoista:

$$\sigma_{p0,max} = \min \{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} \quad 24$$

missä

f_{pk} on jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1 % muodonmuutoksen vastaava myötöraja (Laaksonen 2022).

Näin ollen jännettä kuormittava suurin voima P_{max} saa olla:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p0,max} \quad 25$$

missä

A_p on jänneteräksen poikkileikkauksen ala (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 19).

Yleisesti käytössä olevan suosituksen mukaan pienempää jännevoimaa kuin 100 kN/jänne ei tulisi käyttää, jotta jännepunoksen kiilojen lukitus toimisi luotettavasti (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 20).

Jännevoiman välittömien alkuhäviöiden tapahduttua jänneteräksen jännitys $\sigma_{pm0}(x)$ kohdassa x saa olla korkeintaan pienempi arvoista:

$$\sigma_{pm0}(x) = \min \{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}\}. \quad 26$$

Tämä on usein määräävä jännitys, kun välittömät alkuhäviöt ovat pienet. (Laaksonen 2022.)

Jännettä kuormittavan voiman suuruutta voidaan esittää seuraavasti:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}, \quad 27$$

joka on myös alkujännevoima, josta on vähennetty välittömät alkuhäviöt:

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_1(x) \quad 28$$

(Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 20).

Tehollinen jännevoima eli lopputilanteen jännevoima kaikkien häviöiden (välittömät $\Delta P_1(x)$ ja ajasta riippuvat ΔP_{c+s+r}) tapahduttua lasketaan seuraavasti:

$$P_{m,t}(x) = P_{max} - \Delta P_1(x) - \Delta P_{c+s+r}(x) \quad 29$$

(Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 21; Gilbert ym. 2017, 175).

Betonin sallitut jännitykset

Jännitettyyn betonirakenteeseen muodostuu sen elinkaaren aikana kaksi keskeistä tarkasteltavaa tilannetta betonin jännitysten suhteen. Käyttörajatilan jännitykset rajoitetaan sallittuihin veto- ja puristusjännityksiin alkutilanteessa (jännevoiman siirtohetki) ja lopputilanteessa (käyttökuormituksen ollessa voimassa ja jännevoiman kaikkien häviöiden tapahduttua). (Laaksonen 2022.)

Taivutusvetolujuuden arvoa $f_{ctm,fl}$ (ks. Taivutusvetolujuus) voidaan hyödyntää vetojännityksiä tarkastaessa. Poikkileikkaus voidaan olettaa halkeamattomaksi, taivutusta vastaavan vetojännityksen ollessa enintään arvon $f_{ctm,fl}(t)$ suuruinen alkutilanteessa tai $f_{ctm,fl}$ suuruinen lopputilanteessa. Silloin vähimmäisvetoraudoituksen laskennan tulee perustua taivutusvetolujuuden arvoon $f_{ctm,fl}$. Halkeilleen poikkileikkauksen laskennassa käytetään vastaavasti vetolujuuden arvoa $f_{ctm}(t)$ tai f_{ctm} . (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 117.) Pilarilaatan taivutusjännitysten ollessa hyvin vaihtelevan suuruisia tukialueiden kohdalla, taivutusvetolujuuden arvon $f_{ctm,fl}$ hyödyntämistä ei suositella laskettaessa jännityksiä täydelle mitoituskaistan leveydelle (ks. Mitoituskaista).

Alkutilanne

Betonin lujuuden tulee alkutilanteessa olla eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä (ETA) määritellyn vähimmäisarvon suuruinen, tyypillisesti 70–80 % nimellislajuudesta. Alkutilanteessa rakenteen omapainon ja alkujännevoiman aiheuttaman taivutuksen jännitykset rajoitetaan sallittuun puristusjännitykseen σ_{c0} ja sallittuun vetojännitykseen σ_{t0} , jotka ovat

$$\sigma_{c0} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad 30$$

$$\sigma_{t0} \leq f_{ctm}(t) \quad 31$$

missä

$f_{ck}(t)$ on betonin puristuslujuus hetkellä t

$f_{ctm}(t)$ on betonin keskimääräinen vetolujuus hetkellä t . (Laaksonen 2022.)

Ehdon 31 toteutuessa poikkileikkaus voidaan pitää halkeilemattomana, mikäli sallittu vetojännitys ylittyy, rakenne on raudoitettava betoniteräksillä rajamaan halkeilua (ks. Halkeilun rajoittaminen). Lähtökohtaisesti rakenne suunnitellaan halkeamattomaksi alkutilanteessa. Mikäli tämä ei toteudu, sallittuna halkeamaleveyden arvona voidaan pitää korkeintaan 0,40 mm, joka sulkeutuu jatkossa pysyvien pintakuormien vaikutuksesta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 31–32.)

Lopputilanne

Pitkäaikaiskuormituksen ja jännevoiman (häviöiden jälkeen) aiheuttaman taivutuksen jännitys rajoitetaan sallittuun puristusjännitykseen $\sigma_{c\infty}$, joka on

$$\sigma_{c\infty} \leq 0,45 \cdot f_{ck} \quad 32$$

missä

f_{ck} on betonin nimellipuristuslujuus (Laaksonen 2022).

Jos puristusjännitys ylittää sallitun arvon $0,45 \cdot f_{ck}$, virumisen epälineaarisuus otetaan huomioon (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 31) EC 2 kohdan 3.1.4(4) mukaisesti.

Ominaiskuormituksen ja jännevoiman (häviöiden jälkeen) aiheuttaman taivutuksen jännitys rajoitetaan sallittuun puristusjännitykseen σ_c , joka on

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} \quad 33$$

(Laaksonen 2022.)

Tavallisen tai pitkäaikaiskuormituksen ja jännevoiman (häviöiden jälkeen) aiheuttaman taivutuksen jännitys rajoitetaan sallittuun vetojännitykseen $\sigma_{t\infty}$, joka on

$$\sigma_{t\infty} \leq f_{ctm} \quad 34$$

missä

f_{ctm} on betonin keskimääräinen nimellisetolujuus (Laaksonen 2022).

Ehdon 34 toteutuessa poikkileikkaus voidaan pitää halkeilemattomana, mikäli sallittu vetojännitys ylittyy, rakenne on raudoitettava betoniteräksillä rajamaan halkeilua (ks. Halkeilun rajoittaminen) (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 31).

3.8.2 Halkeilun rajoittaminen

Teräsbetonirakenteissa yleisesti esiintyy halkeamia erilaisista syistä, kuten välittömän kuormituksen, pakkosiirtymän, -muodonmuutoksen tai edellä mainittujen estymisen aiheuttaman taivutuksen, leik-

kauksen, väännön tai vetovoiman vaikutuksesta. Halkeamia voi muodostua myös muista syistä, kuten plastisen kutistumisen tai kemiallisten reaktioiden aiheuttaman betonin kovettumisen seurauksena. Näiden halkeamien koko voi olla niin suuri, että ne eivät täytä hyväksyttävyyden kriteereitä ja ne on hoidettava eri menetelmin, kuten esimerkiksi rakenteen jakamisella liikuntasaumoin pienempiin lohkoihin. Pienempien halkeamien sallitaan muodostua, kun ne eivät vaikuta rakenteen toimintaan haitallisesti. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 117–118.)

Betoniteräksin raudoitettun ja tartunnattomin jäntein jännitetyn rakenteen halkeamaleveyden raja-arvot w_{\max} eri rasitusluokille on esitetty alla olevassa taulukossa 6.

TAULUKKO 6. Halkeamaleveyden raja-arvot w_{\max} [mm] (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 32)

Rasitusluokka	Tavallinen kuormayhdistelmä	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä
X0, XC1	-	0,40 ¹
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	_2,3,4	0,30
XD2, XD3, XS2, XS3	_2,3,4	0,20
1) Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen. Tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvoinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehteja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää. 2) Ilman erillistä vedeneristyskerrosta olevilla pysäköintitasoilla yläpinnan sallittu halkeamaleveys on 0,20 mm vesitiiveyden kannalta. 3) Ilman erillistä vedeneristyskerrosta olevilla pihakansilla yläpinnan sallittu halkeamaleveys on 0,10 mm vesitiiveyden kannalta. 4) Vesitiiveyttä vaativilta rakenteilta läpihalkeamien muodostumista pyritään välttämään jäykistävien rakenteiden suotuisalla sijoittamisella pakkovoimien minimoimiseksi. Läpihalkeamat rajoitetaan 0,10 mm halkeamaleveyteen. Huom! Hankekohtaisesti voidaan rakenteille asettaa tiukempia vaatimuksia. Esimerkiksi kevyesti kuormitetuilla pysäköintitasorakenteilla betoni voidaan rajoittaa vetojännityksettömäksi pelkien pysyvien kuormien vaikuttaessa rakenteeseen.		

Vaikka ominaiskuormayhdistelmälle ei aseteta vaatimusta halkeamaleveydelle, ulkonäöllisistä syistä tulee betoniraudoituksen vetojännitystä rajoittaa arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$, missä f_{yk} on raudoituksen myötölujuuden ominaisarvo (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 117).

Halkeamamomentti

Kun poikkileikkauksen taivutusvetokestävyys ylittyy, halkeamat aukeavat. Suurin momentti, jolla jänebetonipoikkileikkaus pysyy halkeamattomana hetkellä t , sanotaan halkeamamomentiksi $M_{cr}(t)$ ja lasketaan seuraavasti:

$$M_{cr}(t) = W \cdot (f_{ctm,fl}(t) + \frac{P(t) \cdot e}{W} + \frac{P(t)}{A_c}) \quad 35$$

missä

W on halkeamattoman betonipoikkileikkauksen taivutusmomentti

$f_{ctm,fl}(t)$ on betonin taivutusvetolujuus hetkellä t

$P(t)$ on jännevoima hetkellä t

e on jännevoiman epäkeskisyys

A_c on betonipoikkileikkauksen ala (Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 642).

Lähteestä poiketen, kaavan betonin taivutusvetolujuus $f_{ctm,fl}(t)$ ja jännevoiman suuruus $P(t)$ ovat ajankohdasta riippuvat arvot (esim. poikkileikkausta ei saada pidettyä halkeamattomana jännityshetkellä \neq poikkileikkausta ei saada pidettyä halkeamattomana lopputilanteessa).

Vähimmäisraudoitusala halkeilun rajoittamiseksi

Jos halkeamamomentti M_{cr} ylittyy, halkeilun rajoittamista vaaditaan. Halkeamien rajoittamiseksi betoniterästä tulee olla vähintään tietty määrä alueilla, joissa voi esiintyä vetoa. Teräsmäärää arvioidaan betonissa juuri ennen halkeaman avautumista vaikuttavan vetovoiman ja betoniteräksessä sen myötäämisen alkaessa. Tarvittaessa betoniteräksen jännitystä alennetaan vaikuttavan vetovoiman välisen tasapainon takia, jotta halkeamaleveys pysyy raja-arvon mukaisena. Vetoalueen raudoituksen vähimmäisala $A_{s,min}$ voidaan laskea seuraavasti:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad 36$$

missä

k_c on kerroin, jonka avulla huomioidaan jännitysten jakauma poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos, kertoimen yksityiskohtainen laskenta on esitetty EC 2 kohdassa 7.3.2

k on kerroin, jonka avulla huomioidaan eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus, minkä takia pakkovoimat pienenevät ($k = 1,0$, kun laatan paksuus $h \leq 300$ mm tai $k = 0,65$, kun laatan paksuus $h \geq 800$ mm, väliarvot voidaan interpoloida)

$f_{ct,eff}$ on betonin keskimääräinen vetolujuuden ominaisarvo ajankohtana, jolloin halkeamien odotetaan muodostuvan ($= f_{ctm}$ tai sitä pienempi $f_{ctm}(t)$, jos halkeilu on odotettavissa ennen täyden ominaisvetolujuuden kehittymistä)

A_{ct} on betonipoikkileikkauksen vedetyn osan ala juuri ennen halkeaman avautumista

σ_s on raudoituksen suurin sallittu jännitys välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen (enintään teräksen myötölujuuden f_{yk} verran tai jos jännityksen alentamista tarvitaan, jotta halkeamaleveyden raja-arvo toteutuu, valitaan alla olevista taulukoista suurimman tankokoon ja tankojaon mukaisesti). (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 118–119.)

TAULUKKO 7. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 122)

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

HUOM. 1 Taulukon arvot perustuvat seuraaviin oletuksiin:

$$c = 25 \text{ mm}; f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}; h_{cr} = 0,5 h; (h - d) = 0,1 h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_t = 0,4 \text{ [AC]} \text{ ja } k_4 = 1,0 \text{ <AC>}$$

HUOM. 2 Asianomaisen kuormayhdistelmän vallitessa

TAULUKKO 8. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 122)

Teräsännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Kun ankkurijännebetonirakenteen halkeamista rajoitetaan pääasiassa betoniteräksillä, voidaan edellä mainittujen taulukoiden raudoituksen jännityksen arvossa ottaa jännevoiman vaikutus huomioon (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 121).

3.8.3 Taipuman rajoittaminen

Rakenteen siirtymätila ei saa haitallisesti vaikuttaa rakenteen tarkoituksenmukaiseen toimintaan tai ulkonäköön. Eurokoodi asettaa taipumanrajaksi $L/250$ pitkäaikaiselle kuormayhdistelmälle (viruman ja kutistuman vaikutus mukana), missä L on tukien välinen jännemitta. Liittyvien rakenteiden (kuten muuraus- ja lasirakenteet) taipumarajan takia on tarkoituksenmukaista rajoittaa rakentamisen jälkeinen taipuma arvoon $L/500$. Tähän taipumaan ei tarvitse laskea ennen herkkien rakenneosien rakentamista aiheutunutta kimmoista taipumaa, mutta taipumaan vaikuttavat pitkäaikaiset tekijät kuten kutistuma ja viruma huomioidaan kaikelle pitkäaikaiselle kuormalle. Muita taipumarajoja voidaan

harkita riippuen liittyvien rakenneosien herkkyydestä. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 125-126; Rakennustuoteteollisuus RTT ry 2011, 1–2.)

Taipuma voidaan tarkastaa joko

1. rajoittamalla laatan jännemitan ja korkeuden suhdetta EC 2 kohdan 7.4.2 mukaisesti tai
2. vertaamalla laskettua taipumaa EC 2 kohdan 7.4.3 mukaisesti sallittuun taipumarajaan (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 126).

Ensimmäinen tapa ei välttämättä ole tehokkain tai edullisin, näin ollen jännebetonirakenteelta edellytetään yleensä taipuman tarkastusta laskennallisesti (Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 338; Suomen Betoniyhdistys ry, 2017, 33).

3.8.4 Raudoituksen järjestely

Pilarilaattarakenteessa raudoituksen järjestely muodostetaan siten, että se noudattaa rakenteen toimintaa käyttötilassa. Tämä yleensä johtaa siihen, että laatan yläpinnan rauditus keskittyy pilareiden kohdalle. Jos tarkempaa käyttötilan laskentaa ei suoriteta, voidaan välipilareiden kohdalle laatan yläpintaan sijoittaa rauditus, jonka ala on 50 % koko mitoituskaistan negatiivisen momentin edellyttämästä alasta (ks. Mitoituskaista). Tämä rauditus jaetaan pilarin molemmille puolille kunkin puolen 0,125-kertaisen kenttävälin leveydelle. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 157–158.) Tartunnattomia jänteitä ei lasketa edellä mainittuun raudoitusalaa.

3.9 Murtorajatila

3.9.1 Taivutuskestävyys

Poikkileikkauksen sisäisten voimien voimaparin muodostaman momenttikapasiteetin M_{Rd} tulee olla vähintään laskentakuormista aiheutuvan taivutusmomentin M_{Ed} suuruinen:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \text{ (Laaksonen 2022).} \quad 37$$

Laskentamomentti M_{Ed} on pysyvän ja muuttuvan kuorman sekä jännitysvoiman aiheuttamien momenttien summa:

$$M_{Ed} = \gamma_g \cdot M_{Ek,g} + \gamma_q \cdot M_{Ek,q} + \gamma_{P,fav} \cdot M_2 \quad 38$$

missä

$M_{Ek,g}$ on pysyvien kuormien aiheuttama taivutusmomentin ominaisarvo

$M_{Ek,q}$ on muuttuvien kuormien aiheuttama taivutusmomentin ominaisarvo

M_2 on hyperstaattisen momentin ominaisarvo

γ on osavarmuusluku (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 28).

Hyperstaattisen momentin tai sekundaarimomentin saa aikaan rakenteeseen sijoitetut geometrialtaan kaarevat jänteet, jotka jännittämisen seurauksena pykivät suoristumaan aiheuttaen rakenteeseen ohjausvoimien eli pakkovoimien ansiosta ulkoisia tukireaktioita (Suomen Betoniyhdistys ry 2017). Sekundaarimomenttia ei aiheudu staattisesti määrättyihin rakenteisiin, kuten yksiaukkoisiin laattoihin.

Hyperstaattinen momentti M_2 voidaan laskea kaavalla:

$$M_2 = M_{\text{bal}} - M_p = M_{\text{bal}} - P \cdot e$$

39

missä

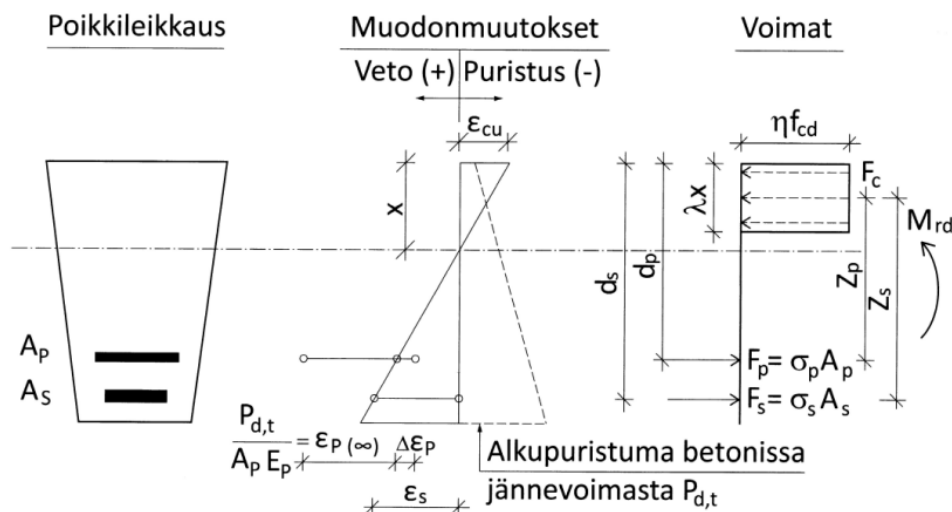
M_{bal} on ohjausvoimien aiheuttama momentti (ks. Ohjausvoimat ja kuormien tasapainottaminen)

M_p on primäärimomentti

P on jännevoima

e on jännevoiman epäkeskisyyden poikkileikkauksen neutraaliakselista (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 28; Aalami 2023, 147).

Jännitetyn poikkileikkauksen momenttikapasiteetti M_{Rd} lasketaan sisäisten voimien tasapainoehdolla (kuva 13). Poikkileikkauksen puristuspuolella voimaresultantin on oltava yhtä suuri kuin vetovoimien resultanttien. Tartunnattomien jänteiden tapauksessa vetopuoli koostuu jänneräksestä sekä betoniräksestä.



KUVA 13. Puristusraudoittamattoman poikkileikkauksen taivutuskestävyys tartunnattomissa jännerakenteissa (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 28)

Momenttikestävyys voidaan laskea kaavalla:

$$M_{Rd} = \left(d_p - \frac{\lambda x}{2}\right) \cdot A_p \cdot \sigma_{pd} + \left(d_s - \frac{\lambda x}{2}\right) \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

40

missä

d_p on poikkileikkauksen tehollinen korkeus jänneterästen painopisteeseen

d_s on poikkileikkauksen tehollinen korkeus betoniterästen painopisteeseen

A_p on jänneterästen pinta-ala

A_b on betoniterästen pinta-ala

σ_{pd} on jänneterästen tehollinen jännitys

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

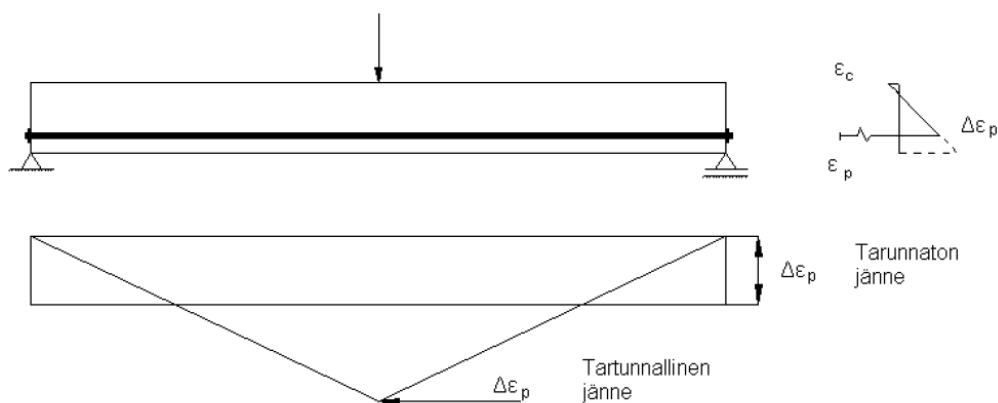
x on neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta

λ on jännityssuorakaiteen tehollisen korkeuden määrittelevä kerroin,

($\lambda = 0,8$ kun $f_{ck} \leq 50$ MPa; $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ kun $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa)

(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 37).

Kuormituksen aikana tartunnattomat jänteet pääsevät liukumaan suhteessa betoniin ja jänteiden lisävenymä jää pienemmäksi kuin tartunnallisilla jänteillä. Ero johtuu jännitystilän tasoittumisesta laajalla alueella ja jänneteräksen lisävenymä jää selvästi pienemmäksi kuin tartuntajännerakenteilla, joiden teräs-jännitys seuraa taivutusmomentin jakautumista rakenteen matkalla. (Laaksonen 2022.)



KUVA 14. Tartunnallisen ja tartunnattoman jänteen jännitysero (Laaksonen 2022)

Jänteen liukuman takia, tartunnattomilla jänneteräksillä päästään n. 70...90 % tartunnallisilla jänteillä jännitettyjen rakenteiden momenttikapasiteetista. Tartunnattomin jäntein jännitetyt rakenteet saavuttavat tavallisesti taivutusmurtonsa ennen kuin jänneteräkset myötäävät ja seurauksena rakenteeseen syntyy vain vähemmän halkeamia, jolloin betonin puristuminen keskittyy paikallisemmin. (Laaksonen 2022.) Silloin puhutaan haurasmurtumisesta, jota tulee välttää jännebetonirakenteita mitoittaessa. Tartunnattomissa jännerakenteissa käytetään aina lisänä betoniterästä, jolla on tartunta betoniin. Betoniteräs kasvattaa rakenteen sitkeyttä ja taivutuskapasiteettia.

Suomen kansallisen liitteen mukaan (Ympäristöministeriö 2019, 18) jännitetyn betonirakenteen haurasmurtuminen katsotaan vältetyksi käyttämällä yhtä tai useampaa seuraavista menettelyistä:

- Menetelmä 1: Mahdollisilla vetoalueilla käytetään vähintään EC 2 kohdan 9.2.1 mukaista vähimmäisraudoitusta
- Menetelmä 2: Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden M_{Rd} ollessa 1,5-kertainen murtorajatilän mitoitusmomenttiin M_{Ed} nähden (tartunnattomien jänteiden tapauksessa ehto toteutuu, kun poikkileikkauksen yksi jänne vaurioituu käyttökelvottomaksi säilyttäen rakenteen varmuustaso riittävänä. Jänteen kummallakin puolella etäisyydellä $L/3$ olevat jänteet katsotaan kuuluviksi samaan poikkileikkaukseen (L on laatan jänneväli jänteen suunnassa))
- Menetelmä 3: Poikkileikkauksen murtuminen tapahtuu joko jännevoiman pienentyessä tavalisen kuormayhdistelmän vaikuttaessa tai kuorman kasvaessa, rakenneosa halkeilee ennen murtokestävyyden saavuttamista, kun halkeilun aiheuttama momenttien uudelleen jakautuminen otetaan huomioon.

Pysyvästi tartunnattomin jäntein jännitettyssä rakenneosassa tulee taivutuskestävyyden M_{Rd} olla murtorajatilassa suurempi kuin halkeilukestävyys M_{Cr} . Murtorajatilän taivutuskestävyys voidaan todeta riittäväksi seuraavan ehdon toteutuessa:

$$M_{Rd} \geq 1,15 \cdot M_{Cr} \quad 41$$

(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 150.)

Pääraudoituksen enimmäismäärä $A_{s,max}$ limijatkosten ulkopuolella saa olla:

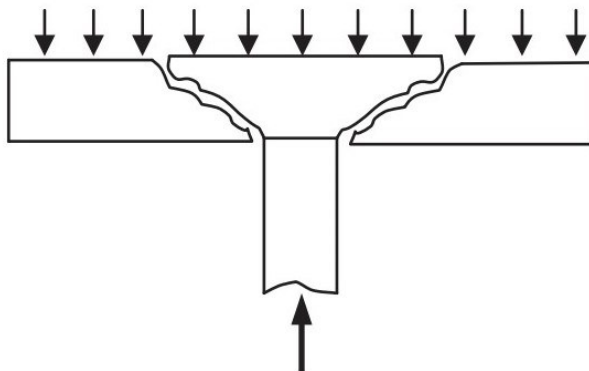
$$A_{s,max} \leq 0,04 \cdot A_c \quad 42$$

missä

A_c on betonin poikkileikkausala (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 150).

3.9.2 Leikkauskestävyys

Pilarilaatan leikkausmurtuminen tapahtuu hauraasti lävistysmurtona pilaria ympäröivän kartion muodossa (kuva 15) (Bhatt 2011, 359).



KUVA 15. Lävistysmurtumisen periaate (mukaillen Gilbert ym. 2017, 292)

Pilarin läheisyydessä vaikuttavien leikkausvoimien ja taivutusmomenttien takia alue on erittäin jännittynyt, siksi tämän kriittisen alueen suunnitteluun tulee kiinnittää erityistä huomiota (Bhatt 2011, 359).

Voimassa olevan eurokoodin ja Suomen kansallisen liitteen mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015; Ympäristöministeriö 2019) lävistysmitoitus perustuu leikkausjännitysten v_{Ed} ja leikkauskapasiteettien $v_{Rd,c}$, $v_{Rd,cs}$, $v_{Rd,max}$ vertailuun eri tarkistuspiireillä.

Perustarkistuspiirit

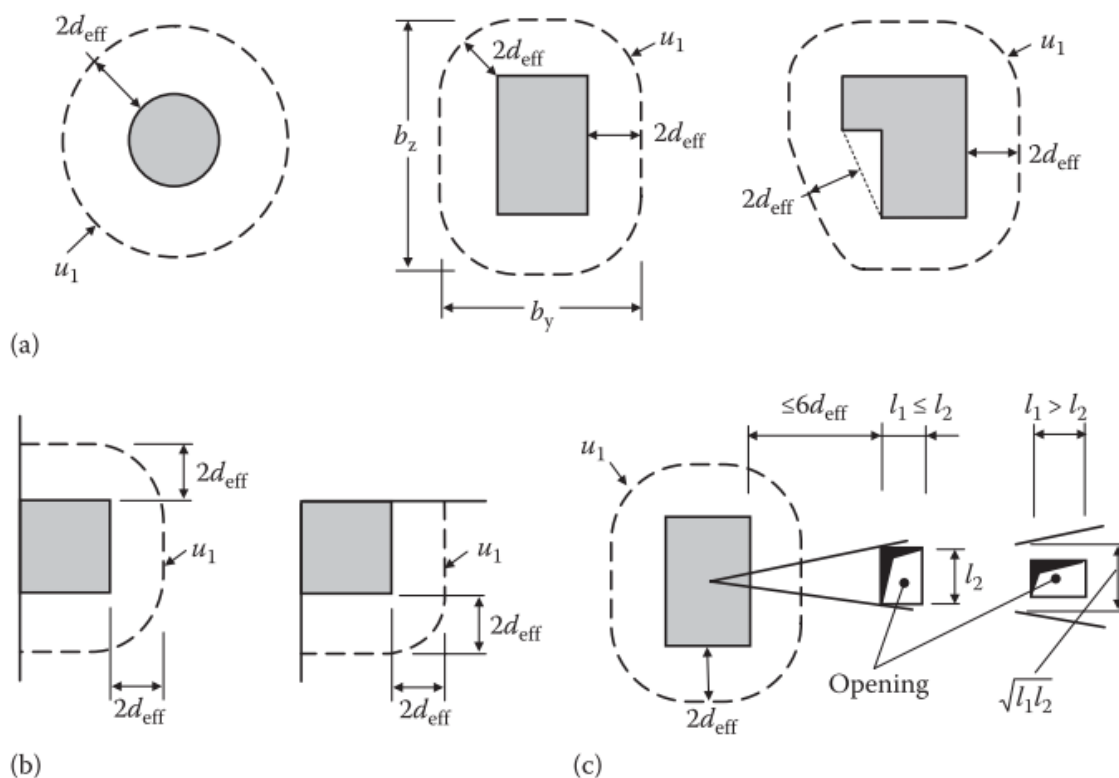
Perustarkistuspiiriin u_1 sijainti valitaan siten, että se on etäisyydellä $2,0 \cdot d_{eff}$ kuormituspinta-alan reunasta ja pituudeltaan mahdollisimman lyhyt (ks. kuva 16). Laatan tehollinen korkeus d_{eff} oletetaan vakioksi ja lasketaan seuraavasti:

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

43

missä

d_y ja d_z ovat laatan teholliset korkeudet kahdessa suunnassa. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 96.)



KUVA 16. Tyyppisiä perustarkistuspiirejä u_1 . (a) Kuormituspinta-aloja ympäröivä. (b) Laatan reunalla, nurkassa tai niiden lähellä. (c) Aukon lähellä. (Gilbert ym. 2017, 293.)

Mitoittava leikkausjännitys

Leikkausjännityksen v_{Ed} jakauma ei ole vakio, mutta suunnittelussa se otaksutaan vakioksi ja lasketaan kaavalla (Bhatt 2011, 359):

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad 44$$

missä

V_{Ed} on lävistysvoima eli pilarin tukireaktio tai pistemäinen kuorma

d on laatan keskimääräinen tehollinen korkeus, lasketaan kahden pääsuunnan keskiarvona $d = (d_y + d_z)/2$

u_i on tarkasteltavan tarkistuspiirin pituus

β on epäkeskisen lävistysvoiman huomioiva kerroin, tarkempi laskenta esitetään eurokoodissa (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 100–102), keskeiselle lävistysvoimalle $\beta = 1$.

Lävistyskestävyyden yläraja

Pilarin piirillä tai kuormituspinta-alan piirillä u_0 ei ylitetä suurinta lävistyskestävyyttä $v_{Rd,max}$, jos

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max} \quad 45$$

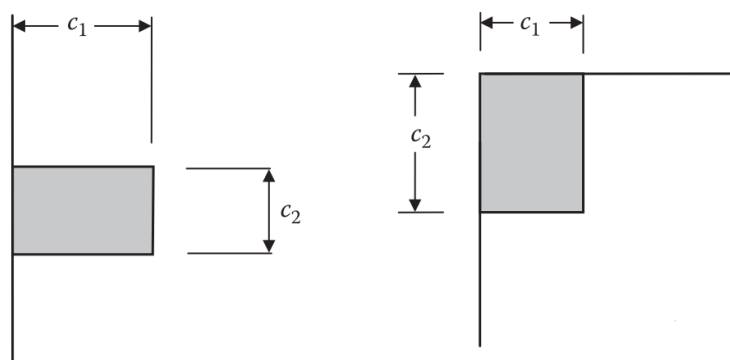
missä

sisäpilarissa $u_0 =$ pienin piirin pituus, jonka sisään pilarin poikkileikkaus mahtuu

reunapilarissa $u_0 = c_2 + 3 \cdot d \leq c_2 + 2 \cdot c_1$

nurkkapilarissa $u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$

c_1 ja c_2 ovat kuvan 17 mukaiset pilarin mitat (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 104).



KUVA 17. Reuna- ja nurkkapilarin c_1 ja c_2 mitat (mukaillen Gilbert ym. 2017, 299)

Lävistyskestävyyden yläraja $v_{Rd,max}$ [MPa] lasketaan seuraavasti:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \quad 46$$

missä

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

v on lujuuden pienennyskerroin, lasketaan $v = 0,6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250})$, f_{ck} :n yksikkönä MPa (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 86, 105).

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys

Lävistysraudoitusta ei tarvita, jos

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c} \quad 47$$

missä

u_1 on perustarkistuspiiri (ks. Perustarkistuspiirit).

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $v_{Rd,c}$ [MPa] lasketaan seuraavasti:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad 48$$

missä

$C_{Rd,c}$ on kerroin, joka kansallisen liitteen mukaisesti määritellään $C_{Rd,c} = 0,3/\gamma_c \cdot \frac{(\frac{D}{d} + 1,5)}{(\frac{D}{d} + 4)}$

γ_c on betonin osavarmuusluku

D on pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarilla $D = \sqrt{c_1 \cdot c_2}$, jossa c_1 ja c_2 ovat pilarin sivumitot

d on laatan keskimääräinen tehollinen korkeus

k on kerroin, joka määritellään $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$ (d :n yksikkönä mm)

ρ_l on molempien suuntien tarkistuspiirin ulkopuolelle ankkuroitujen vetoterästen raudoitussuhde

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

k_1 on kerroin, jonka suositusarvo on 0,1

σ_{cp} on molempien suuntien keskimääräinen betonin normaalijännitys, joka määritellään $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$ [MPa]

v_{\min} on kerroin, jonka Suomen kansallisen liitteen mukainen suositusarvo on 0. (Ympäristöministeriö 2019, 19.)

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys

Jos laatan lävistyskestävyys leikkausraudoittamattomana ei ole riittävää, joko kasvatetaan laatan korkeutta (laattaa voidaan vahvistaa myös paikallisilla betonivahvennoksilla) tai lisätään laattaan lävistysraudoitusta. Lävistysraudoitetun laatan lävistyskapasiteetti on riittävä, jos

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,cs} \quad 49$$

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $v_{Rd,cs}$ [MPa] lasketaan seuraavasti:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1 \cdot d)) \cdot \sin \alpha \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad 50$$

missä

$v_{Rd,c}$ on leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys kaavan 48 mukaan, jossa $C_{Rd,c}$ kerroin

$$\text{kansallisen liitteen mukaisesti määritellään } C_{Rd,c} = 0,3 / 4,5 \cdot \gamma_c \cdot \left(\frac{D}{d} + 1,5 \right) / \left(\frac{D}{d} + 4 \right)$$

s_r on leikkausraudoituskehien säteittäinen väli [mm]

A_{sw} on pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän raudoituksen ala [mm²]

$f_{ywd,ef}$ on leikkausraudoituksen tehollinen mitoituslujuus, joka määritellään $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$ [MPa]

f_{ywd} on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo, joka määritellään $f_{ywd} = f_{yd} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$

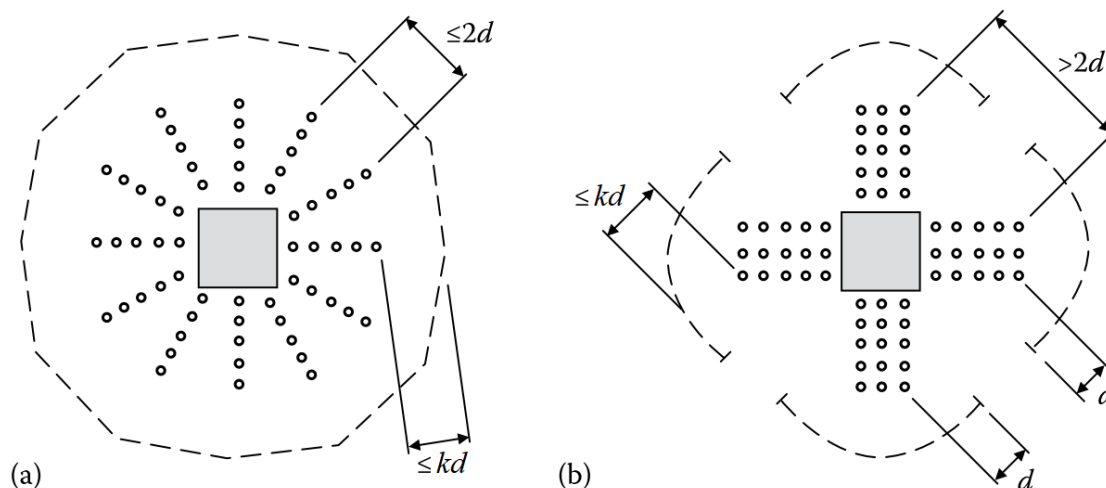
α on leikkausraudoituksen ja laatan tason välinen kulma

k_{max} on kerroin, jonka kansallisen liitteen mukainen suositusarvo on 1,6. (Ympäristöministeriö 2019, 19–20.)

Lisäksi etsitään sellainen piiri u_{out} tai $u_{out,ef}$ (ks. kuva 18), jolla leikkausraudoitusta ei enää tarvita. Sen pituus lasketaan seuraavasti:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d) \quad 51$$

Leikkausraudoituksen uloin piiri sijoitetaan etäisyydelle, joka on enintään mitan $k \cdot d$ verran piirin u_{out} tai $u_{out,ef}$ sisäpuolella. k :n suositusarvo on 1,5. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betoni-rakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 105.)



KUVA 18. Lävistysraudoituksen ulkopuolella olevat tarkistuspiirit. (a) Tarkistuspiiri u_{out} . (b) Tarkistuspiiri $u_{out,ef}$. (mukailten Gilbert ym. 2017, 296.)

Jänneterästen hyödyntäminen lävistysmitoituksessa

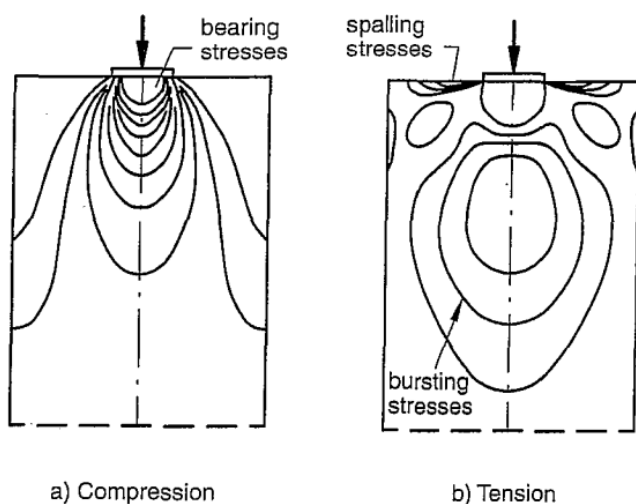
Eurokoodi sallii lävistymistä tarkasteltaessa ottaa mukaan enintään etäisyydellä $0,5 \cdot d$ pilarista sijaitsevien jänneterästen pystykomponentin edullisena kuormana (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 159).

Usein jänneterästen kulku voi poiketa suunnitellusta hieman pilareiden kohdalla, koska kyseiset alueet ovat tiheästi raudoitettuja ja jänneteräkset asennetaan lähes vaakasuoraan asentoon, siksi jänneterästen pystykomponentin hyödyntämistä ei suositella lävistysmitoituksessa (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 30).

3.9.3 Ankkurointi

Yleistä

Tartunnattomin jäntein jännitetyillä rakenteilla jännevoima siirtyy betonille täydellisesti ankkurointikappaleiden välityksellä. Rakennetta kuormittaa puristava voima, joka keskittyy vain osalle poikkeileikkausta ja aiheuttaa betonissa hyvin suuria puristusjännityksiä (bearing stresses) sekä poikittaisia vetojännityksiä (spalling and bursting stresses) (kuva 19). (Kytölä 2022.)



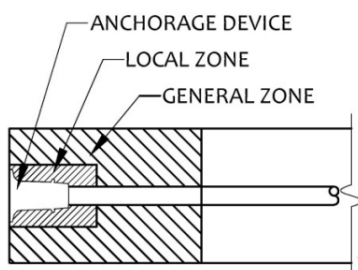
KUVA 19. Keskeisen jännevoiman aiheuttamat puristus- ja vetojännitykset (Wollmann & Roberts-Wollmann 2000, 2)

”Ankkurointilaitteiden ja -alueiden lujuuden tulee olla riittäviä, jotta jännevoima pystyy siirtymään betoniin, ja halkeamien muodostuminen ankkurointialueelle ei saa huonontaa ankkuroinnin toimivuutta.” (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 46)

Jännevoiman paikallisia vaikutuksia kuten ankkurointia tarkasteltaessa käytetään jännevoiman osavarmuuslukuna $\gamma_{P,unfav} = 1,2$ ja betonin vetolujuuden ominaisarvon alarajaa $f_{ctk,0,05}$ hetkellä t (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 25, 147–148; Väylävirasto 2022, 77).

Ankkurointialueet

Jälkijännitetyn rakenteen ankkurointialue voidaan jakaa kahteen alueeseen: paikalliseen ankkurointialueeseen (local zone) ja yleiseen ankkurointialueeseen (general zone) (Kytölä 2022).



KUVA 20. Jälkijännitetyn rakenteen ankkurointialueet (Post-Tensioning Institute 2013, 26)

Paikallisen alueen sekä jännitysjärjestelmän osien kestävyys on jännemenetelmän toimittajan vastuulla. Toimittaja teettää kuormitustestit ja määrittää paikallisen alueen vaatimukset eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä (ETA). (Kytölä 2022.) Vaatimuksissa esitetään mm. ankkureiden

minimikeskiö- ja reunaetäisyydet, betonilujuudet ja raudoitukset (BBR VT International Ltd 2023, 44).

Yleisen alueen raudoituksen suunnittelu kuuluu rakennesuunnittelijan vastuulle. Yleiseen alueeseen tarvitaan rauditus, joka vastustaa halkaisuvoiman muodostamia poikittaisia vetojännityksiä, sekä rakenteen pintaan että epäjatkuvuuskohtiin muodostuvia vetojännityksiä. Raudoituksella sidotaan rakenne yhtenäiseksi kokonaisuudeksi. (Kytölä 2022.)

Paikallinen puristus

Jos paikallisen alueen ETA:n mukaista betonin poikittaista laajenemista estävää raudoitusta (confinement reinforcement) ei huomioida, pelkän betonin paikallinen puristuskapasiteetti F_{Rdu} tulee tarkastaa seuraavasti:

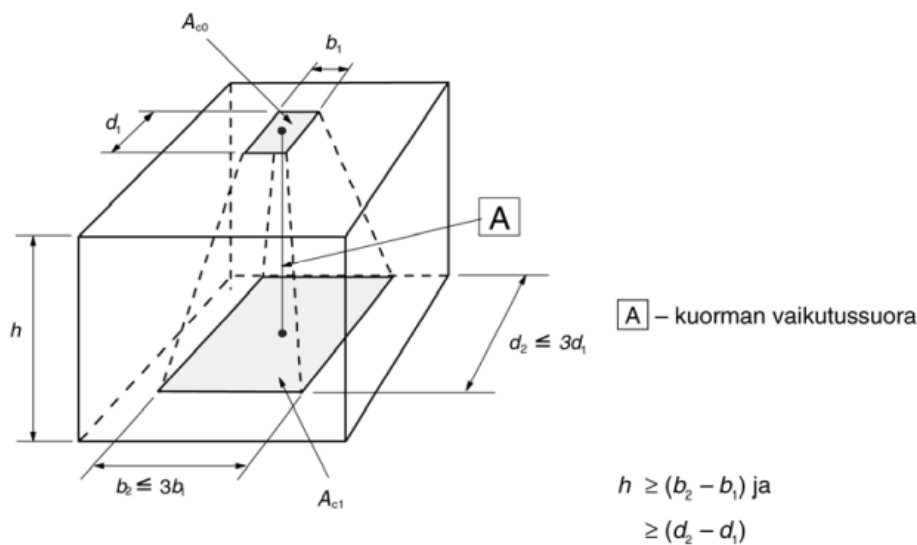
$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd}(t) \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd,i} \cdot A_{c0} \quad 52$$

missä

A_{c0} on ankkurikappaleen tai -levyn kuormitusalue

A_{c1} on suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue, joka on samanmuotoinen kuin A_{c0}

$f_{cd}(t)$ on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo hetkellä t (Kytölä 2022).

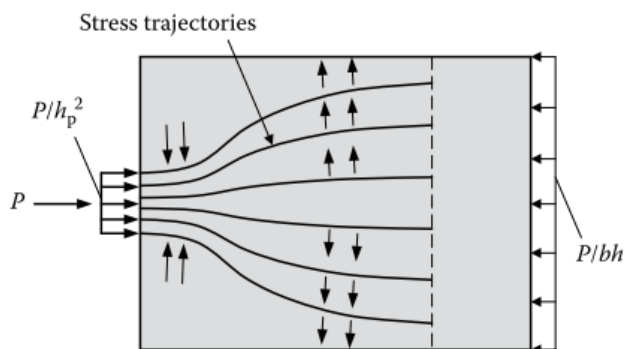


KUVA 21. Paikallisen puristuksen mitoitusalueiden jakautuminen (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 111)

Vierekkäisten ankkureiden mitoitusjakauma-alueet eivät saa limittyä keskenään. Yleensä rakenteen pienin puristuskapasiteetti saadaan nurkka-alueen ankkurin kohdalla. (Kytölä 2022.)

Halkaisuvoimat

Paikallisesta puristuksesta syntyy lähelle laatan reuna poikittaista vetojännitystä (bursting stresses), joka ylittäessään betonin vetolujuuden aiheuttaa halkaisuvoiman, jolle laatan reuna tulee raudoittaa. Halkaisuvoimia voidaan ratkaista vapaakappaleeseen perustuvalla mallilla, palkkimallilla, ristikkoanalogan perusteella sekä FEM-laskennalla. (Kytölä 2022.)



KUVA 22. Paikallisen puristuksen jakaantuminen poikkileikkauksessa (mukaiillen Gilbert ym. 2017, 315)

Poikittaiset vetojännitykset esiintyvät jännevoiman paikallisen puristusjännityksen jakaantumispituuden matkalla, joka on noin laatan korkeuden pituinen (kuva 22) (Gilbert ym. 2017, 315). Keskeisen ankkurin tapauksessa halkaisuvoiman resultantti T sijaitsee noin laatan korkeuden puolikkaan etäisyydellä laatan päästä (kuva 23), ja sen arvo voidaan laskea seuraavasti:

$$T = \frac{P_d}{4} \cdot \left(1 - \frac{h}{D}\right)$$

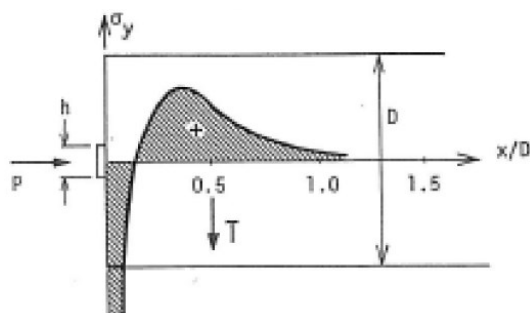
53

missä

P_d on jännevoiman mitoitusarvo

h on kuormituspinnan korkeus

D on jakaantumispinnan korkeus (Kytölä 2022).



KUVA 23. Paikallisen puristuksen aiheuttamat poikittaiset jännitykset (Kytölä 2022)

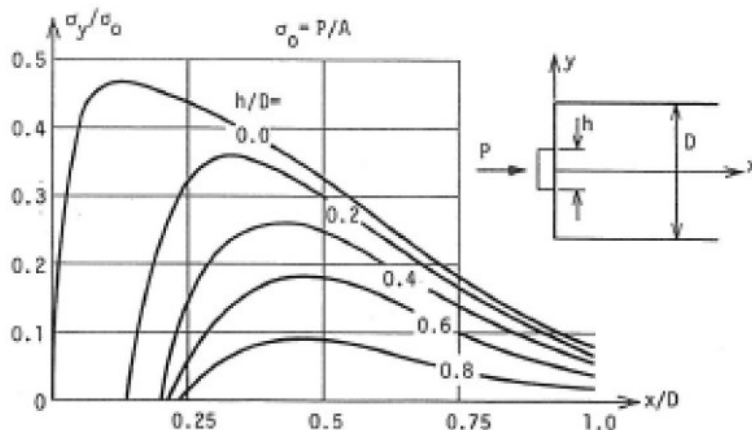
Poikkileikkauksen suurin esiintyvä vetojännitys $\sigma_{y,max}$ voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$\sigma_{y,\max} = \frac{3}{4} \cdot \frac{P_d}{D \cdot b} \cdot \left(1 - \frac{h}{D}\right)$$

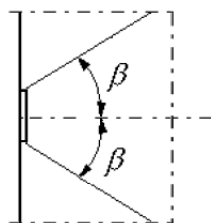
54

missä

b on jakaantumispinnan leveys vetojännityksen huipun kohdalla (kuva 24) (Väylävirasto 2022, 77–78; Wollmann & Roberts-Wollmann 2000, 29), jakaantumispinnan leviämiskulmaksi voidaan olettaa 2β (kuva 25) (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 148).



KUVA 24. Kuormituspinnan alan vaihtelun vaikutus poikittaisiin vetojännityksiin (Kytölä 2022)

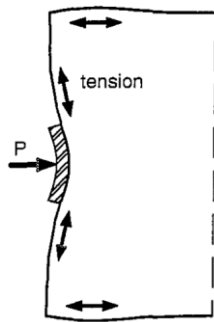


$$\beta = \arctan(2/3) = 33,7^\circ$$

KUVA 25. Esijännitysvoiman jakautuminen (mukaan SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 148)

Halkaisuvoiman lisäksi ankkurin välittömässä läheisyydessä esiintyvät pintavetojännitykset (spalling stresses) (kuva 26) voidaan raudoittaa ilman tarkempaa laskentaa voimalle T :

- keskeisen ankkurin tapauksessa $T = 0,03 \cdot P_d$ 55
- epäkeskeisen ankkurin tapauksessa $T = 0,04 \cdot P_d$ 56
(Kytölä 2022).



KUVA 26. Pintavetojäännitykset ankkurikappaleen ympärillä (Wollmann & Roberts-Wollmann 2000, 16)

Ankkurointialueen raudoituksia suunnitellaan olettaen, että siinä vaikuttaa mitoituslujuus f_{yd} . Jos raudoituksen jännitys rajoitetaan arvoon $f_{yd} \leq 300$ MPa, halkeamaleveyksiä ei tarvitse tarkistaa. (Kytölä 2022.)

4 JÄNNEPUNOSTEN RYHMITYS JA JÄRJESTELY

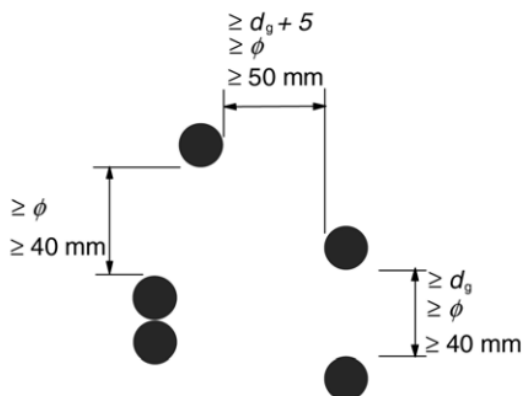
4.1 Yleistä

Tartunnattomien jänteiden ja niiden suojaputkien osalta Eurokoodi 2 asettaa seuraavat vaatimukset:

- betoni on valettava ja tiivistettävä luotettavasti suojaputkien ympärillä
- suojaputken tulee pysyä vaurioitumattomana ja kestää valun aikaiset rasitukset
- betonin tulee kestää suojaputkista tulevat voimat kaarevissa osissa jännittämisen aikana ja sen jälkeen (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 144–145).

4.2 Jänteiden ryhmitys laatassa

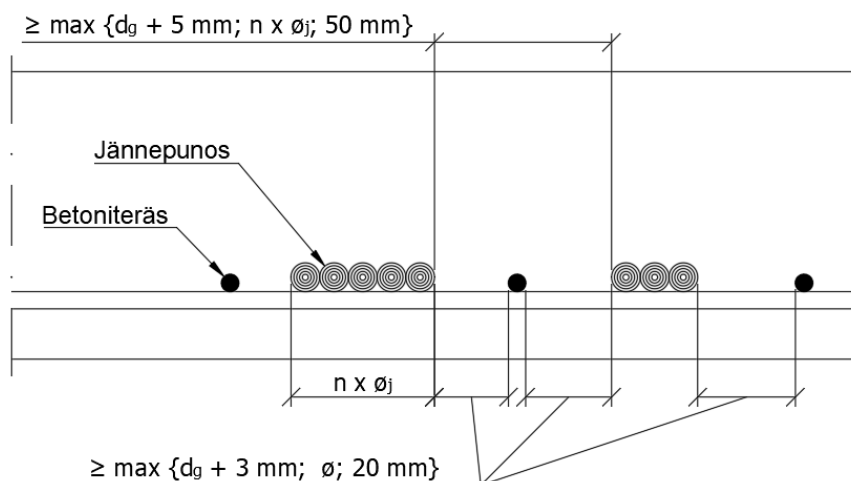
Eurokoodi ei suosittele tartunnattomien jänteiden niputtamista, poikkeuksena 2 päällekkäin asetettua jännettä.



HUOM. Mitta ϕ on ankkurijänneteräksen suojaputken halkaisija ja d_g on kiviaineksen suurin raekoko.

KUVA 27. Suojaputkien välisen vapaan välin vähimmäisarvo EC 2:n mukaan (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 145)

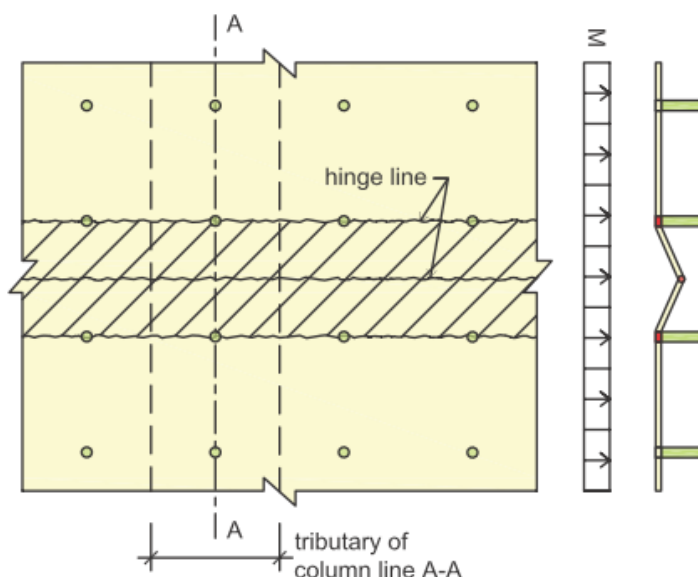
Tartunnattomien jänteiden ryhmitymisen osalta sovelletaan BY69 ohjeistusta, joka vastaa paremmin nykyajan käytäntöä. Tartunnattomat jänteet ryhmitellään laatassa enintään viiden kappaleen ryhmiin. Suurempia ryhmiä voidaan käyttää, mikäli se on sallittua jännemenetelmän eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä (ETA). (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 34.)



KUVA 28. Tartunnattomien jänneiden ja betoniterästen ryhmitys laatussa (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 34)

4.3 Jänneiden järjestelytavat laatussa

Eurokoodi ei aseta vaatimuksia laatan jänneiden järjestelylle. Järjestelytapa on suunnittelijan päätettävissä, edellyttäen, että laatan kestävyys ja turvallisuus täyttää suunnittelunormin vaatimukset. Pilarilaatan jänneiden järjestely mitoituskaistan sisällä ei ole kriittinen kantavuuden kannalta, kun jokainen mitoituskaista sisältää kokonaisraudoituksen, joka tarvitaan laatan sortuman estämiseksi. Tämä perustuu pilarilaatan murtumismekanismiin, jossa laattaan muodostuvat myötöviivat/halkeamat, laatan lävistyskapasiteetin ollessa riittävä. (Aalami 2023, 196–199; The Concrete Society 2005, 35.)



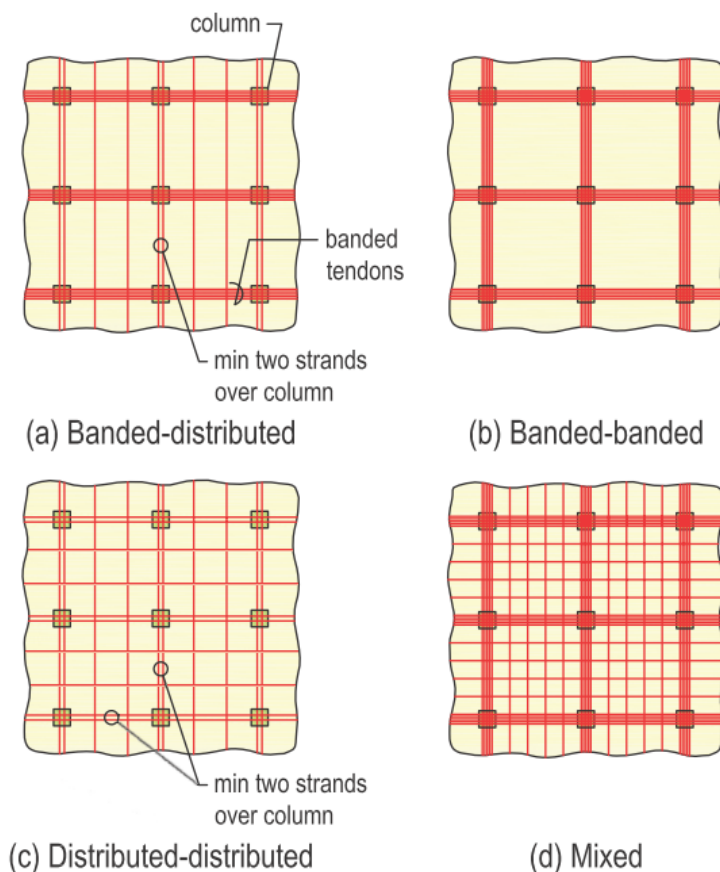
KUVA 29. Jälkijännitetyn pilarilaatan murtumismekanismi (Aalami 2023, 197)

Kuvassa 29 esitetään laatan murtumismekanismeja, jossa myötöviivat/halkeamat kulkevat niitä kohtisuorassa suunnassa olevan mitoituskaistan A-A läpi, jolloin kaikki kaistassa oleva rauditus aktivoituu ja saavuttaa myötölujuutensa murtotilanteessa (Aalami 2023, 197). Tämä perustuu laatan plastiiseen toimintaan, jossa rakenne muuttuu sellaiseksi mekanismiksi, jolla on kykyä kantaa annettua

kuormaa. Halkeamien alettua muodostua, haljenneen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys muuttuu. Mitoituskaistan kimmoteorian mukaisesti lasketun momenttijakauman tulee muuttua mukana siten, että se olisi edelleen tasapainossa ulkoisten kuormien kanssa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 111.) Murtorajatilan mahdollinen momenttien rajallisesti uudelleen jakautuminen pilarilaatoissa voidaan arvioida EC 2 kohdan 5.5 mukaisesti, joka noudattaa plastisuusteorian alarajateoreemaa (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 60; Suomen Betoniyhdistys ry 2005, 112). Jälkijännitetyn rakenteen todellinen momenttien uudelleen jakautuminen vastaa melko hyvin eurokoodin yhtälöillä määritellyjä arvoja (Nakari, Tulonen, Asp, Kytölä & Laaksonen 2024, 17).

Jännepunokset voidaan järjestellä säännöllisen pilariruudukon laatoissa seuraavilla vakiintuneilla tavoilla (kuva 30):

- Toisessa suunnassa pilalinoille keskitettynä ja toisessa suunnassa tasaisesti jaettuna (Banded-distributed)
- Molemmissa suunnissa pilarilinoille keskitettynä (Banded-banded)
- Molemmissa suunnissa tasaisesti jaettuna (Distributed-distributed)
- Edellisten yhdistelmänä (Mixed) (Aalami 2023, 199).



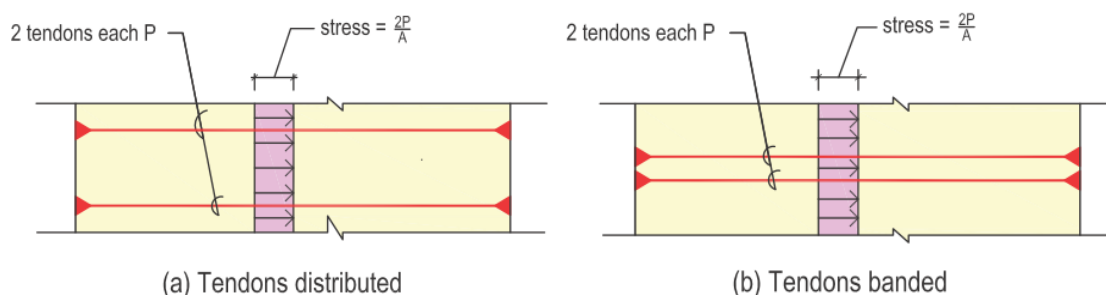
KUVA 30. Jännepunosten järjestelytavat (mukaillen Aalami 2023, 199)

Kaikilla edellä esitetyillä jänteiden järjestelytavoilla voidaan suunnittelussa saavuttaa EC 2:ssa asetetut vaatimukset sekä käyttörajatilassa että murtorajatilassa (Aalami 2023, 199).

Järjestelytavasta riippumatta pilarin päältä tulee viedä vähintään 2 jännepunosta laatan molemmissa suunnissa (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 47).

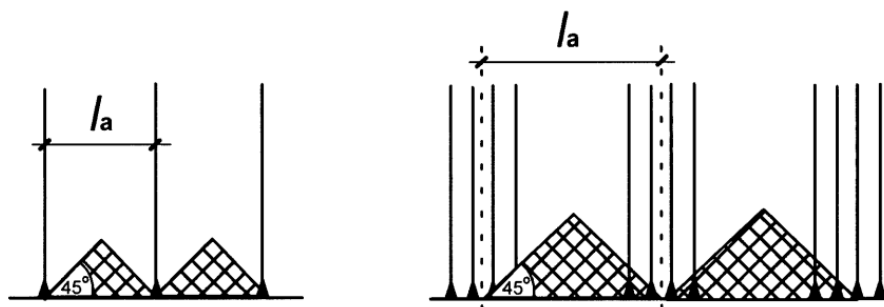
Punosten järjestelytavoissa olennainen asia on jänteiden asennettavuuden huomioiminen työmaalla. Järjestelytavat, missä päästään asentamaan ensin toisen suunnan punokset kokonaisuudessaan ja vasta sitten toisen suunnan punokset ilman punosten pujottamista toisiinsa, ovat suotavia järjestelyvaihtoehtoja. Järjestelytavoissa a) ja b), missä vähintään toisen suunnan punokset ovat keskitettyinä pilarilinjoille, eri suunnan punosten yhteentörmäykset ja punosten pujottaminen on minimoitu. Nämä vaihtoehdot tarjoavat myös vapaamman laatan rei'itysmahdollisuuden sekä rakennusvaiheessa että jälkikäteen. Keskitettyjen jänteiden tapauksessa myös jänteiden tuentojen määrä vähenee olennaisesti.

Jänteiden keskiöväliillä ei ole vaikutusta jänteiden tuottamaan puristusjäännityksen poikkileikkauksessa (Aalami 2023, 196). Kuitenkin tasaisesti jaettujen jänteiden/jänneryhmien keskiöväli saa olla enintään 6 kertaa laatan paksuus, kuitenkin enintään 1,5 m (Suomen Betoniyhdistys ry 2017, 46).



KUVA 31. Jännepunosten aiheuttama puristusjäännitys poikkileikkauksessa (a) Tasaisesti jaetut jänteet (b) Keskitetyt jänteet (Aalami 2023, 196)

On kuitenkin tiedostettava, että jännevoiman aiheuttama puristusjäännitys kehittyy poikkileikkauksen täyteen leveyteen tietyn matkan päästä jänneankkurista. Tämän ilmiön takia jänteiden väliin muodostuu jännittämättömiä kolmionmuotoisia alueita. (Aalami 2014, 460.)



KUVA 32. Jännittämättömät alueet jänteiden ja jänneryhmien välissä rakenteen reunassa (The Concrete Society 2005, 40)

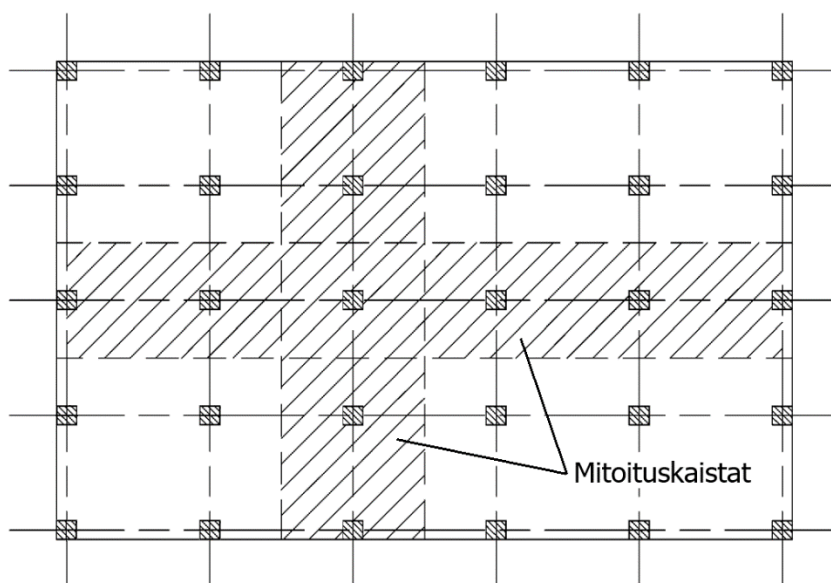
Nämä laatan alueet tulee käsitellä kuten teräsbetonirakennetta ja raudoittaa betoniteräksillä, jotka ankkuroidaan kolmioalueiden ulkopuolelle. Kolmioalueen syvyys laatan reunasta riippuu jänteiden tai jänneryhmien välisestä etäisyydestä. Alueiden määrittämiseksi voidaan käyttää 45 asteen jännityksen leviämiskulmaa kuvan 32 mukaisesti. (Aalami 2014, 460.)

5 MITOITUSKAISTA

5.1 Yleistä

Betonirakenteen analyttisen tarkastelun tulee olla riittävän yksinkertainen, jotta rakenneanalyysi on johdonmukainen ja sen eri vaiheet ovat jäljitettävissä. Sen on myös oltava riittävän tarkka, jotta se antaa kohtuullisen arvion todellisen rakenteen käyttäytymisestä. (Gilbert ym. 2017, 23.) Pilarilaatan tai yleisesti ristiin kantavan laatan mitoituskaistoihin on kehitetty lukuisia menetelmiä, kuten kaistamenetelmä, myötöviivateoriaan perustuva menetelmä, ekvivalenttien kehien menetelmä sekä elementtimenetelmä.

Yleisimpänä tapana pilarilaatan analysointiin voidaan pitää menetelmää, jossa rakenne jaetaan molempiin suuntiin kulkeviin mitoituskaistoihin (ks. kuva 33). Kaistat seuraavat pilarilinjaa ja laatan jokainen kaista suunnitellaan erikseen jatkuvan palkin tapaan omien tukiensa (pilareiden kiinnitysasheet huomioon ottaen) ja kuormituksensa kanssa. Laatan mitoituskaistan leveys ulottuu pilarin kummallekin puolelle laatan kenttävälin puolikkaaseen. (Aalami 2023, 93.)



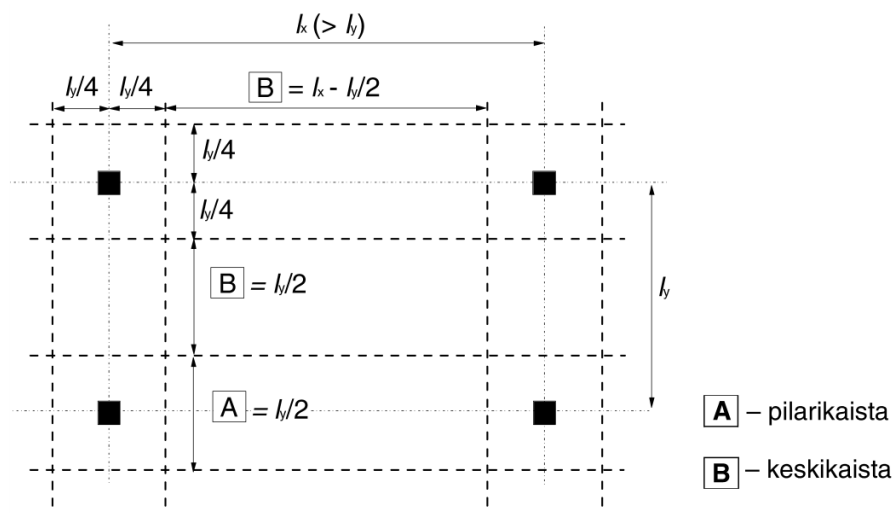
KUVA 33. Pilarilaatan mitoituskaistoja havainnollistava tasokuva (mukaillen Sahab, Ashour & Toropov 2005, 314)

Ei ole yksiselitteistä menetelmää käsitellä mitoituskaistojen leveyksiä, jännityksiä ja voimasuureita. Kirjallisuustutkimuksen myötä on löytynyt neljä erilaista analyysimenetelmää. Jäljempänä on esitetty kolme eurokoodiin perustuva menettelyä ja yksi amerikkalaiseen suunnittelunormistoon perustuva menettely mitoituskaistan suunnittelusta.

5.2 Mitoituskaistan analyysimenetelmät

EC 2 ohjeistus

Eurooppalaisen suunnittelunormin Eurocode 2:n liitteen I mukaan ekvivalenttien kehien menetelmää käytettäessä tulee mitoituskaistat jakaa kapeampiin pilari- ja keskikaistoihin (ks. kuva 34). Taivutusmomentit tulee jakaa pilari- ja keskikaistojen välillä suunnittelijan valitsemilla suhteilla alla olevan taulukon mukaisesti (ks. taulukko 9). (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 212.)

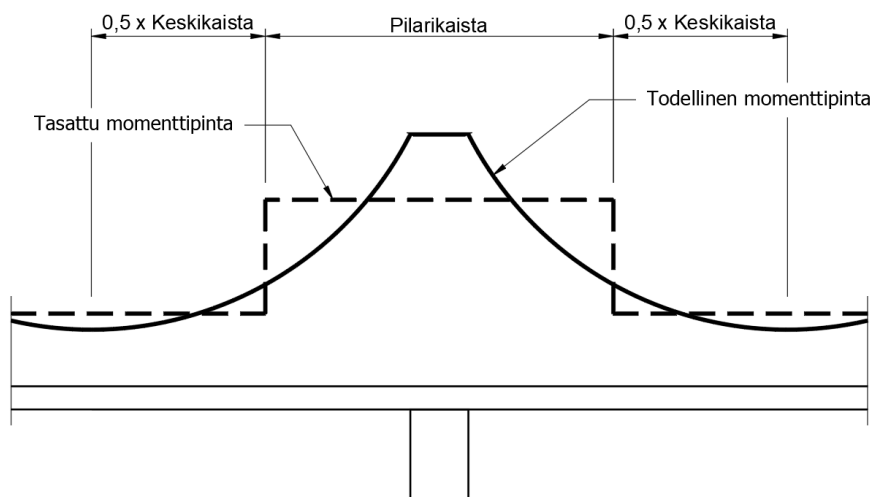


KUVA 34. Pilarilaatan jako pilari- ja keskikaistoihin (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 212)

TAULUKKO 9. Yksinkertaistettu pilarilaatan taivutusmomenttien jakaantuminen eri kaistoille (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 212)

	Negatiiviset momentit	Positiiviset momentit
Pilarikaista	60...80 %	50...70 %
Keskikaista	40...20 %	50...30 %
HUOM. Pilarikaistan ja keskikaistan negatiivisten momenttien summa on aina 100 %, samoin positiivisten momenttien summa.		

Mitoituskaistan jakamisella kapeampiin pilari- ja keskikaistoihin pyritään huomioimaan laatussa esiintyviä momenttihiippuja välipilareiden kohdalla, jotta mitoitettavan poikkileikkauksen jännitysarvot vastaavat todellista jännitys jakauman arvoa paremmin, sillä välipilarin välittömässä läheisyydessä negatiivinen momentti on huipussaan ja se hiipuu kenttään mentäessä (ks. kuva 35).



KUVA 35. Momenttihuipun huomioon ottaminen pilarin kohdalla EC 2:n mukaan

Eurokoodin 2 liite I on opastava liite eikä se velvoita noudattamaan sitä. Toisaalta eurokoodin 2 kohta 9.4.1 velvoittaa, että pilarilaattarakenteen tulee raudoittaa siten, että se noudattaa rakenteen toimintaa käyttötilassa, josta yleensä seuraa yläpinnan raudoituksen keskittyminen välipilarien kohdalle (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015, 157). Tähän vaatimukseen perustuen, mitoituskaistan jakaminen kapeampiin kaistoihin on perusteltua käyttörajatilatarkastelussa.

ACI 318 ohjeistus

Amerikkalaisessa ACI 318 suunnittelunormissa on samanlainen ohjeistus mitoituskaistojen jakamisesta pilari- ja keskikaistoihin. Tätä ohjeistusta ei kuitenkaan sovelleta kahteen suuntaan kantaviin jatkuviin jännebetonirakenteisiin ja näin ollen jännitetyn pilarilaatan mitoituksessa käytetään keskimääräisiä taivutusmomenteja ja leikkausvoimia mitoituskaistan koko leveydellä (ACI Committee 318 2019, 103; ACI Committee 318 2002, 276). Taivutusmomentin mielivaltainen suhteuttaminen pilari- ja keskikaistoille ei paranna mitoituksen tarkkuutta ja jopa haittaa kahteen suuntaan kantavien jälkijännitettyjen laattojen käyttäytymisen ymmärtämistä (Post-Tensioning Institute 2004, 18).

Technical Report No. 43 ohjeistus

Iso-Britannian Concrete Society on julkaissut erilaisia teknisiä raportteja jälkijännitettyjen laattojen suunnittelusta. Tekninen Raportti 43, "Jälkijännitetyt betonilattiat – suunnittelukäsikirja" julkaistiin ensimmäistä kertaa vuonna 1994, ja se yhdisti aikaisemmat raportit sekä laajensi suosituksia silloisen käytännön ja brittiläisen rakennusstandardin BS 8110 vaatimusten mukaisesti. Vuonna 2005 julkaistun raportin toisen painoksen tarkoituksena oli päivittää tietoja nykyisen käytännön kehityksen valossa ja mukauttaa suunnittelumenetelmät Eurocode 2:n suositusten kanssa. (The Concrete Society 2005, 1–2.)

Teknisessä raportissa 43 esitetään vaihtoehtoinen tapa lähestyä välipilareiden kohdalla olevia momenttihuippuja rajoittamalla täysleveän mitoituskaistan betonipoikkileikkauksen sallittuja jännityksiä (vrt. kohta 3.8.1 Jännitysten rajoittaminen) alla olevan taulukon mukaisesti (ks. taulukko 10).

TAULUKKO 10. Betonin sallitut keskimääräiset jännitykset pilarilaatan täysleveää mitoituskaistaa käytettäessä (mukailten The Concrete Society 2005, 32)

Sijainti	Sallittu puristusjännitys	Sallittu vetojännitys	
		Tartunnallinen raudoitus*	Tartunnaton raudoitus
Tuki	$0,3f_{ck}$	$0,9f_{ctm}$	$0,3f_{ctm}$
Kenttä	$0,4f_{ck}$		

*Tartunnalliseksi raudoitukseksi katsotaan injektoidut ankkurijänteet ja betoniteräsket, joiden jakoväli on enintään 500 mm, muussa tapauksessa käytetään taulukon tartunnattoman raudoituksen arvoa

Poikkileikkauksen vedetyn osan ylittäessä $0,3 \cdot f_{ctm}$ -rajan käyttötilassa, tulee vetojännitykset rajoittaa tartunnallista raudoitusta käyttäen teknisen raportin 43 kohdan 5.8.7 mukaisesti (The Concrete Society 2005, 31).

Murtorajatilan tarkastelussa laatan halkeilun vuoksi taivutusmomenttien keskimääräiset arvot mitoituskaistan koko leveydellä tuottavat hyväksyttävän ratkaisun (The Concrete Society 2005, 35).

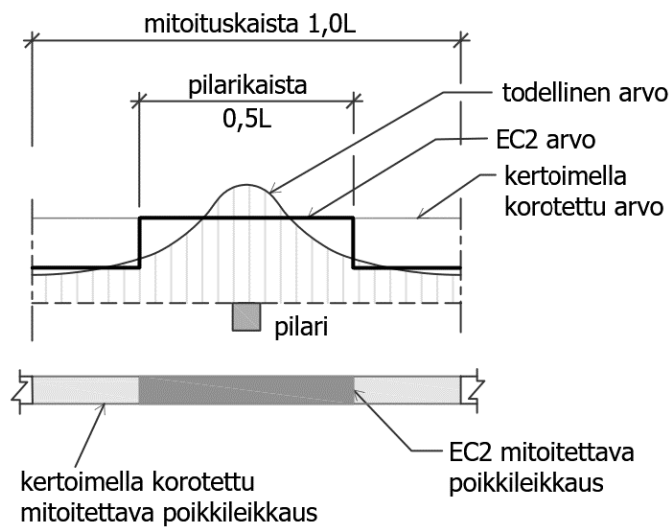
Aalamin ohjeistus

Edelleen alalla toimiva rakennusinsinööri, San Francisco State Universityn rakennustekniikan emeritusprofessori tohtori Bijan Aalami on kansainvälisesti tunnettu kouluttaja ja keulahahmo jälkijännitettyjen betonirakenteiden suunnittelussa. ADAPT Corporationin perustajana Bijan Aalami on ollut aktiivisesti mukana yli 35 vuoden ajan lukuisten betonirakennusten, siltojen ja erikoisrakenteiden suunnittelussa ja rakentamisessa, erityisesti jälkijännityksen parissa. (PT-Structures 2024.)

Bijan Aalami ehdottaa käyttämään mitoituskaistan koko leveydellä keskimääräisiä jännityksiä kerrottuna korotuskertoimella, jotta päästäisiin Eurocode 2:n liitteessä I esitettyihin suositusarvoihin. Korotuskerroin johdetaan seuraavasti:

- pilarikaistan keskimääräinen veto- tai puristusjännitys = $(k_c \cdot M_t)/A_c$, missä k_c on pilarikaistan negatiivisen momentin jakokerroin (ks. taulukko 9), $k_c = 0,6 \dots 0,8$; M_t on mitoituskaistan kokonaismomentti; A_c on pilarikaistan poikkileikkauksen puolikas
- mitoituskaistan keskimääräinen veto- tai puristusjännitys = M_t/A_t , missä A_t on mitoituskaistan poikkileikkauksen puolikas
- jännityksen korotuskerroin

$$= [(k_c \cdot M_t)/A_c]/(M_t/A_t) = k_c \cdot (A_t/A_c) = 0,6 \dots 0,8 \cdot (1/0,5) = 1,2 \dots 1,6.$$
 (Aalami 2023, 62–63.)



KUVA 36. Momenttijakaumat eri poikkileikkauksissa (mukaillen Aalami 2023, 62)

Käyttötilan momentit tulee siis korottaa 20–60 % suunnittelijan harkinnan mukaisesti, jotta päästäisiin eurokoodin suositusarvoihin. Korotuskertoimen käyttöä on havainnollistettu yllä olevassa kuvassa.

6 MITOITUSKAISTAN ANALYYSIMENETELMIEN VERTAILU

6.1 Tutkimuksen kuvaus

Tutkimuksen tarkoituksena on tarkastella edellä esitettyyn teoriaan pohjautuen mitoituskaistan analyysimenetelmien eroavaisuuksia ja vaikutuksia laskentatuloksiin.

Tutkimus tehdään jännebetonirakenteiden mitoitukseen tarkoitettua ADAPT-Builder -mitoitusohjelmaa käyttäen. Ohjelma perustuu elementtimenetelmään (Finite Element Method, FEM), jolla ratkaistaan siirtymät ja voimasuureet rakenteen elementtiverkon solmupisteissä. Pilarilaattaan luodaan molemmissa suunnissa mitoituskaistat, joiden leveyden yli ohjelma integroi elementtiverkon solmupisteiden arvot ja esittää kunkin mitoituskaistan laskenta-arvot.

Tutkimuksessa luodaan pilarilaattarakenne samoilla lähtötiedoilla (materiaalit, geometria, kuormat) kaikille tutkittaville tapauksille. Tutkimuksessa tarkastellaan em. neljää mitoitusmenettelyä:

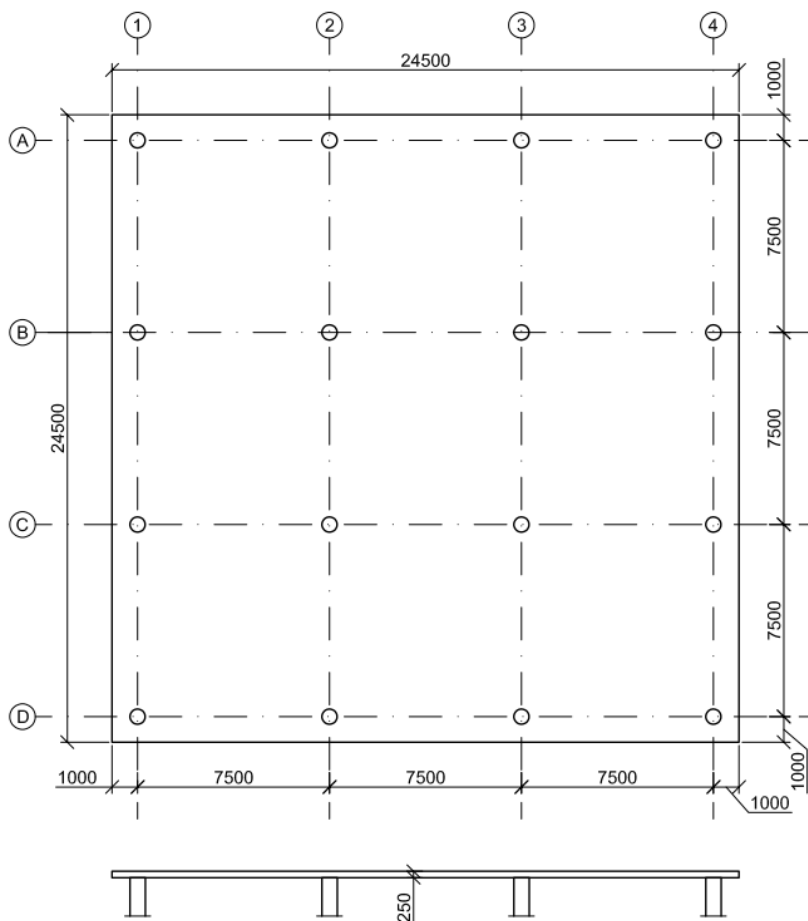
1. täysleveä mitoituskaista (ACI 318 ohjeistus)
2. mitoituskaistan jako pilari- ja keskikaistaan (EC 2 ohjeistus)
3. täysleveän mitoituskaistan betonin sallittujen jännitysten rajoittaminen (TR 43 ohjeistus)
4. täysleveän mitoituskaistan momenttien korottaminen (Aalami ohjeistus).

Tutkimuksella pyritään tuomaan esille eri menettelyjen vaikutukset mitoitustuloksiin, analysoidaan eri menettelyjen käytettävyys ja soveltuvuus käytännön suunnitteluun FEM-ohjelmalla. Tutkittavat kohdat rajataan betonin jännitysten vertailuun yhden mitoituskaistan osalta sekä eri mitoitusmenettelyjen kokonaisvaikutuksen vertailuun pilarilaatan pitkäaikaisen halkeilun ja taipuman sekä tartunnallisen raudoituksen määrän osalta käyttö- ja murtorajatilassa.

6.2 Tarkasteltavan rakenne

6.2.1 Rakennejärjestelmä

Tutkittava pilarilaattarakenne on 250 mm tasapaksu laatta, jonka pilariruudukko on 7,5 m * 7,5 m. Laatan paksuuden valinta käsitellään jäljempänä kohdassa 6.2.9. Laatta on kolmiaukkoinen molemmissa suunnissa sekä laatan reunoissa on 1 m pitkät ulokkeet (ks. kuva 37). Laatta tukeutuu 600 mm pyöreisiin pilareihin ja pilareiden yläpään kiertymä on vapautettu eli laatta tukeutuu pilareihin nivelellisesti.



KUVA 37. Tarkasteltava pilarilaattarakenne

6.2.2 Lähtö- ja materiaalitiedot

- Suunniteltu käyttöikä 50 vuotta
- Seuraamusluokka CC2
- Toteutusluokka 2
- Toleranssiluokka 3
- Betonipeite 35 mm.

Betoni C35/45:

- $f_{ck} = 35$ MPa Betonin ominaispuristuslujuus
- $\alpha_{cc} = 0,85$ Pitkäaikaisia ja epäedullisia vaikutuksia huomioiva kerroin
- $\gamma_s = 1,35$ Materiaaliosavarmuusluku (pienennetty)
- $f_{ck,i} = 28$ MPa Betonin puristuslujuus jännityshetkellä
- $f_{ctm} = 3,21$ MPa Betonin keskimääräinen vetolujuus
- $f_{ctm,i} = 2,57$ MPa Betonin vetolujuus jännityshetkellä
- $E_{cm} = 34000$ MPa Betonin kimmokerroin

- $\varphi(\infty, t_0) = 2,0$ Virumaluvun loppuarvo (käytetään pitkäaikaisen taipuman laskemiseen)
- $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ Raudoitettun betonin tiheys.

KUVA 38. Betonin ominaisuuksien määrittely ADAPT-ohjelmassa

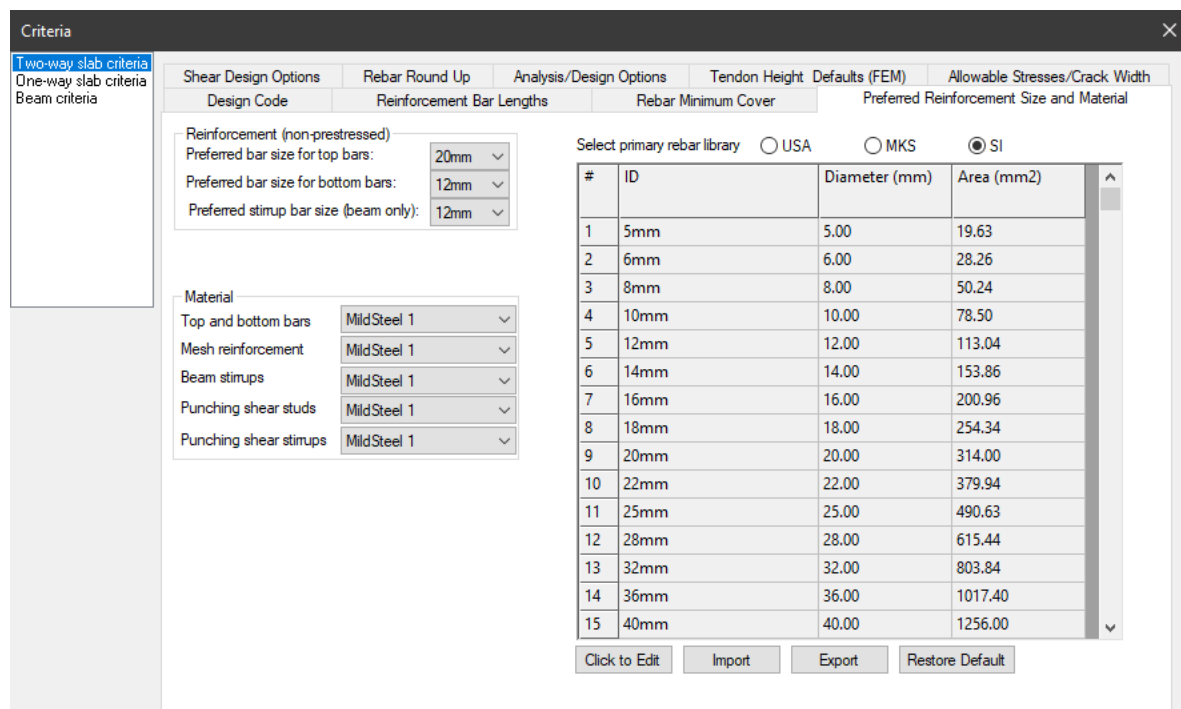
Betoniteräs B500B:

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ Betoniteräksen ominaismyötölujuus
- $\gamma_s = 1,10$ Materiaaliosavarmuusluku (pienennetty)
- $E_s = 200000 \text{ MPa}$ Betoniteräksen kimmokerroin.

KUVA 39. Betoniteräksen ominaisuuksien määrittely ADAPT-ohjelmassa

KUVA 40. Betoniteräksen betonipeitteen määrittely ADAPT-ohjelmassa

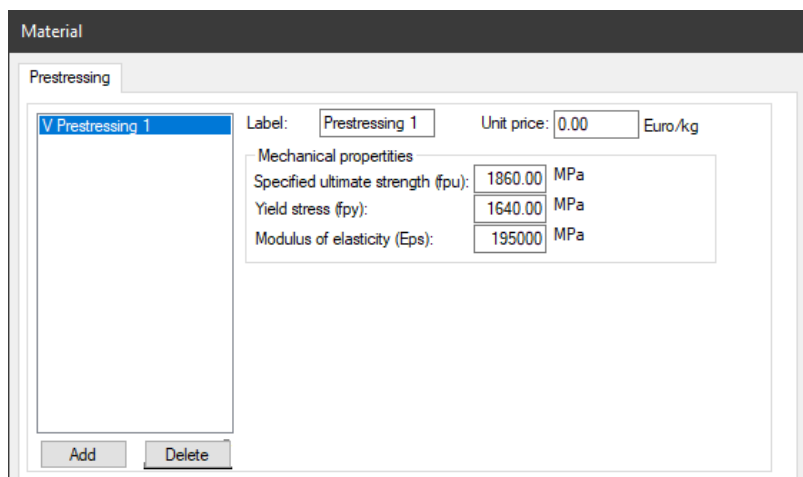
Laskennassa ohjelma määrittää laatan alapintaan T12 ja yläpintaan T20 kokoiset betoniteräksset.



KUVA 41. Betoniterästen koon määrittely ADAPT-ohjelmassa

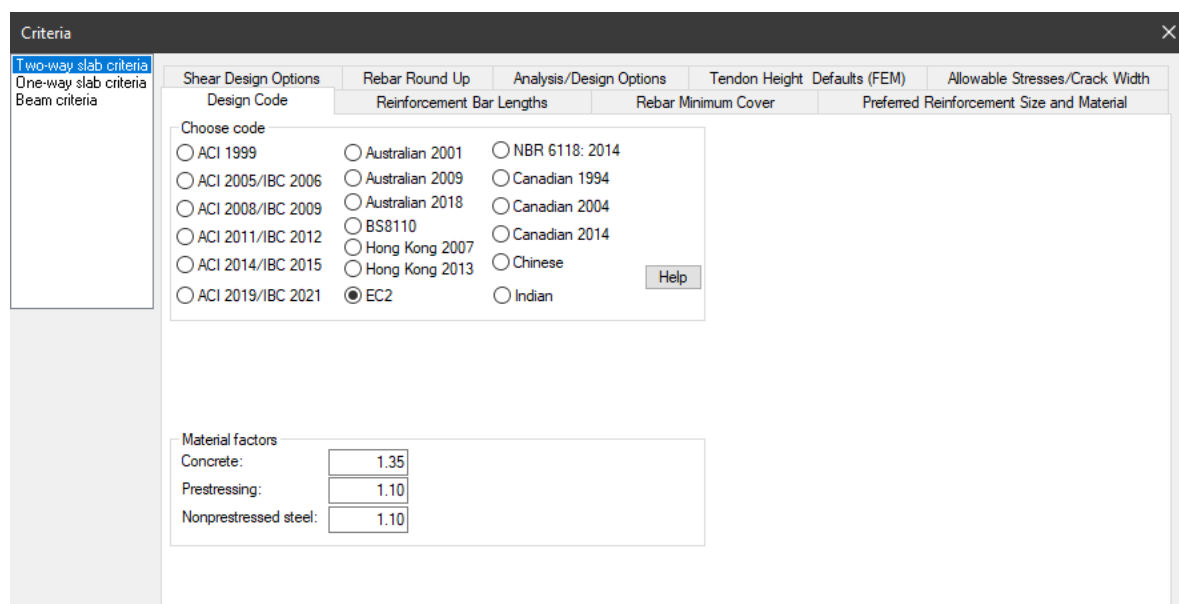
Jänneteräs BBR VT CONA CMM (BBR VT International Ltd 2023):

- $f_{pk} = 1860$ MPa Jänneteräksen ominaisvetolujuus
- $f_{p0,1k} = 1640$ MPa Jänneteräksen 0,1-rajan ominaisarvo
 - $\gamma_s = 1,10$ Materiaaliosavarmuusluku (pienennetty)
 - $\gamma_{p,fav} = 1,00$ Jännevoiman edullisen vaikutuksen osavarmuusluku
 - $\gamma_{p,unfav} = 1,00$ Jännevoiman epäedullisen vaikutuksen osavarmuusluku
- $E_p = 195000$ MPa Jänneteräksen kimmokerroin
- $A_p = 150$ mm² Jänneteräksen pinta-ala
- $d_p = 15,7$ mm Jänneteräksen halkaisija
- $d_{p2} = 20$ mm Suojaputken halkaisija
- $\mu = 0,06$ Kitkakerroin
- $k = 0,00873$ Aaltoisuusluku
 - $k_{ADAPT} = \mu * k = 0,06 * 0,00873 = 0,0005$ ADAPT-ohjelmaan annettava aaltoisuusluku (Wobble)
- $\Delta_{slip} = 6$ mm Lukitusliukuma
- $R_{min} = 2$ m Jänneteräksen minimikäntösäde.



KUVA 42. Jänneteräksen ominaisuuksien määrittely ADAPT-ohjelmassa

Laskentaa suoritetaan Eurokoodi 2 mitoitusnormia ja pienennettyjä materiaaliosavarmuuslukuja käyttäen.



KUVA 43. Mitoitusnormin ja materiaaliosavarmuuslukujen määrittely ADAPT-ohjelmassa

6.2.3 Kuormat ja kuormayhdistelmät

Kuormat

Tutkittavan rakenteen kuormina käytetään seuraavia:

- Laatan omapaino (lyhenne SW, self-weight):
 $0,25 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 = 6,25 \text{ kN/m}^2$ (ADAPT-ohjelma huomioi automaattisesti)
- Pysyvä pintakuorma (lyhenne DL, dead load):
 5 kN/m^2
- Hyötykuorma, luokka G (lyhenne LL, live load):
 5 kN/m^2

- Tehollinen jännevoima (lyhenne PT, prestressing):
riippuvainen jänneteräksen häviöistä (esitellään jäljempänä)
- Jännevoiman aiheuttamat hyperstaattiset vaikutukset (lyhenne HYP, hyperstatic):
riippuvainen jänneprofiilista (esitellään jäljempänä).

Kuormayhdistelmät

Käyttörajan (SLS) yhdistelmät:

- Jännittämisen aikainen yhdistelmä (Initial):
1,0 SW + 1,15 PT
- Ominaisyhdistelmä (Characteristic):
1,0 SW + 1,0 DL + 1,0 PT + 1,0 LL
- Tavallinen yhdistelmä (Frequent):
1,0 SW + 1,0 DL + 1,0 PT + 0,5 LL
- Pitkäaikaisyhdistelmä (Quasi-permanent):
1,0 SW + 1,0 DL + 1,0 PT + 0,3 LL
- Pitkäaikaisyhdistelmä taipuman laskentaa varten viruma huomioon ottaen (Long-Term Deflection):
 $(1 + \varphi(\infty, t_0)) * (1,0 SW + 1,0 DL + 1,0 PT + 0,3 LL)$.

Murtorajan (ULS) yhdistelmät:

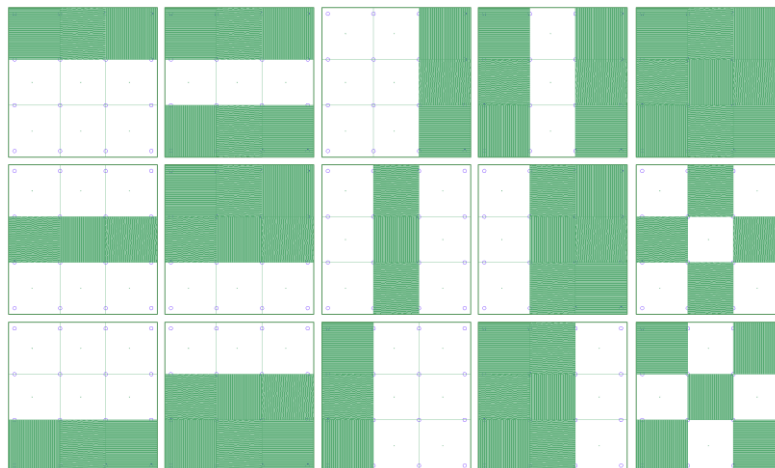
- Vain pysyvän kuorman vaikuttaessa
1,35 SW + 1,35 DL + 1,0 HYP
- Pysyvän ja hyötykuorman vaikuttaessa
1,15 SW + 1,15 DL + 1,5 LL + 1,0 HYP.

Label	Analysis/Design option	Load Combination	Skip_Live load_M...	Skip_Live load_...	Selfweight	Dead load	Live load	Prestressing	Hyperstatic	SLS_Cracked_Quasi-Permanent
ULS_Normal	STRENGTH	1.15 x Self + 1.15 x Dead + 1.5 x Live + Hype			1.15	1.15	1.5		1	
ULS_Normal_Max	STRENGTH	1.5 x Skip + 1.15 x Self + 1.15 x Dead + Hype	1.5		1.15	1.15			1	
ULS_Normal_Min	STRENGTH	1.5 x Skip + 1.15 x Self + 1.15 x Dead + Hype		1.5	1.15	1.15			1	
ULS_DL_only	STRENGTH	1.35 x Self + 1.35 x Dead + Hype			1.35	1.35			1	
SLS_Initial	INITIAL	Self + 1.15 x Pres			1			1.15		
SLS_PT_only	NO CODE CHECK	Pres						1		
SLS_Characteristic	Service Frequent	Self + Dead + Live + Pres			1	1	1	1		
SLS_Frequent	Service Frequent	Self + Dead + 0.5 x Live + Pres			1	1	0.5	1		
SLS_Frequent_Max	Service Frequent	0.5 x Skip + Self + Dead + Pres	0.5		1	1	1	1		
SLS_Frequent_Min	Service Frequent	0.5 x Skip + Self + Dead + Pres		0.5	1	1	1	1		
SLS_Cracked_Frequent	CRACKED DEFLECTION	Self + Dead + 0.5 x Live + Pres			1	1	0.5	1		
SLS_Quasi-Permanent	Service Quasi-Permanent	Self + Dead + 0.3 x Live + Pres			1	1	0.3	1		
SLS_Cracked_Quasi-Permanent	CRACKED DEFLECTION	Self + Dead + 0.3 x Live + Pres			1	1	0.3	1		
SLS_Long_Term	Long-Term Deflection	3 x SLS_...								3

KUVA 44. ADAPT-ohjelmaan määritetyt kuormayhdistelmät

6.2.4 Hyötykuorman epäedulliset vaikutukset

Koska hyötykuorma on liikkuva kuorma, otetaan sen liikkuvuuden mahdolliset epäedulliset vaikutukset huomioon luomalla laskentamalliin hyötykuorman eri kuormituskuviot. Kuormituskuviot on luotu alla olevan kuvan mukaisesti (yhteensä 15 tapausta) käyttörajatilan tavalliselle yhdistelmälle (Frequent) ja murtorajatilan yhdistelmälle. ADAPT-ohjelma esittää kaikkien kuormitustapauksien vaikutusten maksimi- ja minimiarvot.



KUVA 45. Hyötykuorman kuormituskuviot epäedullisen vaikutuksen huomioimiseksi

6.2.5 Jännitysten rajoittaminen

Jännitysten rajoittamisessa sovelletaan työn kohtaa 3.8.1.

Criteria		Design Code	Reinforcement Bar Lengths	Rebar Minimum Cover	Preferred Reinforcement Size and Material	
Two-way slab criteria	Shear Design Options	Rebar Round Up	Analysis/Design Options	Tendon Height	Defaults (FEM)	
One-way slab criteria	Initial tension stresses as multiple of $f_{ck,i}^{1/2}$		Final tension stresses as multiple of $f_{ck}^{2/3}$		Allowable Stresses/Crack Width	
Beam criteria	Top fiber	0.49	Top fiber	0.30		
	Bottom fiber	0.49	Bottom fiber	0.30		
	Tension stress in nonprestressed steel as multiple of f_{yk} :	0.80				
	Tension stress in prestressed steel as multiple of f_{pk} :	0.75				
	Compression stress as multiple of f_{ck}		Initial compression stress as multiple of $f_{ck,i}$			
	Quasi:	0.45	Frequent:	0.60	Initial:	0.60
	Allowable crack width					
	RC members	0.30 mm				
	PT members					
	Frequent (bonded system only)	0.30 mm				
	Quasi (unbonded system only)	0.30 mm				

f_{ck} = 28 day cylinder strength
 $f_{ck,i}$ = concrete cylinder strength on day of stressing
 - If cube strength ($f_{ck,cu}$) is specified, program converts it internally to cylinder strength ($f_{ck} = 0.8f_{ck,cu}$)

KUVA 46. Jännitysten rajoittamisen määrittäminen ADAPT-ohjelmassa

6.2.6 Vähimmäisraudoitus

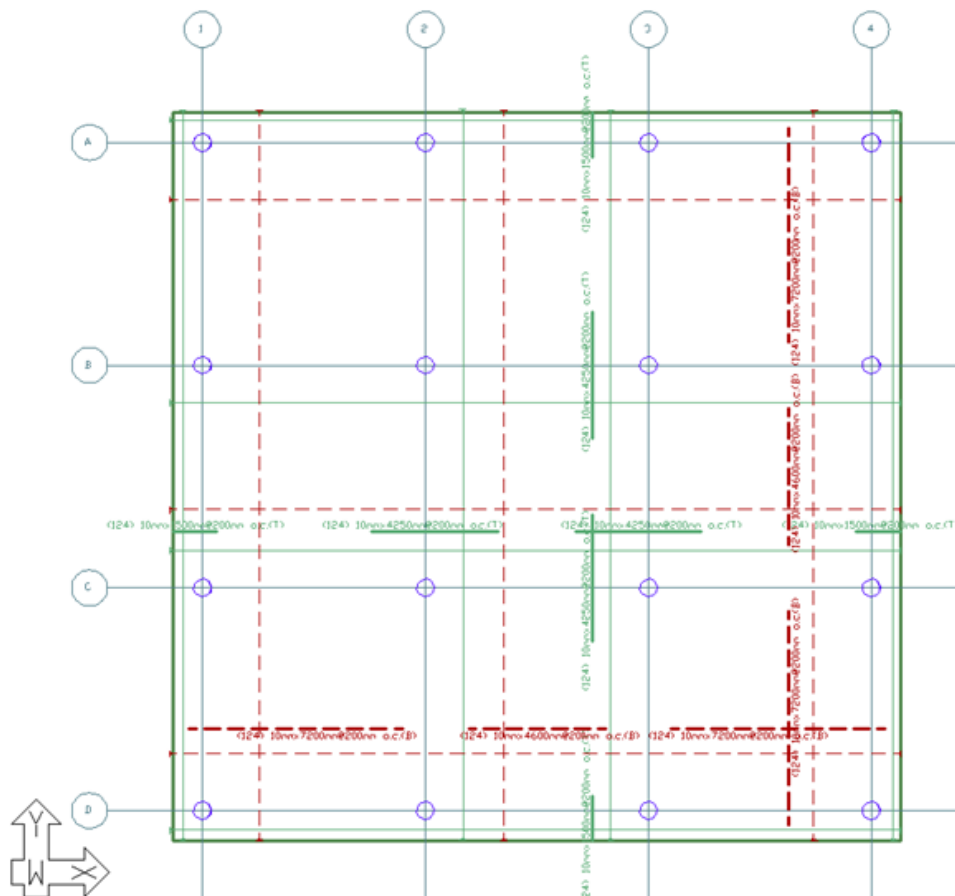
Valitaan vähimmäisraudoituksen kooksi T10 teräkset (78,5 mm²). Pilarilaatan vähimmäisraudoituksen määrittämisessä sovelletaan työn kohdan 3.6 kaavaa 23:

- poikkileikkauksen tehollinen korkeus $d = 250 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - (10 \text{ mm} / 2) = 210 \text{ mm}$
(laatan paksuus – betonipeite – betoniteräksen halkaisijan puolikas)
- vetopuolen keskimääräinen leveys $b_t = 1000 \text{ mm}$ (raudoitusmäärä per metri)
- betonin keskimääräisen vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctm} = 3,21 \text{ MPa}$
- betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- vähimmäisraudoitus $A_{s,min} = \max\left\{0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d\right\} =$
 $\max\left\{0,26 \cdot \frac{3,21 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 210 \text{ mm}; 0,0013 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 210 \text{ mm}\right\} =$
 $\max\{351 \text{ mm}^2; 273 \text{ mm}^2\} / \text{m} = 351 \text{ mm}^2 / \text{m}.$

Vähimmäisraudoitukseksi valitaan T10 kokoiset teräkset 200 mm jaolla molempiin pintoihin ja molempiin suuntiin

- $A_{s,min, valittu} = 78,5 \text{ mm}^2 / 0,2 \text{ m} = 393 \text{ mm}^2 / \text{m}.$

Vähimmäisraudoitus mallinnetaan valmiiksi ADAPT-ohjelmaan ominaiskuormayhdistelmän vedetyille pinoille, teräkset jatketaan ankkurointipituuden verran momenttipinnan ulkopuolelle. Ohjelma ottaa vähimmäisraudoituksen huomioon käyttöraja- ja murtorajatarkasteluissa.



KUVA 47. Vähimmäisraudoitus mallinnettuna ADAPT-ohjelmassa

6.2.7 Tehollisen jännevoiman määrittäminen

ADAPT-ohjelmassa on mahdollista antaa suoraan tehollinen jännevoima tai vaihtoehtoisesti voi antaa ohjelman laskea jännevoiman suuruuden välittömien häviöiden jälkeen. Pitkäaikaisten häviöiden osalta ohjelmaan voi joko arvioida häviöiden suuruuden tai antaa ohjelman laskea. Pitkäaikaisten häviöiden laskentaa edellyttää erillistä ADAPT-FELT -ohjelmaa.

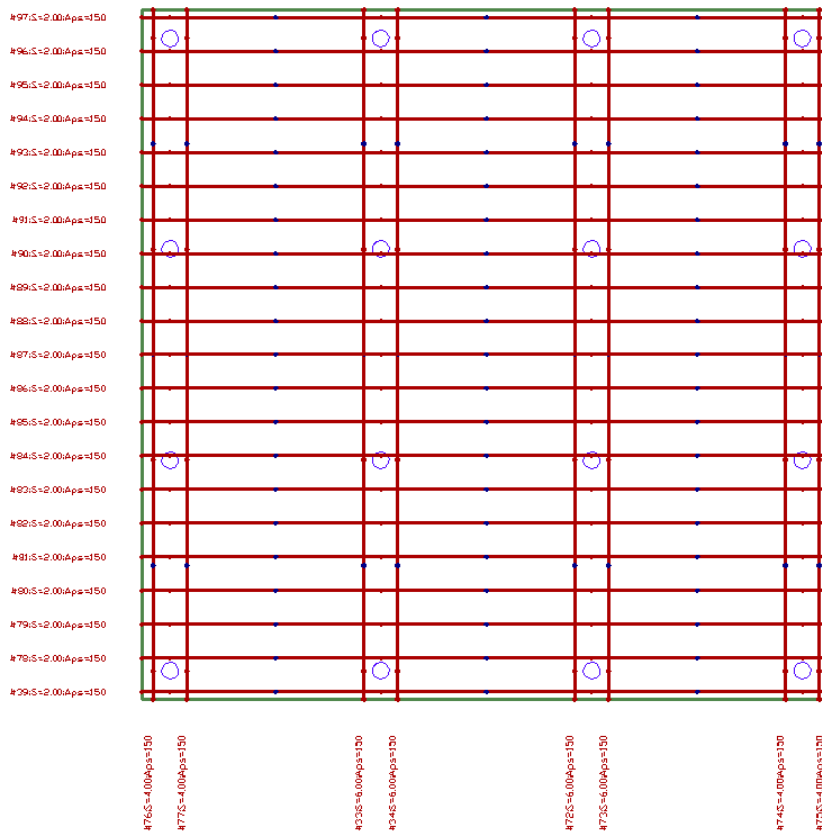
Tässä työssä käytetään $0,8 \cdot f_{pk}$ suuruista jännittämishetken voimaa aktiiviankkurin ollessa vain jänneen toisessa päässä. Ohjelma laskee välittömät häviöt ja pitkäaikaiset häviöt arvioidaan 100 MPa suuruisiksi.

The screenshot shows the 'Tendon 76' software window with the 'Stressing' tab selected. The 'Post-Tensioning Design Option' section has 'Calculate force' selected. Under 'First End', 'Live' is selected, 'Seating loss' is 6 mm, and 'Stress/fpu' is 0.80. Under 'Last End', 'Fixed' is selected, 'Seating loss' is 6 mm, and 'Force per strand' is 0.80 days. The 'Long-term Stress Losses' section has 'Estimate long-term loss' selected, with a 'Long-term Stress Loss Estimate' of 100.00 MPa. Other parameters include 'Type of Strand' (Low-Lax), 'Age of Concrete at Stressing' (5.00 days), 'Concrete's Modulus of Elasticity at Stressing' (10509.00 MPa), 'Relative Ambient Humidity (RH)' (80.00 %), 'Volume to Surface Ratio (V/S)' (100 mm), 'Average initial precompression' (1.00 MPa), and 'Ultimate Creep Coefficient' (1.60). The checkbox 'All tendons stressed at one time' is checked.

KUVA 48. Jännevoiman määrittäminen ADAPT-ohjelmassa

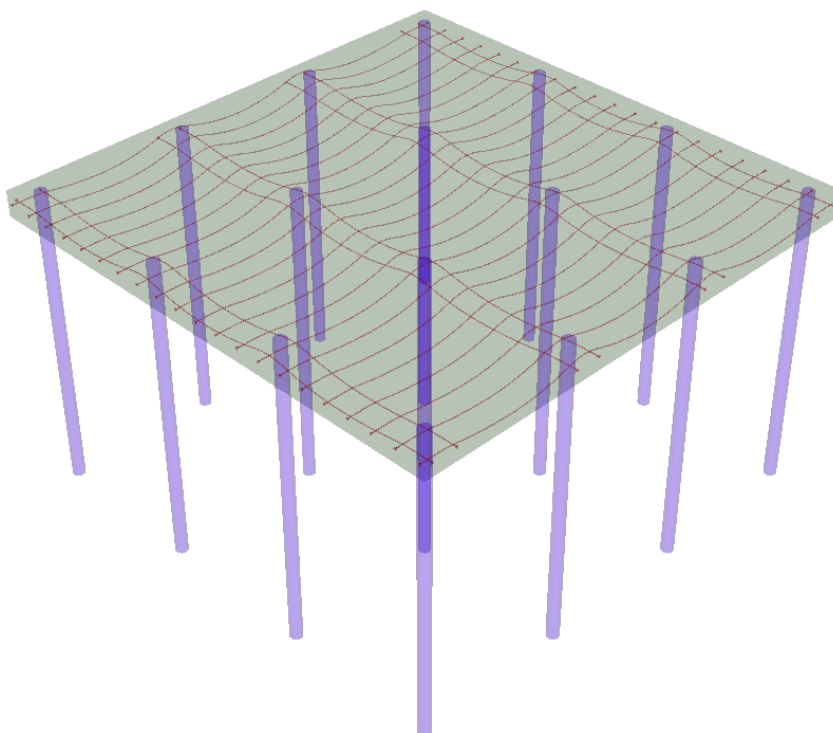
6.2.8 Jänneiden sijoitus, jänneprofiili ja hyperstaattiset vaikutukset

Jännepunokset sijoitetaan laattaan yleisemmin käytetyn tapaan: toiseen suuntaan (y-suunta) pilariinjoille ryhmiteltyinä ja toiseen suuntaan (x-suunta) tasaisesti jaettuna (banded-distributed).



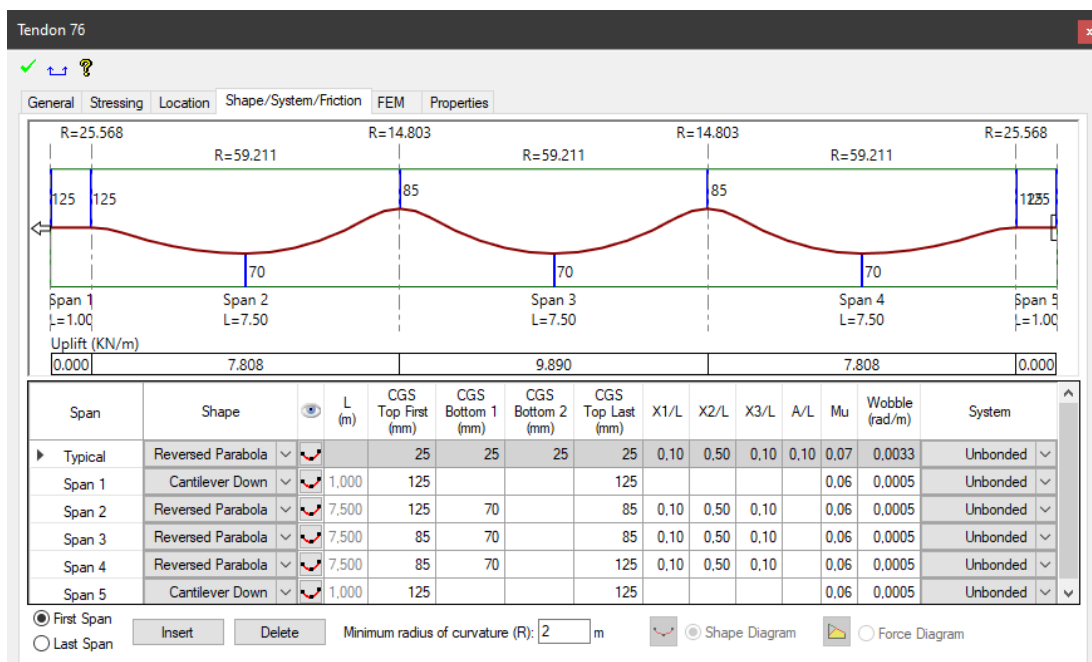
KUVA 49. Jännepunosten sijoitus päältä katsottuna

X-suunnan punokset ovat tasaisesti jaettuna 2 punoksen ryhmissä 1,2 m välein. Y-suunnan punokset ryhmitellään pilarilinjoille siten, että niiden yhteismäärä per pilarilinja on 12 punosta keskipilarilinjoilla ja 8 punosta reunapilarilinjoilla. Punosten määrän valinta käsitellään jäljempänä kohdassa 6.2.9.



KUVA 50. Jännepunosten sijoittelua ja jänneprofiilia havainnollistava kolmiulotteinen kuva

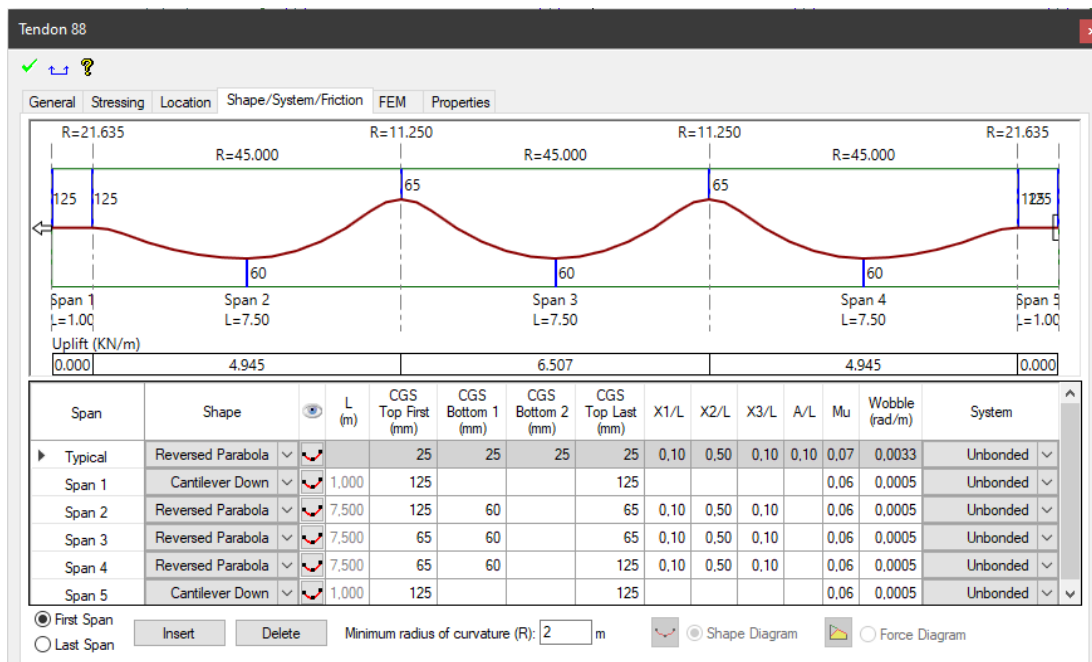
Jänneprofiili määritellään ottaen huomioon laattaan tulevat betoniteräskoot, T12 ja T20).
täjän edellä määrittelemät betoniteräskoot, T12 ja T20).



KUVA 51. Pilarilinjoiille ryhmiteltyjen (banded) jänneiden profiilin ja ominaisuuksien määrittely ADAPT-ohjelmassa (y-suunta)

Ohjelma ei suoraan esitä hyperstaattisia voimia kuormina, vaan jännevoiman aiheuttamien pakko-voimien vaikutukset on mahdollista nähdä tukireaktioista sekä laatan leikkausvoima- ja momenttipinnoista.

Jännevoiman aiheuttamat ylös nostavat / tasapainottavat (uplift) voimat nähdään jänneprofiilin määrittelyikkunoissa (kuva 51 ja kuva 52) kunkin jännevälin osalta jännevälin alla.



KUVA 52. Tasaisesti jaettujen (distributed) jänneiden profiilin ja ominaisuuksien määrittely ADAPT-ohjelmassa (x-suunta)

6.2.9 Alustava mitoitus

Laatan paksuus

Pilarilaatan paksuuden määrittämiseen sovelletaan työn kohtaa 3.7 valitsemalla laatan jännevälin ja paksuuden suhdeluku vastamaan laatalta vaikuttavaa pintakuormaa. Suhdeluvuksi saadaan $L/h = 30$ eli laatan paksuudeksi valitaan $7500 \text{ mm} / 30 = 250 \text{ mm}$.

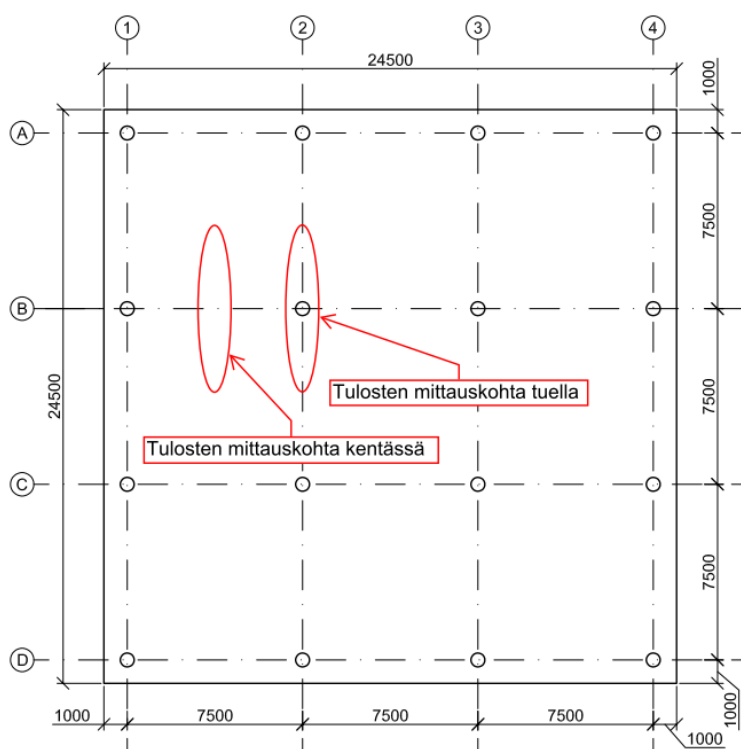
Puristusjännityksen määrä

Puristusjännityksen määrä eli jännepunosten määrä valitaan siten, että aikaan saatu esijännitys pysyy $1,0 \dots 2,0 \text{ MPa}$ välillä ja kuormien tasapainottamisessa ei ylitetä laatan omaa painoa. ADAPT-ohjelma esittää tasapainotusprosentin kaikille pysyville kuormille (SW + DL). Kaikkien pysyvien kuormien ollessa $6,25 \text{ kN/m}^2 \text{ (SW)} + 5,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (DL)} = 11,25 \text{ kN/m}^2$, tasapainotusprosentti saa olla enimmillään $6,25 \text{ kN/m}^2 / 11,25 \text{ kN/m}^2 * 100 \% = 55 \%$.

6.3 Laskentamallit ja tulokset

Seuraavissa luvuissa esitetään kunkin mitoitusmenettelyn tulokset. Tulokset esitetään betonin jännitysten osalta taulukkomuodossa valituista mittauskohdista x-suunnan B-linjan kaistasta (kuva 53).

Koko laatan osalta esitetään mahdollinen halkeaman leveys, pitkäaikainen taipuma halkeamattomana tai halkeilleena sekä betoniterästen määrät käyttö- ja murtorajatilassa. Murtorajatilan mahdollista momenttien uudelleen jakautumista ei huomioida laskelmissa.



KUVA 53. Tulosten mittauskohdat

Kuvakaappaukset ADAPT-ohjelman tuloksista kunkin mitoitusmenettelyn osalta ovat esitetty työn liitteissä 1–4.

6.3.1 Laskentamalli 1 / Täysleveä mitoituskaista (ACI 318)

Laskentamallissa 1 käytetään täysleveää mitoituskaistaa ja edellä määriteltyjä lähtötietoja pilarilaat-tarakenteen mitoituksessa.

Jännitykset

Jännittämishetkellä mitoituskaistan poikkileikkaus pysyy kokonaisuudessaan puristettuna sekä kentässä että tuella. Sallitun puristusjännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 5,4 % ... 13,5 % välillä (taulukko 11). Laatan kaikissa kaistoissa puristusjännitys vaihtelee $-0,29$ MPa ... $-2,48$ MPa välillä, joka on myös sallituissa rajoissa.

TAULUKKO 11. Jännittämishetken betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Jännittämishetken (Initial) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-1,46	8,7 %	-2,26	13,5 %
Alapinta	-1,64	9,8 %	-0,91	5,4 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-16,80			
Sallittu vetojännitys [MPa]	2,57			

Ominaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 101,2 % ... 111,5 % välillä (taulukko 12). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee $-6,51$ MPa ... $4,22$ MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee vetojännitykset ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 12. Ominaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	3,25	101,2 %	-6,37	30,3 %
Alapinta	-5,96	28,4 %	3,58	111,5 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Tavallisen yhdistelmän kuormilla mitoituskaisan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ei ylitä, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeamattomaksi. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mitauskohdissa 67,9 % ... 90,3 % välillä (taulukko 13). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -6,96 MPa ... 4,49 MPa välillä. Eli laatan muussa kaistassa kuin tarkasteltavassa kaistassa, sallittu vetojännitys ylittyy ja kyseinen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi. Betonin sallitun vetojännityksen ylittäneessä kohdassa vetojännitys tulee ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $1,0 \cdot f_{yk}$. Ohjelman ominaisuuksien takia, ohjelma rajoittaa tavallisen kuormayhdistelmän betonin ylittävät sallitut jännitykset betoniteräksillä arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$ (ADAPT 2008). Tämä voidaan hyväksyä, koska on varmalla puolella oleva menettely.

TAULUKKO 13. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	2,18	67,9 %	-5,70	27,1 %
Alapinta	-4,89	23,3 %	2,90	90,3 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaisan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ei ylitä, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeamattomaksi. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mitauskohdissa 54,5 % ... 66,4 % välillä (taulukko 14). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -5,17 MPa ... 2,77 MPa välillä, joka on sallituissa rajoissa ja näin ollen koko laatta otaksutaan halkeamattomaksi.

TAULUKKO 14. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	1,75	54,5 %	-4,92	31,2 %
Alapinta	-4,47	28,4 %	2,13	66,4 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-15,75			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Taipuma

Pitkäaikainen taipuma lasketaan halkeamattomalle poikkileikkaukselle pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla viruma huomioon ottaen. Laatta taipuu kentässä alaspäin enimmillään -23,34 mm verran ja laatan nurkka nousee ylöspäin 10,74 mm verran.

Raudoitusmäärä

Koko pilarilaattarakenteen käyttörajatilatarkastelun vaatima raudoituksen paino on 4631 kg, joka on valmiiksi laattaan määritelty vähimmäisraudoitus. Murtorajatilatarkastelun vaatima raudoituksen paino 6155 kg (pitää sisällään käyttörajatilan teräsmäärän), joka tässä tapauksessa on määräävä teräsmäärä (taulukko 15).

TAULUKKO 15. Käyttö- ja murtorajatilan vaatimat betoniteräspainot

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilan (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät		
	SLS [kg]	ULS [kg]
Vaadittu kokonaisteräsmäärä (koko laattarakenne)	4631 *	6155 **

* Laatan vähimmäisraudoitus $A_{s,min}$

** Sisältää vähimmäisraudoituksen $A_{s,min}$

6.3.2 Laskentamalli 2 / Mitoituskaistan jakaminen pilari- ja keskikaistaan (EC 2)

Laskentamallissa 2 mitoituskaista jaetaan kapeampiin pilari- ja keskikaistoihin, muut lähtötiedot pysyvät samoina.

Jännitykset

Jännittämishetkellä mitoituskaistan poikkileikkaus pysyy kokonaisuudessaan puristettuna sekä kentässä että tuella. Sallitun puristusjännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 5,7 % ... 13,5 % välillä pilarikaistalla ja 3,0 % ... 13,2 % välillä keskikaistoilla (taulukko 11). Laatan kaikissa kaistoissa puristusjännitys vaihtelee 0,00 MPa ... -3,32 MPa välillä, joka on myös sallituissa rajoissa.

TAULUKKO 16. Jännittämishetken betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Jännittämishetken (Initial) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-2,23	13,3 %	-0,96	5,7 %	-2,03	12,1 %
Alapinta	-0,51	3,0 %	-2,18	13,0 %	-1,13	6,7 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-2,34	13,9 %	-2,26	13,5 %	-2,21	13,2 %
Alapinta	-1,41	8,4 %	-1,09	6,5 %	-1,13	6,7 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-16,80					
Sallittu vetojännitys [MPa]	2,57					

Ominaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella pilarikaistalla ja kentässä oikealla keskikaistalla, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 122,1 % ... 184,1 % välillä pilarikaistalla ja 29,9 % ... 102,2 % välillä keskikaistalla (taulukko 17). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee $-9,24$ MPa ... $6,64$ MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee vetojännitykset ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 17. Ominaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-0,31	1,5 %	5,91	184,1 %	0,96	29,9 %
Alapinta	-2,07	9,9 %	-8,64	41,1 %	-3,71	17,7 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-5,97	28,4 %	-6,67	31,8 %	-5,96	28,4 %
Alapinta	2,92	91,0 %	3,92	122,1 %	3,28	102,2 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00					
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21					

Tavallisen yhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy tuella pilarikaistalla, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 88,8 % ... 118,4 % välillä pilarikaistalla ja 10,0 % ... 96,9 % välillä keskikaistoilla (taulukko 18). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee $-10,38$ MPa ... $7,78$ MPa välillä. Betonin sallitun vetojännityksen ylittäneessä kohdassa vetojännitys tulee ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $1,0 \cdot f_{yk}$. Ohjelman ominaisuuksien takia, ohjelma rajoittaa tavallisen kuormayhdistelmän betonin ylittävät sallitut jännitykset betoniteräksillä arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$ (ADAPT 2008). Tämä voidaan hyväksyä, koska on varmalla puolella oleva menettely.

TAULUKKO 18. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-0,75	3,6 %	3,80	118,4 %	0,32	10,0 %
Alapinta	-1,70	8,1 %	-7,08	33,7 %	-3,09	14,7 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-5,5	26,2 %	-5,85	27,9 %	-5,49	26,1 %
Alapinta	3,10	96,6 %	2,85	88,8 %	3,11	96,9 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00					
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21					

Pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaiden poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy tuella pilarikaistalla, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 74,5 % ... 115,9 % välillä pilarikaistalla ja 2,8 % ... 63,6 % välillä keskikaistoilla (taulukko 19). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -6,96 MPa ... 4,36 MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee halkeaman leveyttä rajoittaa enintään arvoon 0,3 mm betoniteräksillä.

TAULUKKO 19. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-0,83	5,3 %	3,72	115,9 %	0,09	2,8 %
Alapinta	-1,55	9,8 %	-6,45	41,0 %	-2,84	18,0 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-4,67	29,7 %	-5,13	32,6 %	-4,62	29,3 %
Alapinta	1,69	52,6 %	2,39	74,5 %	2,04	63,6 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-15,75					
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21					

Halkeaman leveys

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän halkeaman leveys on enimmillään 0,03 mm x-suunnassa ja 0,05 mm y-suunnassa. Halkeamilla ei ole vaikutusta poikkileikkauksen jäykkyyteen.

Taipuma

Pitkäaikainen taipuma lasketaan haljenneelle poikkileikkaukselle pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla viruma huomioon ottaen. Koska halkeamat ovat niin pienet, ne eivät vaikuta alentavasti poikkileikkauksen jäykkyyteen ja laskenta suoritetaan käytännössä halkeamattomalle poikkileikkaukselle. Laatta taipuu kentässä alaspäin enimmillään $-23,34$ mm verran ja laatan nurkka nousee ylöspäin $10,74$ mm verran.

Rauditusmäärä

Koko pilarilaattarakenteen käyttörajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino on 4844 kg, josta 4631 kg on valmiiksi laattaan määritelty vähimmäisraudoitus. Murtorajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino 7161 kg (pitää sisällään käyttörajatilan teräsmäärän), joka tässä tapauksessa on määräävä teräsmäärä (taulukko 20).

TAULUKKO 20. Käyttö- ja murtorajatilan vaatimat betoniteräspainot

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilan (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät		
	SLS [kg]	ULS [kg]
Vaadittu kokonaisteräsmäärä (koko laattarakenne)	4844 **	7161 **

** Sisältää vähimmäisraudoituksen $A_{s,min}$

6.3.3 Laskentamalli 3 / Täysleveä mitoituskaista sallittujen jännitysten rajoittamisella (TR 43)

Laskentamallissa 3 käytetään täysleveää mitoituskaistaa ja sallittuja jännityksiä rajoitetaan työn taukukon 10 mukaisesti.

Criteria

Two-way slab criteria
One-way slab criteria
Beam criteria

Design Code	Reinforcement Bar Lengths	Rebar Minimum Cover	Preferred Reinforcement Size and Material
Shear Design Options	Rebar Round Up	Analysis/Design Options	Tendon Height Defaults (FEM) Allowable Stresses/Crack Width
Initial tension stresses as multiple of $f_{ck,j}^{1/2}$		Final tension stresses as multiple of $f_{ck}^{2/3}$	
Top fiber	0.15	Top fiber	0.09
Bottom fiber	0.15	Bottom fiber	0.09
Tension stress in nonprestressed steel as multiple of f_{yk} : 0.80			
Tension stress in prestressed steel as multiple of f_{pk} : 0.75			
Compression stress as multiple of f_{ck}		Initial compression stress as multiple of $f_{ck,j}$	
Quasi:	0.30	Frequent:	0.30
Initial:	0.30		
Allowable crack width			
RC members			
0.30 mm			
PT members			
Frequent (bonded system only) 0.30 mm			
Quasi (unbonded system only) 0.30 mm			

f_{ck} = 28 day cylinder strength
 $f_{ck,j}$ = concrete cylinder strength on day of stressing
 - If cube strength ($f_{ck,cu}$) is specified, program converts it internally to cylinder strength ($f_{ck} = 0.8f_{ck,cu}$)

KUVA 54. Jännitysten rajoittaminen TR 43:n mukaisiin arvoihin ADAPT-ohjelmassa

Jännitykset

Jännittämishetkellä mitoituskaistan poikkileikkaus pysyy kokonaisuudessaan puristettuna sekä kentässä että tuella. Sallitun puristusjännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 10,8 % ... 26,9 % välillä (taulukko 21). Laatan kaikissa kaistoissa puristusjännitys vaihtelee $-0,29$ MPa ... $-2,48$ MPa välillä, joka on myös sallituissa rajoissa.

TAULUKKO 21. Jännittämishetken betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Jännittämishetken (Initial) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-1,46	17,4 %	-2,26	26,9 %
Alapinta	-1,64	19,5 %	-0,91	10,8 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-8,40			
Sallittu vetojännitys [MPa]	0,77			

Ominaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 337,5 % ... 371,8 % välillä (taulukko 22). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee $-6,51$ MPa ... $4,22$ MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee vetojännitykset ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 22. Ominaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	3,25	337,5 %	-6,37	60,7 %
Alapinta	-5,96	56,8 %	3,58	371,8 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-10,50			
Sallittu vetojännitys [MPa]	0,96			

Tavallisen yhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 226,4 % ... 301,1 % välillä (taulukko 23). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee $-6,96$ MPa ... $4,49$ MPa välillä. Betonin sallitun vetojännityksen ylittäneessä kohdassa vetojännitys tulee ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $1,0 \cdot f_{yk}$. Ohjelman ominaisuuksien takia, ohjelma rajoittaa tavallisen kuormayhdistelmän betonin ylittävät sallitut jännitykset betoniteräksillä arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$ (ADAPT 2008). Tämä voidaan hyväksyä, koska on varmalla puolella oleva menettely.

Tämän lisäksi, kun betonin vetojännitys ylittää arvon $0,3 \cdot f_{ctm}$, tulee TR 43 kohdan 5.8.7 mukaan lisätä betoniterästä ottamaan vetojännitykset vastaan. Lisäterästen laskenta on esitetty liitteessä 3.

TAULUKKO 23. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	2,18	226,4 %	-5,70	54,3 %
Alapinta	-4,89	46,6 %	2,90	301,1 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-10,50			
Sallittu vetojännitys [MPa]	0,96			

Pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaisan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallittu vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 181,7 % ... 221,2 % välillä (taulukko 24). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -5,17 MPa ... 2,77 MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee halkeaman leveyttä rajoittaa enintään arvoon 0,3 mm betoniteräksillä.

TAULUKKO 24. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	1,75	181,7 %	-4,92	46,9 %
Alapinta	-4,47	42,6 %	2,13	221,2 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-10,50			
Sallittu vetojännitys [MPa]	0,96			

Halkeaman leveys

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän halkeaman leveys on enimmillään 0,03 mm x-suunnassa ja 0,03 mm y-suunnassa. Halkeamilla ei ole vaikutusta poikkileikkauksen jäykkyyteen.

Taipuma

Pitkäaikainen taipuma lasketaan haljenneelle poikkileikkaukselle pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla viruma huomioon ottaen. Koska halkeamat ovat niin pienet, ne eivät vaikuta alentavasti poikkileikkauksen jäykkyyteen ja laskenta suoritetaan käytännössä halkeamattomalle poikkileikkaukselle. Laatta taipuu kentässä alaspäin enimmillään -23,34 mm verran ja laatan nurkka nousee ylöspäin 10,74 mm verran.

Rauditusmäärä

Koko pilarilaattarakenteen käyttörajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino on 5111 kg, joka on valmiiksi laattaan määritelty vähimmäisraudoitus sekä erikseen TR 43 kohdan 5.8.7 määritetyn rauditusmäärä. Murtorajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino 6202 kg (pitää sisällään käyttörajatilan teräsmäärän), joka tässä tapauksessa on määräävä teräsmäärä (taulukko 25).

TAULUKKO 25. Käyttö- ja murtorajatilan vaatimat betoniteräspainot

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilan (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät		
	SLS [kg]	ULS [kg]
Vaadittu kokonaisteräsmäärä (koko laattarakenne)	5111 **	6202 **

** Sisältää vähimmäisraudoituksen $A_{s,min}$

6.3.4 Laskentamalli 4 / Täysleveä mitoituskaista momenttien korotuskertoimella (Aalami)

Laskentamallissa 4 käytetään täysleveää mitoituskaistaa ja käyttörajatilan momentteja korotetaan 1,4:n suuruisella kertoimella, joka vastaa 70 % momentin suhteutusta pilarikaistalle, kuitenkin koko mitoituskaistan leveydelle esitettyä. Muut lähtötiedot pysyvät samoina.

Label	Analysis/Design option	Load Combination	Skip_Live load_M...	Skip_Live load_...	Selfweight	Dead load	Live load	Prestressing	Hyperstatic	SLS_Cracked_Quasi-Permanen
ULS_Normal	STRENGTH	1.15 x Self + 1.15 x Dead + 1.5 x Live + Hype			1.15	1.15	1.5		1	
ULS_Normal_Max	STRENGTH	1.5 x Skip + 1.15 x Self + 1.15 x Dead + Hype	1.5		1.15	1.15			1	
ULS_Normal_Min	STRENGTH	1.5 x Skip + 1.15 x Self + 1.15 x Dead + Hype		1.5	1.15	1.15			1	
ULS_DL_only	STRENGTH	1.35 x Self + 1.35 x Dead + Hype			1.35	1.35			1	
SLS_Initial	INITIAL	1.4 x Self + 1.61 x Pres			1.4			1.61		
SLS_PT_only	NO CODE CHECK	Pres							1	
SLS_Characteristic	Service Frequent	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 1.4 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	1.4	1.4		
SLS_Frequent	Service Frequent	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 0.7 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	0.7	1.4		
SLS_Frequent_Max	Service Frequent	0.7 x Skip + 1.4 x Self + 1.4 x Dead + 1.4 x Pres	0.7		1.4	1.4		1.4		
SLS_Frequent_Min	Service Frequent	0.7 x Skip + 1.4 x Self + 1.4 x Dead + 1.4 x Pres		0.7	1.4	1.4		1.4		
SLS_Quasi-Permanent	Service Quasi-Permanent	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 0.42 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	0.42	1.4		
SLS_Cracked_Quasi-Permanent	CRACKED DEFLECTION	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 0.42 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	0.42	1.4		
SLS_Long_Term	Long-Term Deflection	3 x SLS_...								3

KUVA 55. Käyttörajatilayhdistelmien korottaminen ADAPT-ohjelmassa (vrt. kuva 44)

Jännitykset

Jännittämishetkellä mitoituskaistan poikkileikkaus pysyy kokonaisuudessaan puristettuna sekä kentässä että tuella. Sallitun puristusjännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 5,4 % ... 13,5 % välillä (taulukko 26). Laatan kaikissa kaistoissa puristusjännitys vaihtelee -0,40 MPa ... -3,47 MPa välillä, joka on myös sallituissa rajoissa.

TAULUKKO 26. Jännittämishetken betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Jännittämishetken (Initial) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-1,46	8,7 %	-2,26	13,5 %
Alapinta	-1,64	9,8 %	-0,91	5,4 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-16,80			
Sallittu vetojännitys [MPa]	2,57			

Ominaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaitan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 101,2 % ... 111,5 % välillä (taulukko 27). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -9,26 MPa ... 5,91 MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee vetojännitykset ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 27. Ominaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	3,25	101,2 %	-6,37	30,3 %
Alapinta	-5,96	28,4 %	3,58	111,5 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Tavallisen yhdistelmän kuormilla mitoituskaitan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ei ylitä, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeamattomaksi. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 67,9 % ... 90,3 % välillä (taulukko 28). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -9,75 MPa ... 6,28 MPa välillä. Eli laatan muussa kaistassa kuin tarkasteltavassa kaistassa, sallittu vetojännitys ylittyy ja kyseinen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi. Betonin sallitun vetojännityksen ylittäneessä kohdassa vetojännitys tulee ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $1,0 \cdot f_{yk}$. Ohjelman ominaisuuksien takia, ohjelma rajoittaa tavallisen kuormayhdistelmän betonin ylittävät sallitut jännitykset betoniteräksillä arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$ (ADAPT 2008). Tämä voidaan hyväksyä, koska on varmalla puolella oleva menettely.

TAULUKKO 28. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	2,18	67,9 %	-5,70	27,1 %
Alapinta	-4,89	23,3 %	2,90	90,3 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaitaan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ei ylitä, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeamattomaksi. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mitauskohdissa 54,5 % ... 66,4 % välillä (taulukko 29). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -7,23 MPa ... 3,87 MPa välillä. Eli laatan muussa kaistassa kuin tarkasteltavassa kaistassa, sallittu vetojännitys ylittyy ja kyseinen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee halkeaman leveyttä rajoittaa enintään arvoon 0,3 mm betoniteräksillä.

TAULUKKO 29. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	1,75	54,5 %	-4,92	31,2 %
Alapinta	-4,47	28,4 %	2,13	66,4 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-15,75			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Halkeaman leveys

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän halkeaman leveys on enimmillään 0,05 mm x-suunnassa ja 0,06 mm y-suunnassa. Halkeamilla ei ole vaikutusta poikkileikkauksen jäykkyyteen.

Taipuma

Pitkäaikainen taipuma lasketaan haljenneelle poikkileikkaukselle pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla viruma huomioon ottaen. Koska halkeamat ovat niin pienet, ne eivät vaikuta alentavasti poikkileikkauksen jäykkyyteen ja laskenta suoritetaan käytännössä halkeamattomalle poikkileikkaukselle. Laatta taipuu kentässä alaspäin enimmillään -32,68 mm verran ja laatan nurkka nousee ylöspäin 15,04 mm verran.

Raudoitusmäärä

Koko pilarilaattarakenteen käyttörajatilatarkastelun vaatima raudoituksen paino on 4631 kg, joka on valmiiksi laattaan määritelty vähimmäisraudoitus. Murtorajatilatarkastelun vaatima raudoituksen paino 6155 kg (pitää sisällään käyttörajatilan teräsmäärän), joka tässä tapauksessa on määräävä teräsmäärä (taulukko 30).

TAULUKKO 30. Käyttö- ja murtorajatilan vaatimat betoniteräspainot

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilan (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät		
	SLS [kg]	ULS [kg]
Vaadittu kokonaisteräsmäärä (koko laattarakenne)	4631 *	6155 **

* Laatan vähimmäisraudoitus $A_{s,min}$

** Sisältää vähimmäisraudoituksen $A_{s,min}$

6.4 Laskentamallien tulosten vertailu ja analysointi

Jännitykset

Jännittämishetkellä tarkasteltavat poikkileikkaukset ovat pysyneet kokonaan puristettuna, eikä puristusjännitys ole ylittänyt betonin sallittua puristusjännitystä missään mitoitusmenettelyssä, ollessa enintään 26,9 % sallitusta arvosta. Käyttörajatilan muiden kuormayhdistelmien puristusjännitykset eivät myöskään ylittäneet betonin sallittua puristusjännitystä, ollessa enintään 60,7 % sallitusta arvosta. Voidaan todeta, ettei puristusjännitys ole kriittinen tämän vertailun yhteydessä.

Jäljempänä vertaillaan vetojännityksiä eri mitoitusmenettelyjen välillä kuormien pitkäaikaisyhdistelmässä (taulukko 31). Eri menettelyjen jännitysarvot verrataan täysleveän kaistan menetelmän arvoon (perusarvo) ja todetut erot esitetään prosentteina.

TAULUKKO 31. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin vetojännitysten vertailu mittauskohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
Tuki yläpinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	1,75	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	-0,83	3,72	0,09	-147,4 %	112,6 %	-94,9 %
	Jännitys mitoituskaitan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	1,68	-	-	-4,3 %	-
TR 43	-	1,75	-	-	0,0 %	-
Aalami	-	2,46	-	-	40,6 %	-
Kenttä alapinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	2,13	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	1,69	2,39	2,04	-20,7 %	12,2 %	-4,2 %
	Jännitys mitoituskaitan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	2,13	-	-	-0,1 %	-
TR 43	-	2,13	-	-	0,0 %	-
Aalami	-	2,98	-	-	39,9 %	-

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän vetojännitysten merkittävin ero ilmenee tukialueella laatan yläpinnassa pilari- ja keskikaistamenetelmän tapauksessa, jossa pilarikaistan jännitys on 112,6 % suurempi ja keskikaistojen jännitykset ovat vastaavasti 147,4 % ja 94,9 % pienempiä perusarvoon nähden. Pilari- ja keskikaistamenetelmän jännitysten muutettua mitoituskaitan koko leveydelle, ja eron ollessa vain 4,3 % pienempi perusarvoon nähden, voidaan todeta, että mitoituskaitan poikkileikkauksessa vallitsevassa kokonaisjännityksessä ei ole merkittävää eroa. Laatan alapinnan vetojännityksen vaihtelu on hillitympi, sillä pilarikaistassa on 12,2 % enemmän vetojännitystä ja keskikaistoissa 20,7 % ja 4,2 % vähemmän vetojännitystä perusarvoon nähden, kokonaisjännityksen ollessa sama koko mitoituskaitalle muutettuna.

Täysleveän mitoituskaitan sallittujen jännitysten rajoittamismenetelmän (TR 43) jännityksen arvo on täsmälleen sama kuin perusarvo.

Täysleveän mitoituskaitan momenttien korotuskerroinmenetelmän (Aalami) vetojännitysten arvo sekä laatan yläpinnassa että alapinnassa on 39,9 % ja 40,3 % suurempi perusarvoon nähden, eli se on suoraan verrannollinen käytetyn korotuskertoimen 1,4 kanssa. Taulukoista myös nähdään, että korotuskertoimen on oltava 1,74...2,13 välillä kuormayhdistelmästä riippuen, jotta päästäisiin samoihin jännitysarvoihin pilari- ja keskikaistan menetelmän kanssa. EC 2:n liitteen I suositusten mukaisesti korotuskerroin voi olla enintään 1,6.

Ominais- ja tavallisen kuormayhdistelmän vertailutaulukot on esitetty jäljempänä (taulukot 32 ja 33), ja ne seuraavat samaa kaavaa kuin pitkäaikaikuormayhdistelmän vetojännitysten vertailussa.

TAULUKKO 32. Ominaiskuormayhdistelmän betonin vetojännitysten vertailu mittauskohdissa

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
Tuki yläpinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	3,25	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	-0,31	5,91	0,96	-109,5 %	81,8 %	-70,5 %
	Jännitys mitoituksikaistan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	3,12	-	-	-4,1 %	-
TR 43	-	3,25	-	-	0,0 %	-
Aalami	-	4,54	-	-	39,7 %	-
Kenttä alapinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	3,58	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	2,92	3,92	3,28	-18,4 %	9,5 %	-8,4 %
	Jännitys mitoituksikaistan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	3,51	-	-	-2,0 %	-
TR 43	-	3,58	-	-	0,0 %	-
Aalami	-	5,01	-	-	39,9 %	-

TAULUKKO 33. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin vetojännitysten vertailu mittauskohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
Tuki yläpinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	2,18	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	-0,75	3,80	0,32	-134,4 %	74,3 %	-85,3 %
	Jännitys mitoituskaisan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	1,79	-	-	-17,8 %	-
TR 43	-	2,18	-	-	0,0 %	-
Aalami	-	3,05	-	-	39,9 %	-
Kenttä alapinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	2,90	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	3,10	2,85	3,11	6,9 %	-1,7 %	7,2 %
	Jännitys mitoituskaisan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	2,98	-	-	2,7 %	-
TR 43	-	2,90	-	-	0,0 %	-
Aalami	-	4,07	-	-	40,3 %	-

Halkeaman leveys

Käytettäessä täysleveän mitoituskaisan menetelmää laatta pysyy halkeamattomana. Muiden menetelmien yhteydessä halkeilua esiintyy ja halkeamaleveydet vaihtelevat 0,03 mm...0,06 mm välillä raja-arvon ollessa 0,30 mm (taulukko 34).

TAULUKKO 34. Pitkäaikaikuormayhdistelmän halkeaman leveyksien vertailu

Pitkäaikaikuormayhdistelmän (Quasi-permanent) halkeaman leveys		
	x-suunta [mm]	y-suunta [mm]
Täysleveä kaista	0,00	0,00
Pilari- ja keskikaista	0,03	0,05
TR 43	0,03	0,03
Aalami	0,05	0,06

Halkeilun vaikutus laatan jäykkyyteen

Vaikka kolmessa neljästä menettelystä esiintyy pientä halkeilua, sillä ei ole vaikutusta laatan taivutusjäykkyyteen. Tämä voi selittyä suhteellisen pienillä halkeaman leveyksillä ja kohtuullisilla betonite-

räsmäärillä, jolloin halkeaman vaikutus on minimaalinen poikkileikkauksen jäykkyyteen. ADAPT-mitoitusohjelma ei anna laskentakaavoja ja niiden tuloksia tarkasteltavaksi, josta tämä olisi voitu todeta.

Taipuma

Kuten edellä todettiin, halkeilulla ei ole vaikutusta laatan taivutusjäykkyyteen, näin ollen eri menetelmien välillä ei ole juurikaan eroa pitkäaikaistaipumissa. Poikkeuksena momenttien korotuskerroinmenetelmä (Aalami), jossa taipumat ovat suoraan verrannollisia käytettyyn korotuskertoimeen 1,4 (taulukko 35).

TAULUKKO 35. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän taipumien vertailu

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) taipuma				
	Ylöspäin [mm]	Erotus	Alaspäin [mm]	Erotus
Täysleveä kaista	10,74	0,0 %	-23,34	0,0 %
Pilari- ja keskikaista	10,74	0,0 %	-23,34	0,0 %
TR 43	10,74	0,0 %	-23,34	0,0 %
Aalami	15,04	40,0 %	-32,68	40,0 %

Rauditusmäärä

Merkittävin ero rauditusmäärässä tulee pilari- ja keskikaistamenetelmän murtorajatilassa, jossa tarvitaan 16,3 % betoniterästä enemmän kuin täysleveän kaistan menetelmässä. Tämä selittyy sillä, että laatan pilarikaistojen yläpinnan momentit ovat suurempia pilareiden alueilla sekä keskikaistoissa tarvitaan enemmän betoniterästä keskitettyjen jänteiden suunnassa, sillä jänneteräket kuuluvat vain pilarikaistan poikkileikkaukseen. Käyttörajatilassa tarvitaan vain 4,6 % enemmän betoniterästä keskikaistoissa keskitettyjen jänneterästen suunnassa (taulukko 36).

Täysleveän mitoituskaistan sallittujen jännitysten rajoittamismenetelmän (TR 43) murtorajatilassa ei juurikaan ole eroa (0,8 %). Käyttörajatilan rauditusmäärien ero tulee erikseen lasketuista betoniteräksistä TR 43:n kohdan 5.8.7 mukaisesti, kun betonin vetokestävyys $0,3 \cdot f_{ctm}$ ylittyy.

Täysleveän mitoituskaistan momenttien korotuskerroinmenetelmän (Aalami) mukaisesti tarvitaan täsmälleen sama rauditus kuin täysleveän kaistan menetelmällä laskiessa, vaikka taivutusmomentteja on korotettu 40 % käyttörajatilassa.

TAULUKKO 36. Raudoitusmäärien vertailu käyttö- ja murtorajatilassa

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilan (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät				
	SLS [kg]	Erotus	ULS [kg]	Erotus
Täysleveä kaista	4631	0,0 %	6155	0,0 %
Pilari- ja keskikaista	4844	4,6 %	7161	16,3 %
TR 43	5111	10,4 %	6202	0,8 %
Aalami	4631	0,0 %	6155	0,0 %

Opinnäytetyön tekijän kommentit mitoitusmenetelmien käytöstä FEM-laskennassa

Käyttäjämukavuudeltaan parhaaksi mitoitusmenetelmäksi on osoittautunut täysleveän kaistan menettely, sillä se vaatii vähiten toimia suunnittelijalta. Se on myös hyväksyttävän ratkaisun tuottava menettely murtorajatilassa, sillä taivutusmurtoa edeltävän halkeilun myötä laatan koko mitoituskaistan leveys toimii ja vain poikkileikkauksen kokonaisraudoituksen määrällä on merkitystä. On kuitenkin tiedostettava, mitoitusmenettelystä riippumatta, mahdollinen momenttien uudelleen jakautuminen (EC kohta 5.5) ja sen huomioiminen murtorajatilantarkastelussa.

Pilari- ja keskikaistamenettely on myös varteen otettava menetelmä, mikäli todellisella jännitysjakamalla on merkitystä käyttörajatilassa. Edellä olevat laskelmat eivät kuitenkaan osoittaneet merkittävää eroa muihin menetelmiin nähden käyttörajatilassa.

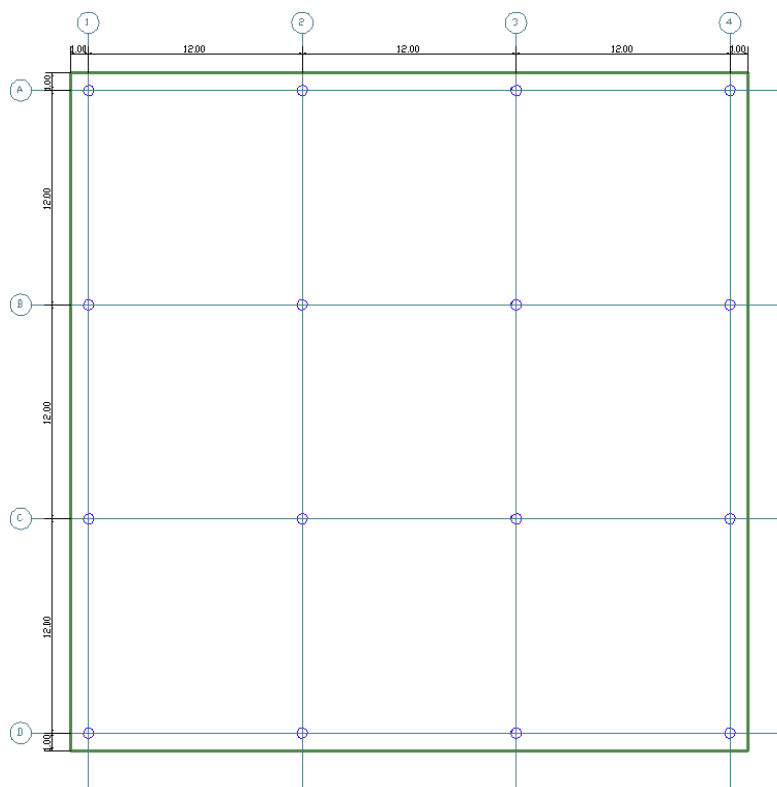
Täysleveän mitoituskaistan sallittujen jännitysten rajoittamismenetelmän (TR 43) haasteeksi on osoittautunut erikseen käsin laskettavat ja FEM-ohjelmaan erikseen mallinnettavat teräkset. Tämä on aikaa vievää eikä palvele FEM-laskennan alkuperäistä tarkoitusta.

Täysleveän mitoituskaistan momenttien korotuskerroinmenetelmän (Aalami) haasteena on ollut oikean korotuskertoimen valinta. Tämän työn myötä on myös selvinnyt, ettei EC 2:n antamat suositusarvot momenttien jakautumiselle kaistojen välillä välttämättä päde FEM-ohjelmalla laskiessa. Myös tällä menettelyllä saadut taipumat ovat vääristyneitä, sillä ne seuraavat korotuskerrointa ja sen aiheuttamia vääristyneen halkeilun mahdollisia vaikutuksia.

FEM-laskentaan soveltuvina menettelyinä voidaan pitää kahta ensimmäistä menettelyä: täysleveän kaistan ja pilari- ja keskikaistan menetelmiä. Kysymykseksi jää edelleen, milloin pilari- ja keskikaistamenettelyn käyttö on perustelua. Tämän selvittämiseksi suoritetaan toinen kierros laskelmia ja vertailuja reilusti isommalla pilariruudukolla, jolloin myös pidemmän jännevälin mahdolliset vaikutukset tulevat esiin.

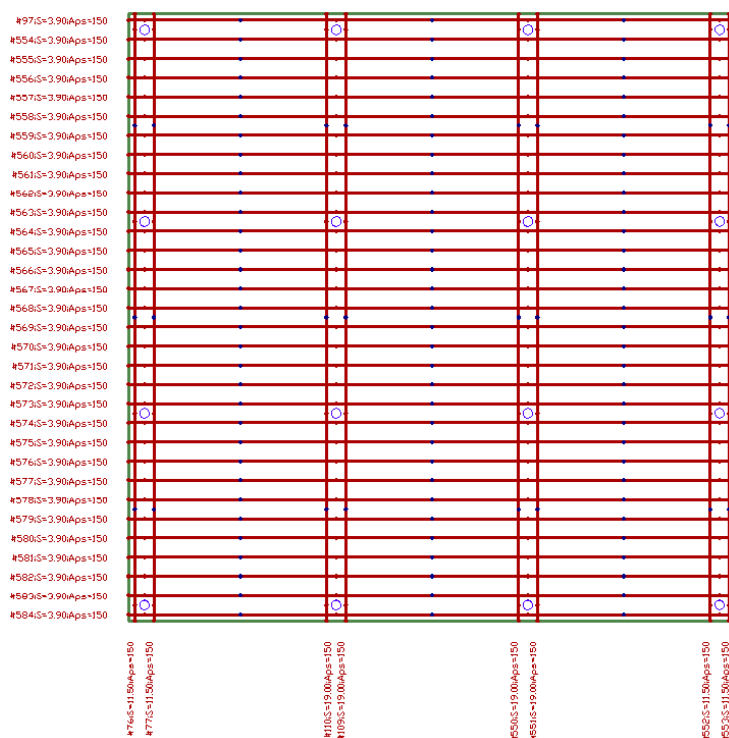
6.5 Laskentamallit ja tulokset (Pilariruudukko 12 m x 12 m)

Toisen laskentakierroksen tutkittava pilarilaattarakenne on 400 mm tasapaksu laatta, jonka pilariruudukko on 12 m * 12 m. Laatan paksuus on määritelty kohdan 3.7 mukaisesti. Laatan reunoissa on 1 m pitkät ulokkeet (kuva 56).



KUVA 56. Tarkasteltava pilarilaattarakenne suuremmilla jänneväleillä

Jänneterästen määrää on lisätty siten, että aikaan saatu esijännitys pysyy edelleen 1,0 ... 2,0 MPa välillä ja kuormien tasapainottamisessa ei ylitetä laatan omaa painoa (kuva 57). ADAPT-ohjelma esittää tasapainotusprosentin kaikille pysyville kuormille (SW + DL). Kaikkien pysyvien kuormien ollessa $10,0 \text{ kN/m}^2$ (SW) + $5,0 \text{ kN/m}^2$ (DL) = $15,0 \text{ kN/m}^2$, tasapainotusprosentti saa olla enimmillään $10,0 \text{ kN/m}^2 / 15,0 \text{ kN/m}^2 * 100 \% = 67 \%$.



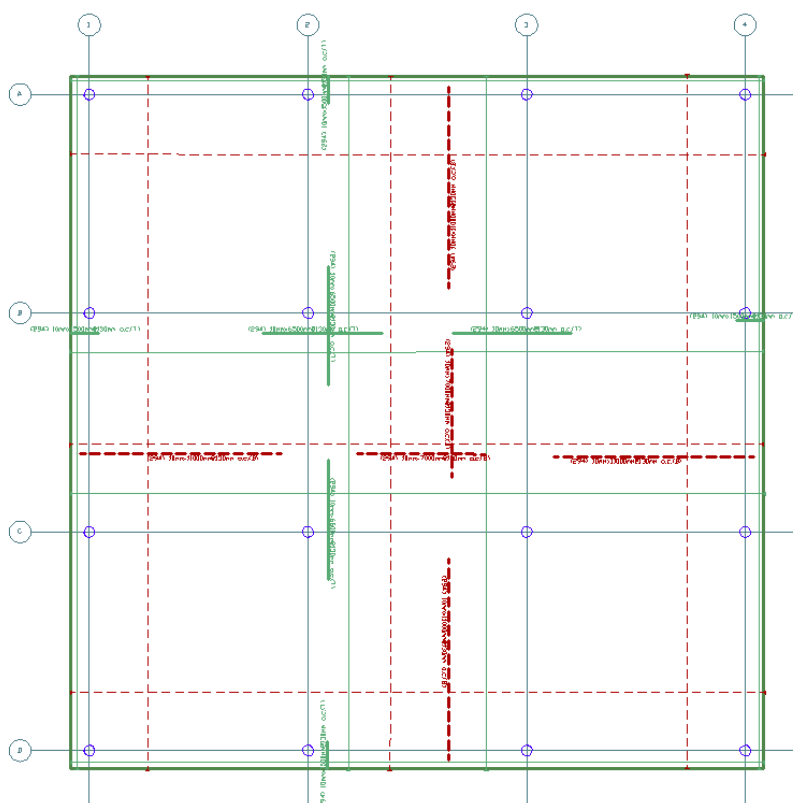
KUVA 57. Jännepunokset päältä katsottuna

Isomman laatan paksuuden myötä vähimmäisraudoitusvaatimukseksi tulee

- $$A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right\} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{3,21 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm}; 0,0013 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm} \right\} = \max \{ 601 \text{ mm}^2; 468 \text{ mm}^2 \} / \text{m} = 601 \text{ mm}^2 / \text{m}.$$

Valitaan vähimmäisraudoitukseksi T10 kokoiset teräkset 130 mm jaolla molempiin pintoihin ja molempiin suuntiin

- $$A_{s,\min,\text{valittu}} = 78,5 \text{ mm}^2 / 0,13 \text{ m} = 604 \text{ mm}^2 / \text{m}.$$



KUVA 58. Vähimmäisraudoitus mallinnettuna ADAPT-ohjelmassa

Kaikki muut lähtötiedot pysyvät ennallaan. Jännitysten tarkasteltavat kohdat ja muut tarkasteltavat asiat pysyvät ennallaan. Hyötykuorman epäedulliset vaikutukset jätetään huomioimatta (hyötykuorman liikkuvuus).

Kuvakaappaukset ADAPT-ohjelman tuloksista kunkin mitoitusmenettelyn osalta ovat esitetty työn liitteissä 1.2 ja 2.2.

6.5.1 Laskentamalli 1.2 / Täysleveä mitoituskaista (ACI 318)

Jännitykset

Jännittämishetkellä mitoituskaistan poikkileikkaus pysyy kokonaisuudessaan puristettuna sekä kenässä että tuella. Sallitun puristusjännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 4,0 % ... 19,0 %

välillä (taulukko 37). Laatan kaikissa kaistoissa puristusjännitys vaihtelee $-0,12$ MPa ... $-2,29$ MPa välillä, joka on myös sallituissa rajoissa.

TAULUKKO 37. Jännittämishetken betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Jännittämishetken (Initial) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-1,74	10,4 %	-3,20	19,0 %
Alapinta	-2,07	12,3 %	-0,67	4,0 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-16,80			
Sallittu vetojännitys [MPa]	2,57			

Ominaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 125,9 % ... 126,5 % välillä (taulukko 38). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee $-7,86$ MPa ... $4,84$ MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee vetojännitykset ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 38. Ominaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	4,04	125,9 %	-7,55	36,0 %
Alapinta	-7,34	35,0 %	4,06	126,5 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Tavallisen yhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ei ylity, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeamattomaksi. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 87,5 % ... 92,8 % välillä (taulukko 39). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee $-6,63$ MPa ... $3,63$ MPa välillä. Eli laatan muussa kaistassa kuin tarkasteltavassa kaistassa, sallittu vetojännitys ylittyy hieman ja kyseinen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi. Betonin sallitun vetojännityksen ylittäneessä kohdassa vetojännitys tulee ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $1,0 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 39. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	2,81	87,5 %	-6,45	30,7 %
Alapinta	-6,11	29,1 %	2,98	92,8 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaisaan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ei ylitä, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeamattomaksi. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mitauskohdissa 72,0 % ... 79,8 % välillä (taulukko 40). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -6,13 MPa ... 3,20 MPa välillä, joka on sallituissa rajoissa ja näin ollen koko laatta otaksutaan halkeamattomaksi.

TAULUKKO 40. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)				
	Tuki [MPa]	Käyttöaste	Kenttä [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	2,31	72,0 %	-6,02	38,2 %
Alapinta	-5,62	35,7 %	2,56	79,8 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-15,75			
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21			

Taipuma

Pitkäaikainen taipuma lasketaan halkeamattomalle poikkileikkaukselle pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla viruma huomioon ottaen. Laatta taipuu kentässä alaspäin enimmillään -45,64 mm verran ja laatan nurkka nousee ylöspäin 14,34 mm verran.

Rauditusmäärä

Koko pilarilaattarakenteen käyttörajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino on 16201 kg, joka on valmiiksi laattaan määriteltä vähimmäisraudoitus. Murtorajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino 19260 kg (pitää sisällään käyttörajatilan teräsmäärän), joka tässä tapauksessa on määräävä teräsmäärä (taulukko 41).

TAULUKKO 41. Käyttö- ja murtorajatilan vaatimat betoniteräspainot

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilan (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät		
	SLS [kg]	ULS [kg]
Vaadittu kokonaisteräsmäärä (koko laattarakenne)	16201 *	19260 **

* Laatan vähimmäisraudoitus $A_{s,min}$ ** Sisältää vähimmäisraudoituksen $A_{s,min}$

6.5.2 Laskentamalli 2.2 / Mitoituskaistan jakaminen pilari- ja keskikaistaan (EC 2)

Laskentamallissa 2.2 mitoituskaista jaetaan kapeampiin pilari- ja keskikaistoihin.

Jännitykset

Jännittämishetkellä mitoituskaistan poikkileikkaus pysyy kokonaisuudessaan puristettuna sekä kentässä että tuella. Sallitun puristusjännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 3,1 % ... 18,7 % välillä pilarikaistalla ja 2,1 % ... 19,9 % välillä keskikaistoilla (taulukko 42). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee 0,10 MPa ... -4,64 MPa välillä, joka on myös sallituissa rajoissa.

TAULUKKO 42. Jännittämishetken betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Jännittämishetken (Initial) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-2,23	13,3 %	-1,22	7,3 %	-2,09	12,4 %
Alapinta	-0,35	2,1 %	-2,65	15,8 %	-2,08	12,4 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-3,34	19,9 %	-3,14	18,7 %	-3,21	19,1 %
Alapinta	-0,54	3,2 %	-0,52	3,1 %	-0,54	3,2 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-16,80					
Sallittu vetojännitys [MPa]	2,57					

Ominaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaistan poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy sekä kentässä että tuella pilarikaistalla ja keskikaistoilla, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 138,0 % ... 237,1 % välillä pilarikaistalla ja 29,0 % ... 122,4 % välillä keskikaistoilla (taulukko 43). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -11,42 MPa ... 8,40 MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee vetojännitykset ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $0,8 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 43. Ominaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-0,91	4,3 %	7,61	237,1 %	0,93	29,0 %
Alapinta	-1,83	8,7 %	-10,98	52,3 %	-4,37	20,8 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-7,15	34,0 %	-7,87	37,5 %	-7,21	34,3 %
Alapinta	3,32	103,4 %	4,43	138,0 %	3,93	122,4 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00					
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21					

Tavallisen yhdistelmän kuormilla mitoituskaiden poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy tuella ja kentässä pilarikaistalla, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 101,9 % ... 177,3 % välillä pilarikaistalla ja 10,0 % ... 91,0 % välillä keskikaistoilla (taulukko 44). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -9,51 MPa ... 6,49 MPa välillä. Betonin sallitun vetojännityksen ylittäneessä kohdassa vetojännitys tulee ottaa betoniteräksillä vastaan sekä rajoittaa betoniteräksen jännitys arvoon $1,0 \cdot f_{yk}$.

TAULUKKO 44. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-1,26	6,0 %	5,69	177,3 %	0,32	10,0 %
Alapinta	-1,53	7,3 %	-9,06	43,1 %	-3,76	17,9 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-6,17	29,4 %	-6,7	31,9 %	-6,2	29,5 %
Alapinta	2,34	72,9 %	3,27	101,9 %	2,92	91,0 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-21,00					
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21					

Pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla mitoituskaiden poikkileikkauksen sallittu vetojännitys ylittyy tuella pilarikaistalla, näin ollen poikkileikkaus otaksutaan halkeilleeksi ja halkeamia muodostuu. Sallitun vetojännityksen käyttöaste vaihtelee mittauskohdissa 87,5 % ... 153,3 % välillä pilarikaistalla ja 3,4 % ... 78,5 % välillä keskikaistoilla (taulukko 45). Laatan kaikissa kaistoissa jännitys vaihtelee -8,74

MPa ... 5,72 MPa välillä. Kohdissa, joissa betonin sallittu vetokestävyys ylittyy, tulee halkeaman leveyttä rajoittaa enintään arvoon 0,3 mm betoniteräksillä.

TAULUKKO 45. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin reunajännitykset tarkastettavissa kohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
	Tuki					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-1,40	8,9 %	4,92	153,3 %	0,11	3,4 %
Alapinta	-1,35	8,6 %	-8,29	52,6 %	-3,51	22,3 %
	Kenttä					
	Keskikaista vasen [MPa]	Käyttöaste	Pilarikaista [MPa]	Käyttöaste	Keskikaista oikea [MPa]	Käyttöaste
Yläpinta	-5,79	36,8 %	-6,23	39,6 %	-5,8	36,8 %
Alapinta	1,95	60,7 %	2,81	87,5 %	2,52	78,5 %
Sallittu puristusjännitys [MPa]	-15,75					
Sallittu vetojännitys [MPa]	3,21					

Halkeaman leveys

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän halkeaman leveys on enimmillään 0,04 mm x-suunnassa ja 0,16 mm y-suunnassa.

Halkeilun vaikutus taivutusjäykkyyteen

Halkeilu vaikuttaa alentavasti poikkileikkausten taivutusjäykkyyteen, redusointikertoimen ollessa enimmillään 0,66 x-suunnassa ja kertoimen ollessa enimmillään 0,12 y-suunnassa.

Taipuma

Pitkäaikainen taipuma lasketaan haljenneelle poikkileikkaukselle pitkäaikaisyhdistelmän kuormilla viruma ja alennettu taivutusjäykkyys huomioon ottaen. Laatta taipuu kentässä alaspäin enimmillään -59,15 mm verran ja laatan nurkka nousee ylöspäin 16,27 mm verran.

Rauditusmäärä

Koko pilarilaattarakenteen käyttörajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino on 16508 kg, josta 16201 kg on valmiiksi laattaan määritelty vähimmäisraudoitus. Murtorajatilatarkastelun vaatima raudituksen paino 24075 kg (pitää sisällään käyttörajatilan teräsmäärän), joka tässä tapauksessa on määräävä teräsmäärä (taulukko 46).

TAULUKKO 46. Käyttö- ja murtorajatilan vaatimat betoniteräspainot

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilan (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät		
	SLS [kg]	ULS [kg]
Vaadittu kokonaisteräsmäärä (koko laattarakenne)	16508 **	24075 **

** Sisältää vähimmäisraudoituksen $A_{s,min}$

6.6 Laskentamallien tulosten vertailu ja analysointi

Jännitykset

Jännittämishetkellä tarkasteltavien poikkileikkausten jännitykset ovat pysyneet sallituissa rajoissa molemmassa mitoitusmenettelyssä, puristusjännityksen olleessa enintään 19,9 % sallitusta arvosta. Käyttörajatilan muiden kuormayhdistelmien puristusjännitykset eivät myöskään ylittäneet betonin sallittua puristusjännitystä, olleessa enintään 52,6 % sallitusta arvosta. Voidaan todeta, ettei puristusjännitys ole kriittinen tämän vertailun yhteydessä.

Jäljempänä vertaillaan vetojännityksiä mitoitusmenettelyjen välillä kuormien pitkäaikaisyhdistelmässä (taulukko 47). Pilari- ja keskikaistamenettelyn jännitysarvot verrataan täysleveän kaistan menetelmän arvoon (perusarvo) ja todetut erot esitetään prosentteina.

TAULUKKO 47. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän betonin vetojännitysten vertailu mittauskohdissa

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
Tuki yläpinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	2,31	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	-1,40	4,92	0,11	-160,6 %	113,0 %	-95,2 %
	Jännitys mitoituskaistan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	2,14	-	-	-7,5 %	-
Kenttä alapinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	2,56	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	1,95	2,81	2,52	-23,8 %	9,8 %	-1,6 %
	Jännitys mitoituskaistan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	2,52	-	-	-1,5 %	-

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän vetojännitysten merkittävin ero ilmenee tukialueella laatan yläpinnassa, jossa pilarikaistan jännitys on 113,0 % suurempi ja keskikaistojen jännitykset ovat vastaa-

vasti 160,6 % ja 95,2 % pienempiä perusarvoon nähden. Pilari- ja keskikaistamenetelmän jännitysten muutettua mitoituskaistan koko leveydelle, ja eron ollessa 7,5 % pienempi perusarvoon nähden, voidaan todeta, että mitoituskaistan poikkileikkauksessa vallitsevassa kokonaisjännityksessä ei ole merkittävää eroa. Laatan alapinnan vetojännityksen vaihtelu on hillitympi, sillä pilarikaistassa on 9,8 % enemmän vetojännitystä ja keskikaistoissa 23,8 % ja 1,6 % vähemmän vetojännitystä perusarvoon nähden, kokonaisjännityksen ollessa 1,5 % pienempi koko mitoituskaistalle muutettuna.

Ominais- ja tavallisen kuormayhdistelmän vertailutaulukot on esitetty jäljempänä (taulukot 48 ja 49), ja ne seuraavat samaa kaavaa kuin pitkäaikaikuormayhdistelmän vetojännitysten vertailussa.

TAULUKKO 48. Ominaiskuormayhdistelmän betonin reuna-jännitykset, x-suunta (B-linja)

Ominaiskuormayhdistelmän (Characteristic) betonin reuna-jännitykset, x-suunta (B-linja)						
Tuki yläpinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	4,04	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	-0,91	7,61	0,93	-122,5 %	88,4 %	-77,0 %
	Jännitys mitoituskaistan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	3,81	-	-	-5,7 %	-
Kenttä alapinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	4,06	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	3,32	4,43	3,93	-18,2 %	9,1 %	-3,2 %
	Jännitys mitoituskaistan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	4,03	-	-	-0,8 %	-

TAULUKKO 49. Tavallisen kuormayhdistelmän betonin vetojännitysten vertailu mittauskohdissa

Tavallisen kuormayhdistelmän (Frequent) betonin reunajännitykset, x-suunta (B-linja)						
Tuki yläpinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	2,81	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	-1,26	5,69	0,32	-144,8 %	102,5 %	-88,6 %
	Jännitys mitoituskaitaan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	2,61	-	-	-7,1 %	-
Kenttä alapinta						
	Keskikaista vasen [MPa]	Mitoitus- / pilarikaista [MPa]	Keskikaista oikea [MPa]	Erotus		
Täysleveä kaista	-	2,98	-	-	0,0 %	-
Pilari- ja keskikaista	2,34	3,27	2,92	-21,5 %	9,7 %	-2,0 %
	Jännitys mitoituskaitaan täysleveydelle muutettuna [pilarikaista/2 + (0,5*vasen + 0,5*oikea)/2]					
	-	2,95	-	-	-1,0 %	-

Halkeaman leveys

Käytettäessä täysleveän mitoituskaitaan menetelmää laatta pysyy halkeamattomana. Toisen menetelmän yhteydessä halkeilua esiintyy ja halkeamaleveydet vaihtelevat 0,04 mm...0,16 mm välillä raja-arvon ollessa 0,30 mm (taulukko 50).

TAULUKKO 50. Pitkäaikaikuormayhdistelmän halkeaman leveyksien vertailu

Pitkäaikaikuormayhdistelmän (Quasi-permanent) halkeaman leveys		
	x-suunta [mm]	y-suunta [mm]
Täysleveä kaista	0,00	0,00
Pilari- ja keskikaista	0,04	0,16

Halkeilun vaikutus laatan taivutusjäykkyyteen

Pilari- ja keskikaistamenetelmällä laskiessa halkeilulla on merkittävää vaikutus laatan taivutusjäykkyyteen (reduointikertoimet esitetty edellä).

Taipuma

Koska halkeilulla on merkittävä vaikutus laatan taivutusjäykkyyteen, erot pitkäaikaistaipumassa ovat myös merkittävät, jopa 30 % laatan kentässä. Nurkan taipuma suhteessa kenttään on vähempi pienemmän kenttähalkeilun takia suhteessa tuilla tapahtuvaan halkeiluun, ja sitä kautta jäykkyyden alenemiseen (taulukko 51).

TAULUKKO 51. Pitkäaikaiskuormayhdistelmän taipumien vertailu

Pitkäaikaiskuormayhdistelmän (Quasi-permanent) taipuma				
	Ylöspäin [mm]	Erotus	Alaspäin [mm]	Erotus
Täysleveä kaista	14,34	0,0 %	-45,64	0,0 %
Pilari- ja keskikaista	16,27	13,5 %	-59,15	29,6 %

Rauditusmäärä

Merkittävin ero rauditusmäärässä tulee murtorajatilassa, jossa tarvitaan 25,0 % betoniterästä enemmän kuin täysleveän kaistan menetelmässä. Tämä selittyy sillä, että laatan pilarikaistojen yläpinnan momentit ovat suurempia pilareiden alueilla sekä keskikaistoissa tarvitaan enemmän betoniterästä keskitettyjen jänteiden suunnassa, sillä jänneteräksset kuuluvat vain pilarikaistan poikkileikkaukseen. Käyttöraajatilassa tarvitaan vain 1,9 % enemmän betoniterästä keskikaistoissa keskitettyjen jänneterästen suunnassa (taulukko 52).

TAULUKKO 52. Rauditusmäärien vertailu käyttö- ja murtorajatilassa

Käyttö- (SLS) ja murtorajatilän (ULS) vaatimat betoniteräsmäärät				
	SLS [kg]	Erotus	ULS [kg]	Erotus
Täysleveä kaista	16201	0,0 %	19260	0,0 %
Pilari- ja keskikaista	16508	1,9 %	24075	25,0 %

7 YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Työn tavoitteet

Opinnäytetyön tavoitteena oli koota yhteen tartunnattomin jäntein jälkijännitetyn pilarilaatan suunnitteluohjeet sekä mitoitusmenettelyt, joilla saavutetaan Suomessa käytössä olevan eurokoodin mukaisen vaatimustason. Koska eurokoodi antaa vain rajoitetusti ohjeita jännitettyjen rakenteiden suunnitteluun, tehtiin kattava kirjallisuuskatsaus, jonka myötä suunnitteluohjeita ja -käytäntöjä täydennettiin. Työn keskeisenä tavoitteena oli tutkia mitoituskaistan eri mitoitusmenettelyjen hyödyntämistä FEM-laskennassa. Kirjallisuuskatsauksen myötä valikoituneet mitoitusmenettelyt ja niiden tuottamat vaikutukset mitoitus tuloksiin tutkittiin ja verrattiin toisiinsa.

Työn tulokset

Mitoituskaistojen mitoitusmenettelyjen tulosten vertailussa kävi ilmi, ettei mitoitusmenettelyjen välillä ollut huomattavaa eroa (max. 10 %) käyttörajatilatarkastelussa rakenteen kohtuullisen lyhyillä jänneväleillä (7,5 m), kun puristusjännityksen määrän ja pysyvän kuorman tasapainottamisohjetta oli noudatettu. Lisäksi kävi ilmi, ettei jännitysten rajaamisen menetelmä (TR 43) ja momenttien korotuskerroinmenetelmä (Aalami) sovellu käytännön suunnitteluun FEM-ohjelmalla. Lopuksi päätettiin vertailla täysleveän kaistan ja pilari- ja keskikaistan mitoitusmenettelyjä keskenään pilarilaattarakenteessa, jossa oli pidemmät jänneväli (12 m). Käyttörajatilan tarkastelussa havaittiin merkittäviä eroa halkeilun ja taipuman vertailussa. Pilari- ja keskikaistamenettelyn taipuma kasvoi jopa 30 % halkeilun vuoksi. Mutta edelleen käyttörajatilan vaatiman raudoitusmäärän ero (2 %) oli varsin marginaalinen. Voidaan siis todeta, että pitkien jänneväliden omaavan pilarilaattarakenteen käyttörajatilatarkastelu on perusteltua tehdä pilari- ja keskikaistamenettelyllä, jotta saadaan laattarakenteen todenmukaisempi käyttäytyminen kuormituksen alaisena. Jos tarkastelussa rakenne todetaan halkeamattomaksi, voidaan mitoituskaistat käsitellä täysleveän kaistan menettelyllä.

Murtorajatilan tarkasteluissa eniten betoniterästä vaativaksi menettelyksi osoittautui pilari- ja keskikaistamenettely. Pidemmän jännevälin tarkastelussa raudoitustarve kasvoi jopa 25 % täysleveän kaistan menettelyyn nähden. Suurempi teräsmäärä johtuu isompien momenttien takia per pienempi pilarikaistan poikkileikkaus laatan molemmissa suunnissa sekä keskitettyjen jännepunosten suunnassa keskikaistojen vähäsen teräsmäärän takia, sillä keskitetyt jänneteräkset katsotaan kuuluviksi vain pilarikaistan poikkileikkaukseen. Työssä käsiteltiin teoriaan pohjautuen, laatan murtumismekanismi ja halkeamien muodostuminen mahdollistaa kaikkien mitoituskaistassa olevien terästen hyödyntämisen murtotilanteessa. Näin ollen on perusteltua käyttää täysleveän kaistan menettelyä murtorajatilan betoniteräsmäärän määrittämiseksi ylimitoittamisen välttämiseksi ja rakenteen taloudellisuuden optimoimiseksi. Tämä lähestymistapa ei ole ristiriidassa eurokoodin vaatimusten kanssa. Riippumatta valitusta mitoitusmenetelmästä, mahdollinen momenttien uudelleen jakautuminen on otettava huomioon murtorajatilatarkastelussa.

Koska pilarilaatan leikkausmurto eli lävistyminen tapahtuu hauraasti, on suositeltava suunnitella lävistyskapasiteetti laatan taivutuskestävyyttä suuremmaksi, jolloin laatan plastinen taivutusmurtuminen on mahdollinen.

Työn tavoitteiden saavuttamisessa onnistuttiin tutkimuksen sallimissa rajoissa. Työn teoriaosuus tarjoaa työn lukijalle ohjeita jälkijännitetyn pilarilaatan suunnitteluun ja empiirinen osuus antaa vastauksia työn toimeksiantajan asettamiin kysymyksiin, jotka täydentävät teoriaosan suunnitteluohjeita. Opinnäytetyön tekijän oma tietämys jälkijännitetyistä betonirakenteista on syventynyt kuten myös uuden mitoitusohjelman käytön oppiminen hyödyttää opinnäytetyön tekijää jatkossa.

Ehdotuksia mahdolliselle jatkotutkimukselle

Työn mahdollista jatkotutkimusta ajatellen, voidaan jälkijännitetyn laattarakenteen toimintaa tutkia lisää muilla jännevälän pituuksilla, erilaisella kuormituksella, erisuuruisella puristusjännityksen määrällä sekä epäsäännöllisellä pilariruudukolla, jolloin saadut tulokset avartavat mitoitusmenettelyjen vaikutuksia ja riippuvuuksia entisestään.

LÄHTEET

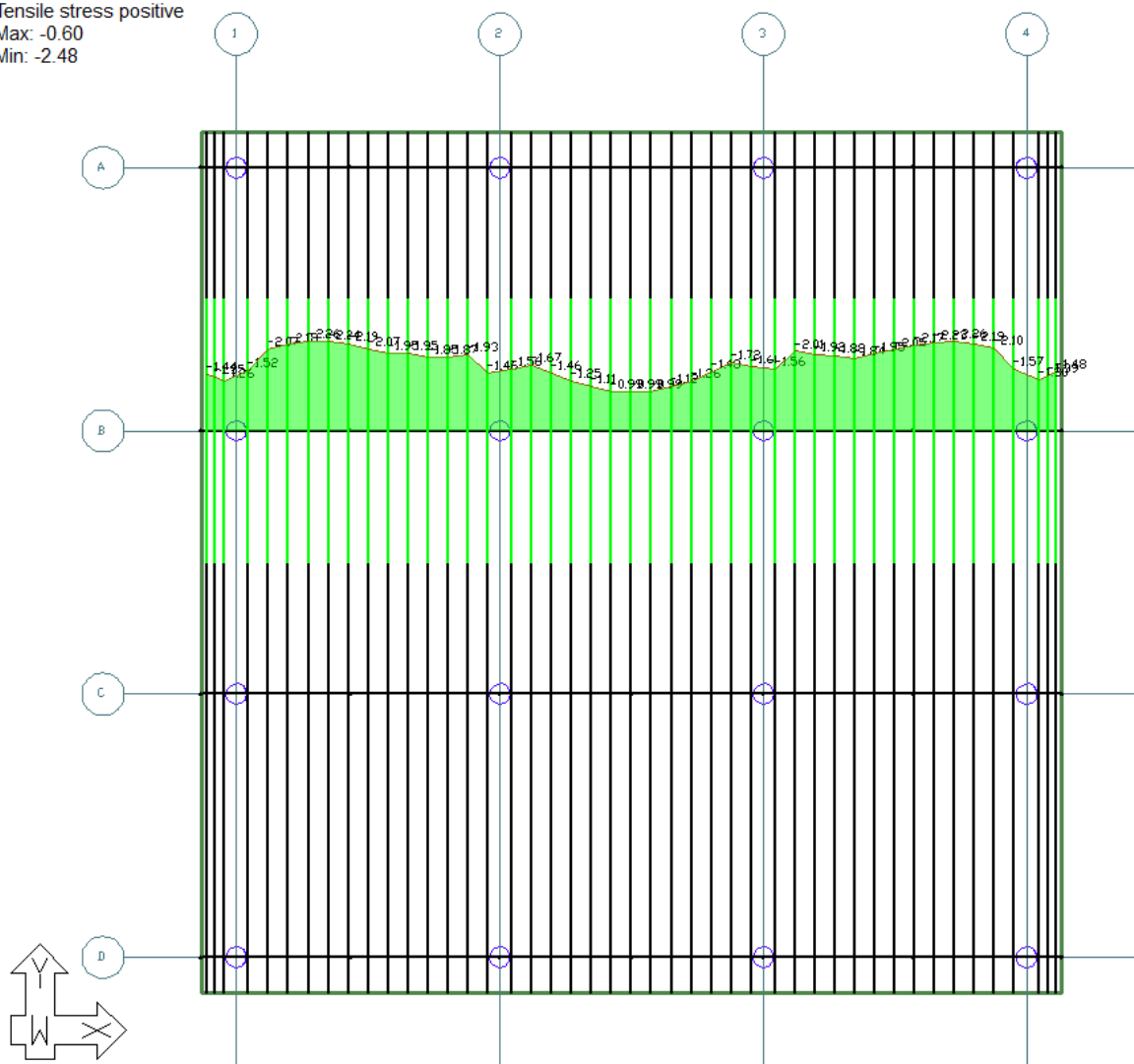
- Aalami, B. O. 2014. Post-Tensioned Buildings: Design and Construction. 1st Edition. Redwood City: PT-Structures.com.
- Aalami, B. O. 2023. Post-Tensioning in Building Construction. 1st Edition. Abingdon: CRC Press.
- ACI Committee 318 2002. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02). Farmington Hills: American Concrete Institute.
- ACI Committee 318 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19). Farmington Hills: American Concrete Institute.
- ADAPT 2008. Technical Note: Implementation of European Code in FLOOR-PRO. https://risa.com/ri_sahelp/adaptbuilder/Content/TechnicalNotes/Code%20Implementation/TN175_EC2_implementation_20.pdf. Viitattu 19.3.2024.
- BBR VT International Ltd 2023. BBR VT CONA CMM - Monostrand Post-Tensioning System. https://www.bbrnetwork.com/fileadmin/userdaten/Zulassungen%20EU/CONA%20CMM%20mono/BBR_ETA-06-0165_CMM_EN_Rev6_1023.pdf. Viitattu 1.3.2024.
- Bhatt, P. 2011. Prestressed Concrete Design to Eurocodes. 1st Edition. Abingdon: Routledge.
- Diaz-Caneja Nieto, C. 2014. Comparison of Prestressed Concrete Girders with Debonded Strands and Harped Strands. UTA Libraries Research Commons. <http://hdl.handle.net/10106/24425>. Viitattu 25.10.2023.
- Gilbert, R. I., Mickleborough, N. C. & Ranzi, G. 2017. Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2. 2nd Edition. Boca Raton: CRC Press.
- Hurst, M. K. 1998. Prestressed Concrete Design. 2nd Edition. London: E & FN Spon.
- Kalliomäki, J. 2010. TR00AB57 Betonirakenteiden perusteet. Opetusmateriaali. Metropolia ammattikorkeakoulu.
- Kytölä, U. 2022. RAK.RS.410 Jännitetyt betonirakenteet. Opetusmateriaali. Tampereen yliopisto.
- Laaksonen, A. 2022. RAK.RS.410 Jännitetyt betonirakenteet. Opetusmateriaali. Tampereen yliopisto.
- McCormac, J. C. & Brown, R. H. 2014. Design of Reinforced Concrete. 9th Edition. New York: John Wiley & Sons.
- Mosley, B., Bungey, J. & Hulse, R. 2012. Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. 7th Edition. Basingstoke: Palgrave Macmillan.
- Naaman, A. E. 2004. Prestressed Concrete Analysis and Design: Fundamentals. 2nd Edition. Ann Arbor: Techno Press 3000.
- Nakari, T., Tulonen, J., Asp, O., Kytölä, U. & Laaksonen, A. 2024. Experimental study of moment redistribution in continuous concrete beams prestressed with unbonded tendons. Structural Concrete. <https://doi.org/10.1002/suco.202300793>. Viitattu 26.4.2024.
- Paasikallio, K., Mikkola, M. & Nyman, K.-G. 1986. BY 131 Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus. 1-luokan betonirakenteiden suunnittelija 1986. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- Post-Tensioning Institute 2004. PTI DC20.8-04 Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons. 3rd Edition. Phoenix: Post-Tensioning Institute.

- Post-Tensioning Institute 2006. PTI TAB.1-06 Post-Tensioning Manual. 6th Edition. Phoenix: Post-Tensioning Institute.
- Post-Tensioning Institute 2013. TAB.3–13 Post-Tensioning Terminology (PTT). <https://www.post-tensioning.org/Portals/13/Files/PDFs/Publications/131120-PTI-PTT.pdf>. Viitattu 22.3.2024.
- PT-Structures 2024. About us. <https://ptstructures.com>. Viitattu 7.2.2024.
- Rakennustuoteteollisuus RTT ry 2011. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 8: Taipuma. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_8_Taipuma.pdf. Viitattu 29.1.2024.
- Sahab, M., Ashour, A. & Toropov, V. 2005. Cost optimisation of reinforced concrete flat slab buildings. Engineering Structures Volume 27, 313–322. <https://www.researchgate.net/publication/223234695>. Viitattu 2.2.2024.
- SFS 1265-1. 2014. Prestressing Steels. Part 1: General Requirements. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto.
- SFS 5975. 2019. Betonirakenteiden toteutus. Standardin SFS-EN 13670 käyttö Suomessa. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto.
- SFS-EN 13670. 2010. Betonirakenteiden toteutus. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto.
- SFS-EN 1992-1-1+A1+AC: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2015. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto.
- Suomen Betoniyhdistys ry 1981. BY 113 Jännitetyt betonirakenteet 1981. Suomen Betoniyhdistys ry.
- Suomen Betoniyhdistys ry 2005. BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.
- Suomen Betoniyhdistys ry 2017. BY 69 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017. Helsinki: BY-Koulutus Oy.
- The Concrete Society 2005. Post-Tensioned Concrete Floors: Design Handbook. Concrete Society Technical Report No. 43. 2nd Edition. Camberley: The Concrete Society.
- Väylävirasto 2022. Eurokoodin soveltamisohje: Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2022-5_NCCI_2_web.pdf. Viitattu 9.1.2024.
- Wollmann, G. P. & Roberts-Wollmann, C. L. 2000. PTI M50.2-00 Anchorage Zone Design. Phoenix: Post-Tensioning Institute.
- Ympäristöministeriö 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. Eurokoodi kansallinen liite. Helsinki: Ympäristöministeriö.

LIITE 1: TÄYSLEVEÄN MITOITUSKAISTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (ACI 318)

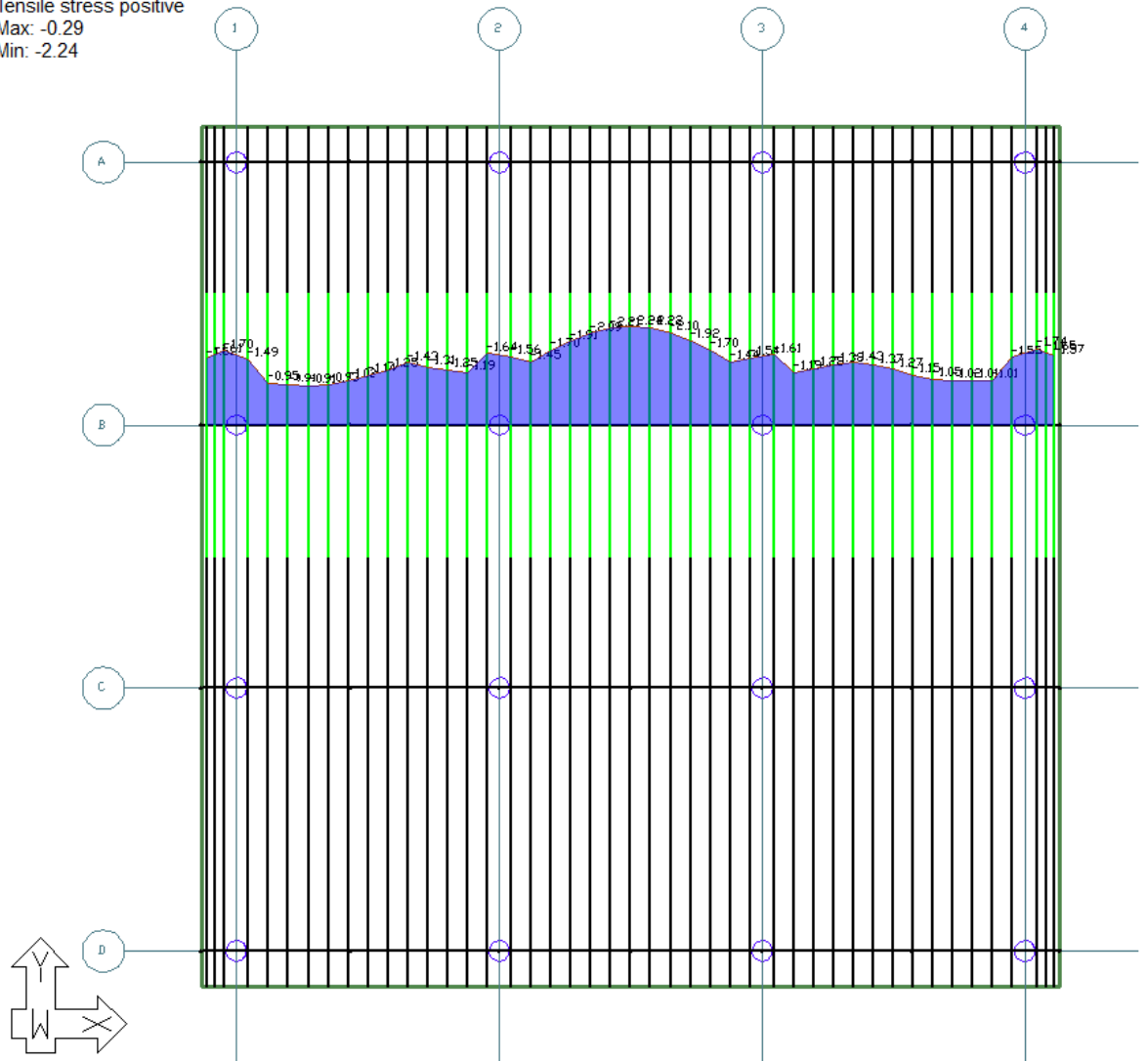
Jännittämishetken betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)
 Tensile stress positive
 Max: -0.60
 Min: -2.48



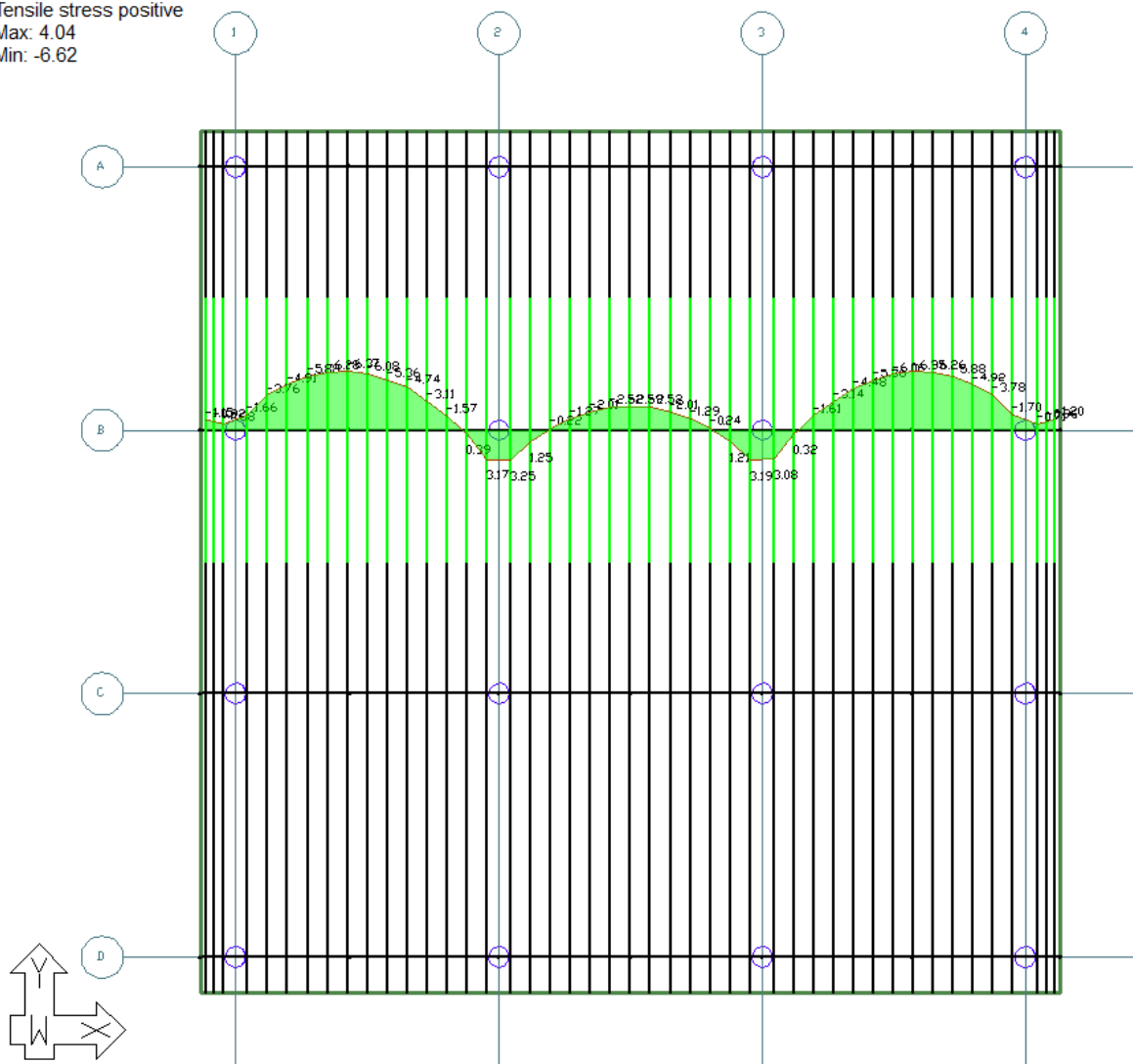
Jännittämishetken betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)
 Tensile stress positive
 Max: -0.29
 Min: -2.24



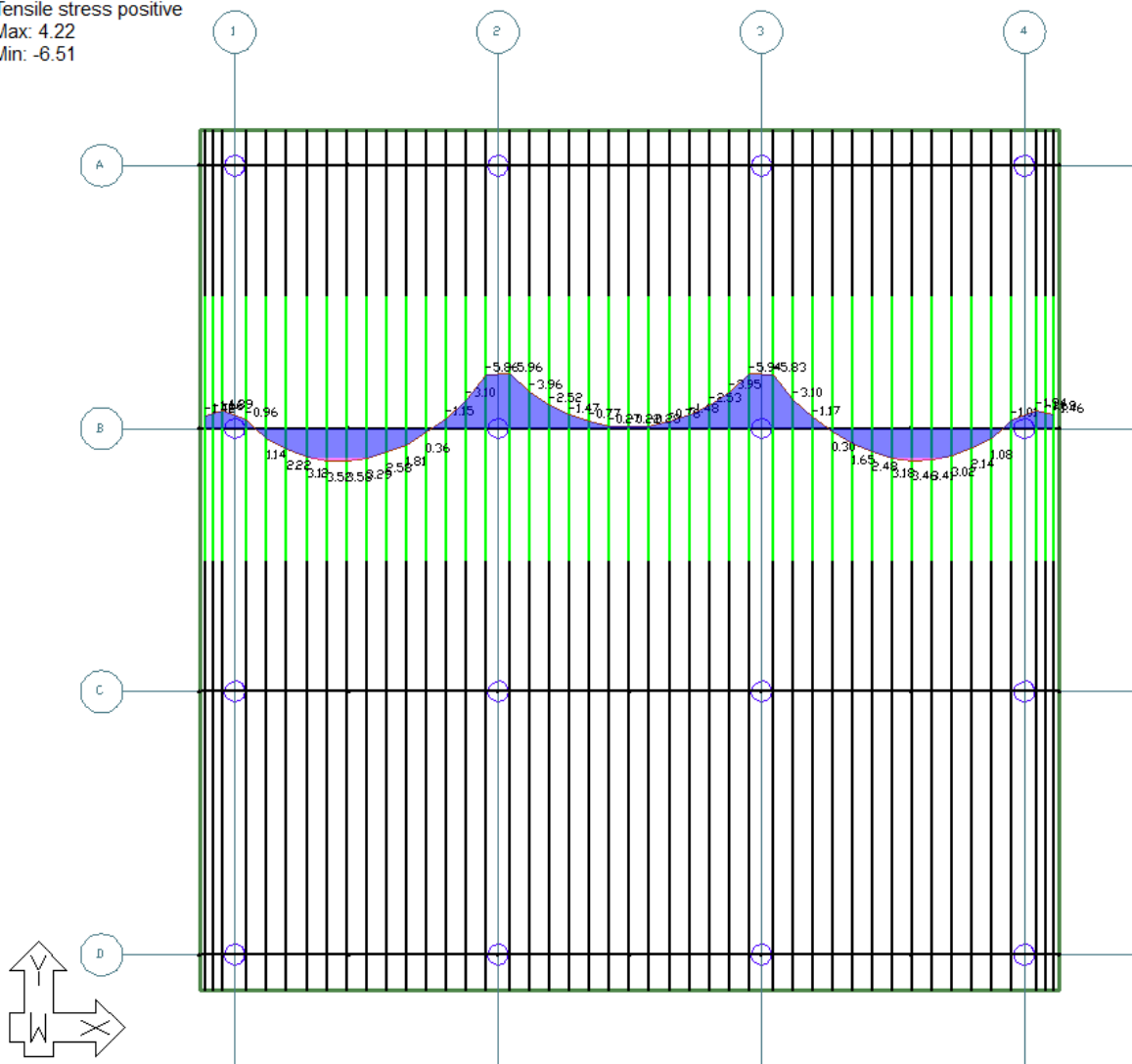
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm2)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.04
 Min: -6.62



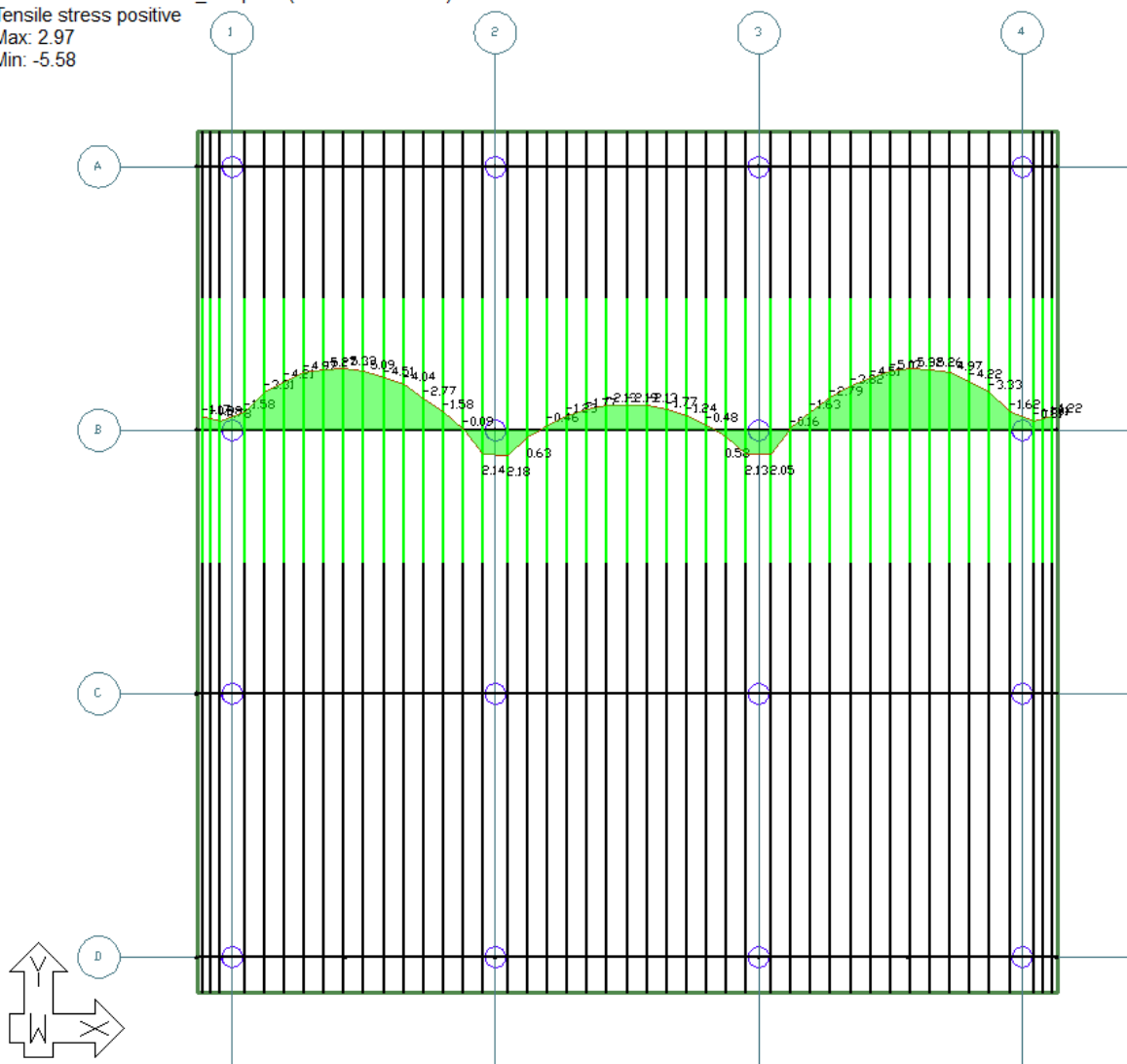
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.22
 Min: -6.51



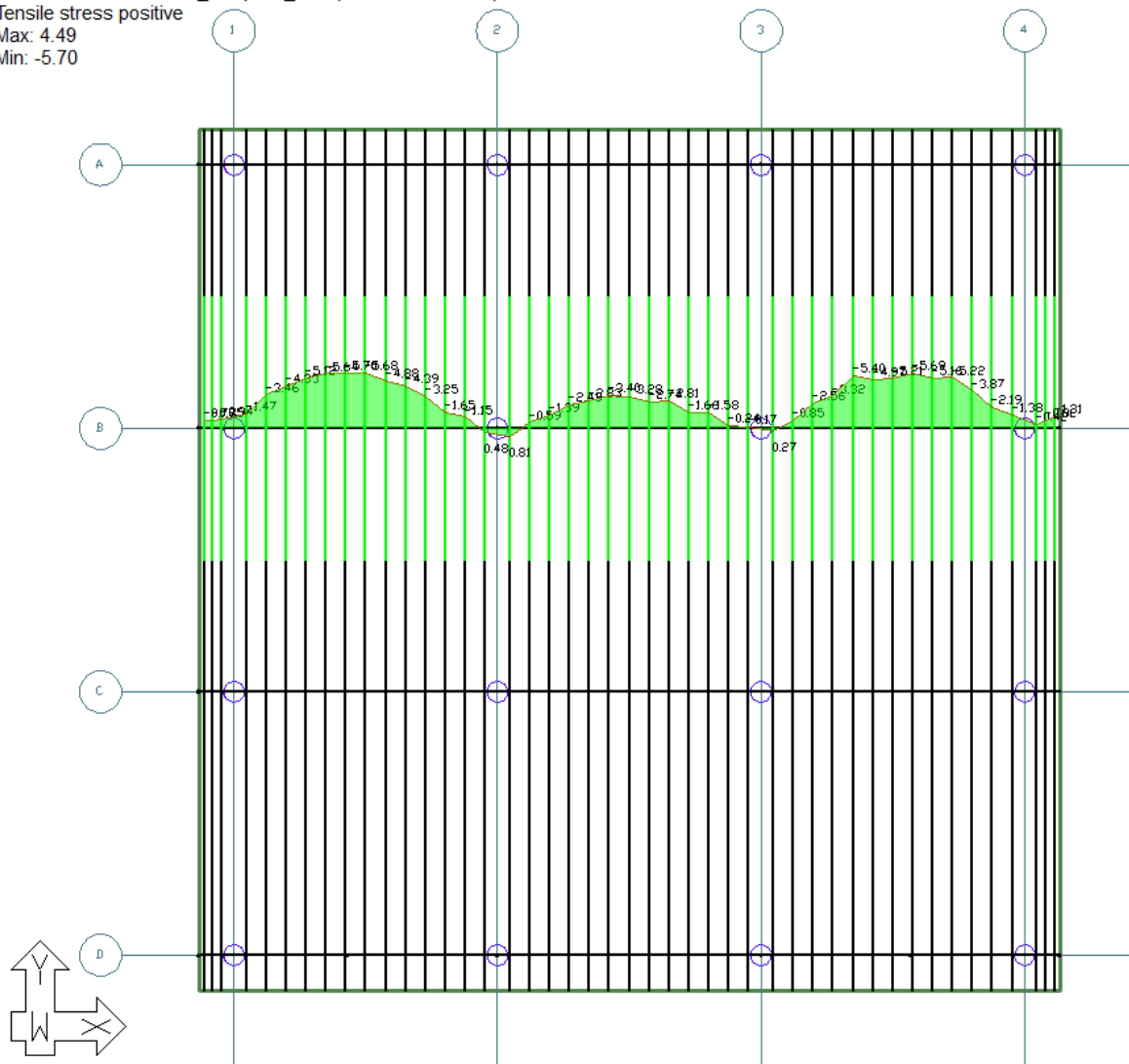
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.97
 Min: -5.58



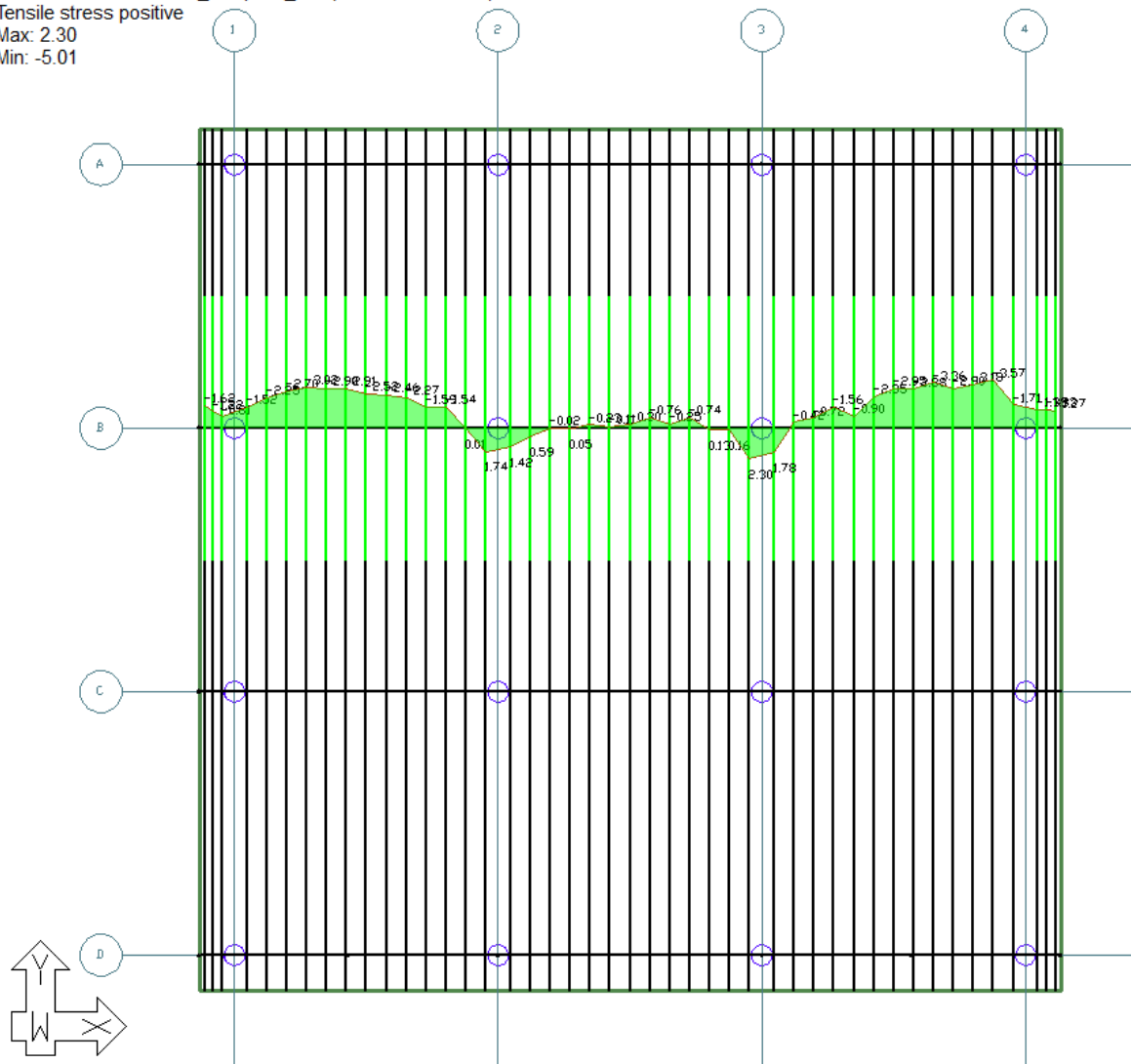
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.49
 Min: -5.70



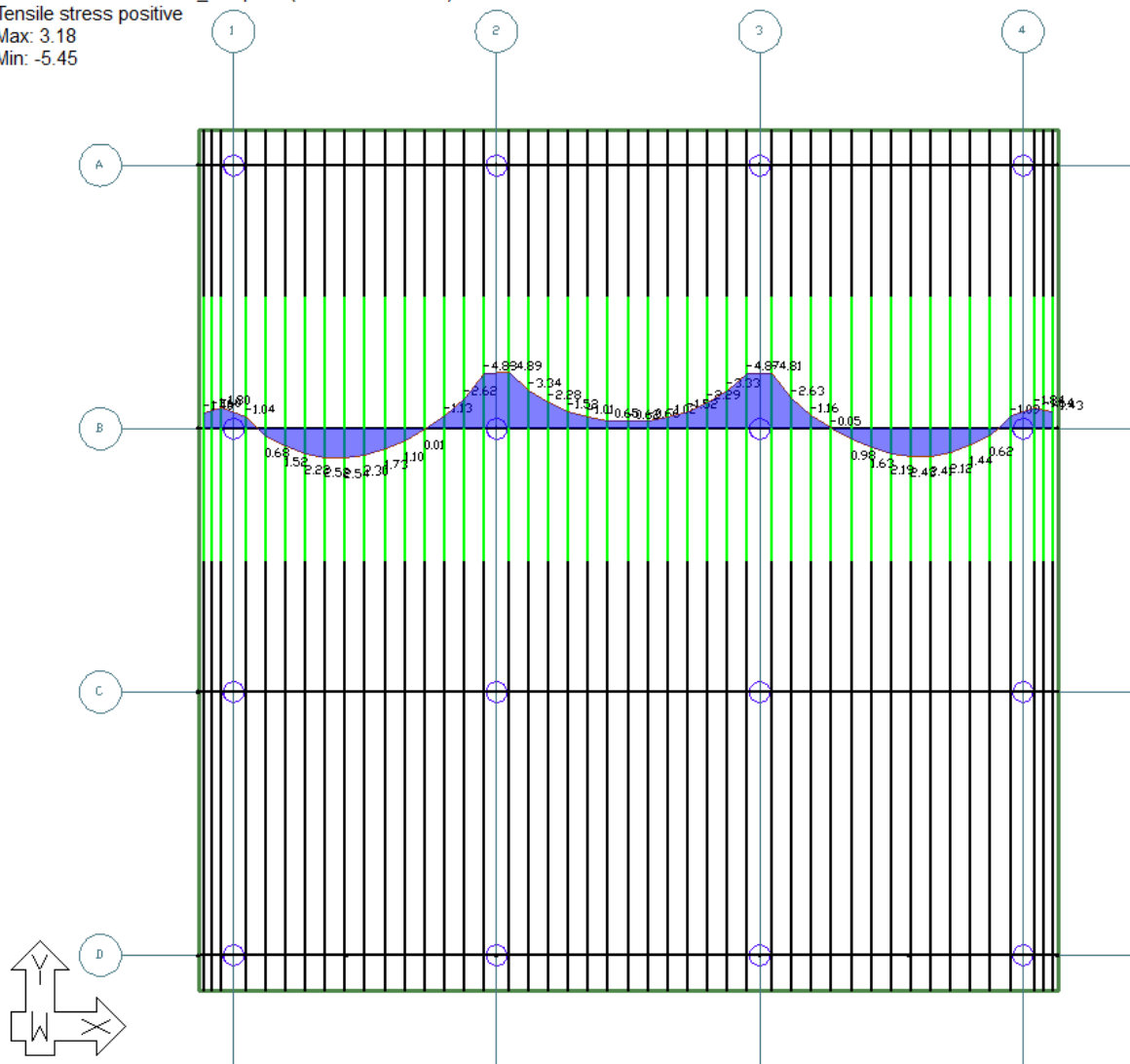
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, minimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.30
 Min: -5.01



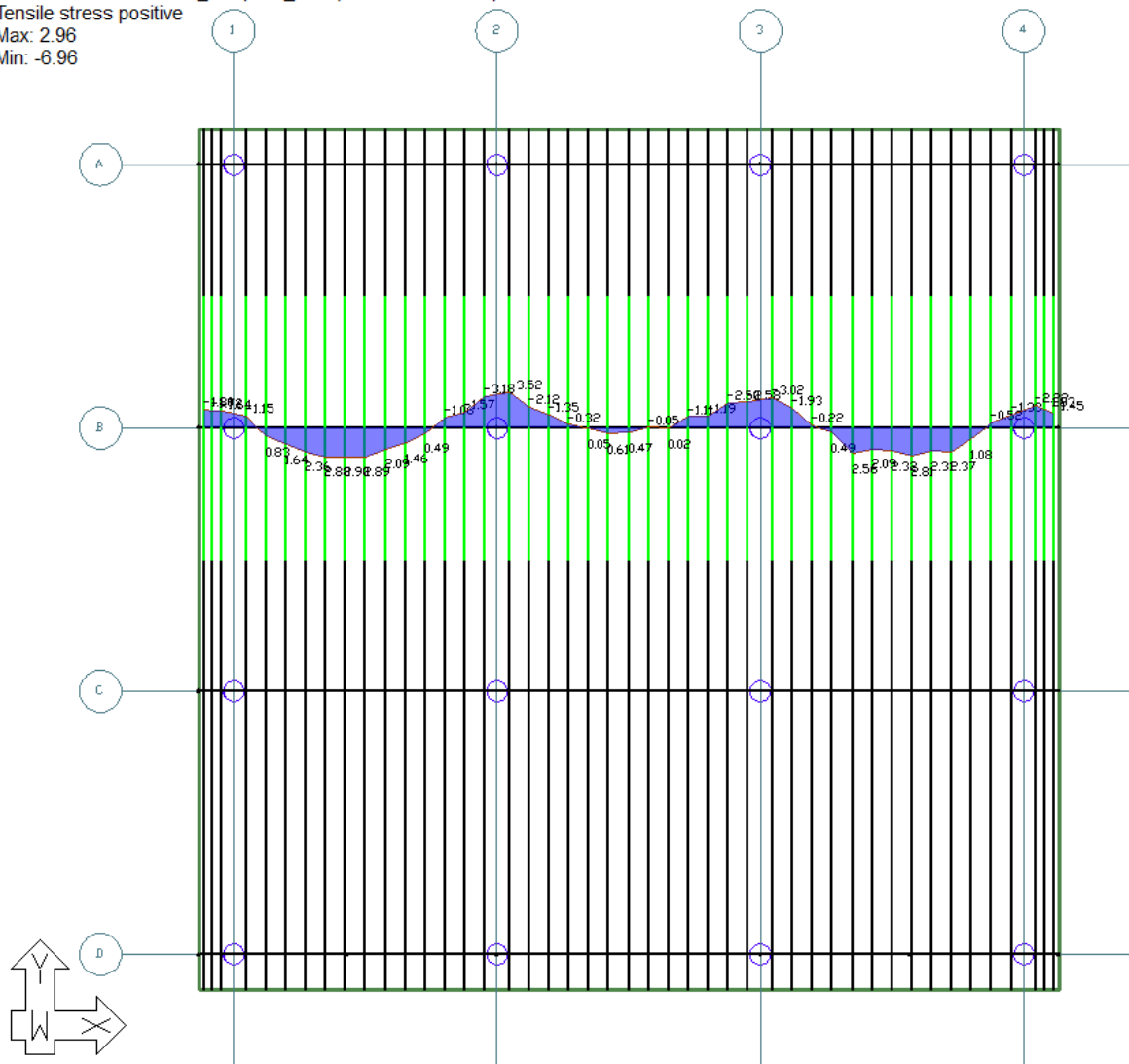
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 3.18
 Min: -5.45



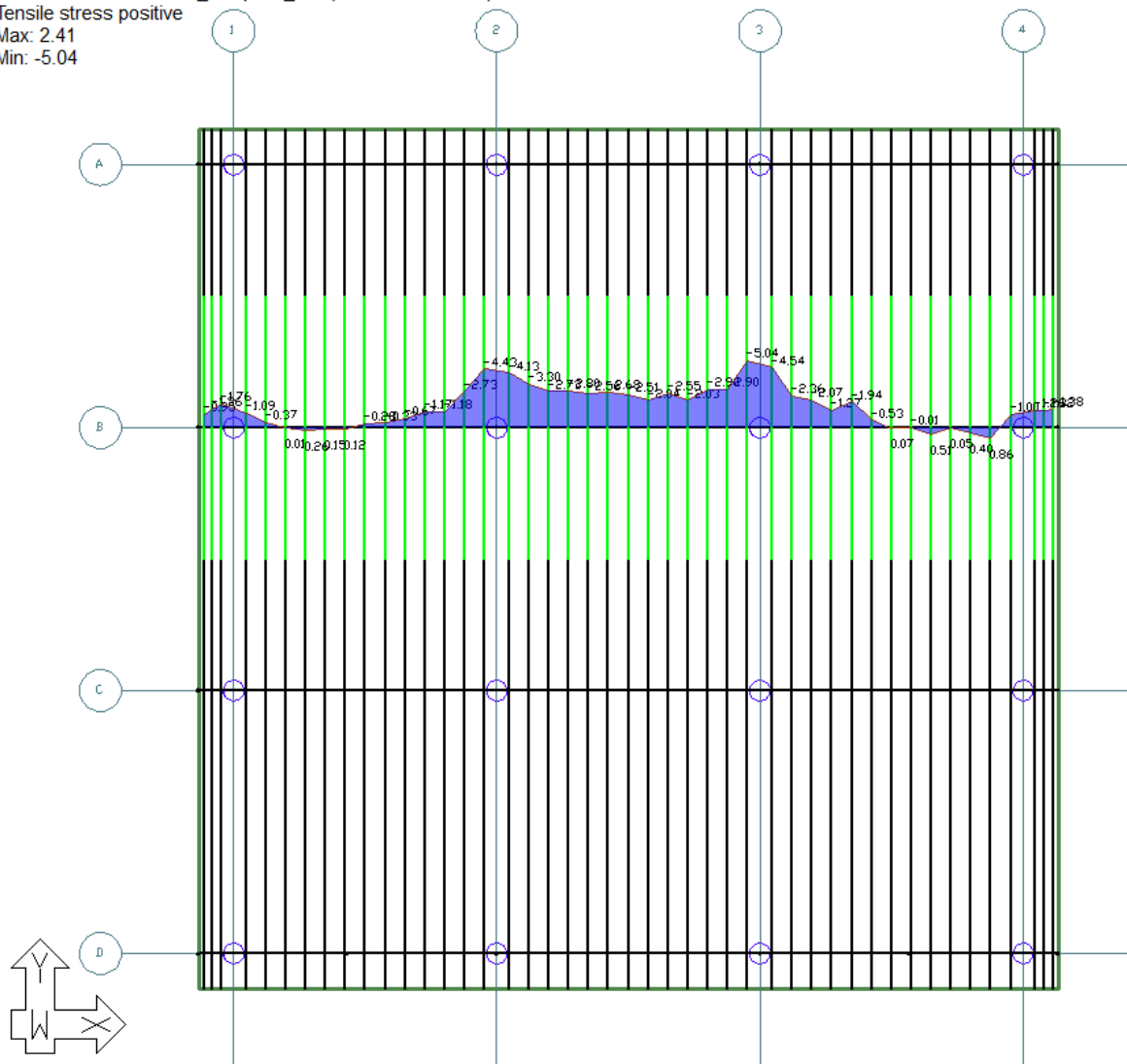
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.96
 Min: -6.96



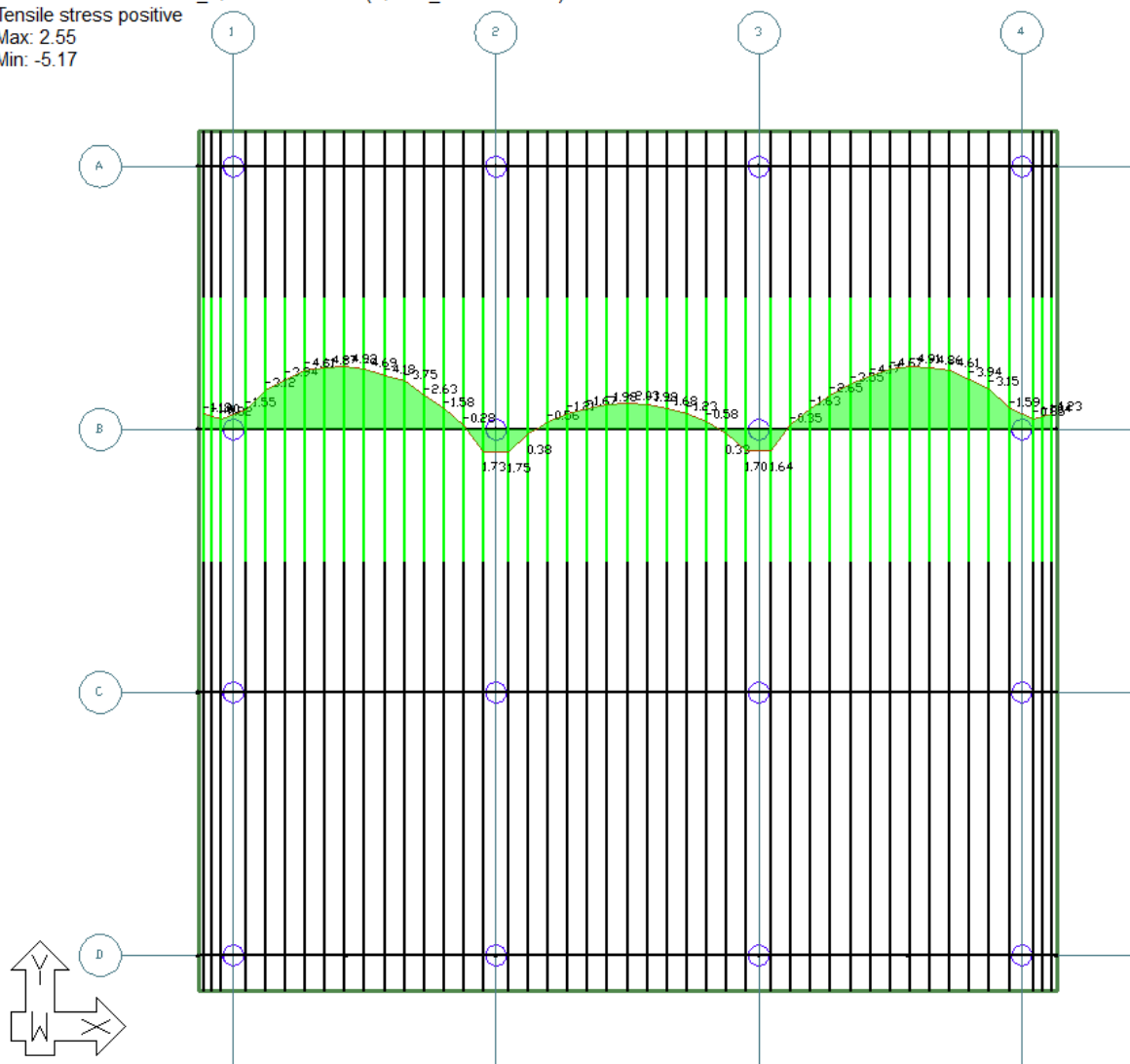
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, mi-nimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.41
 Min: -5.04



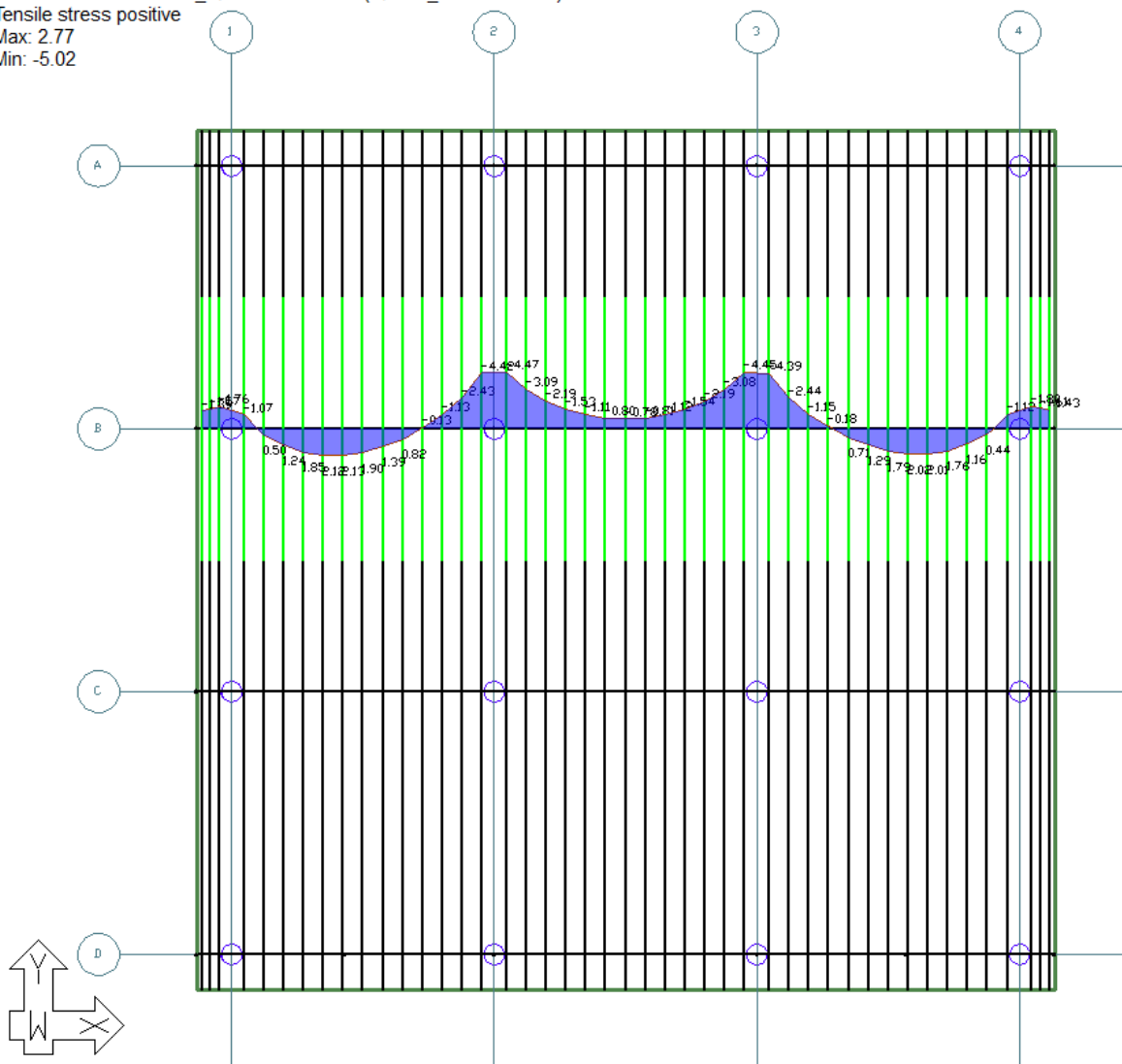
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 2.55
 Min: -5.17



Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 2.77
 Min: -5.02

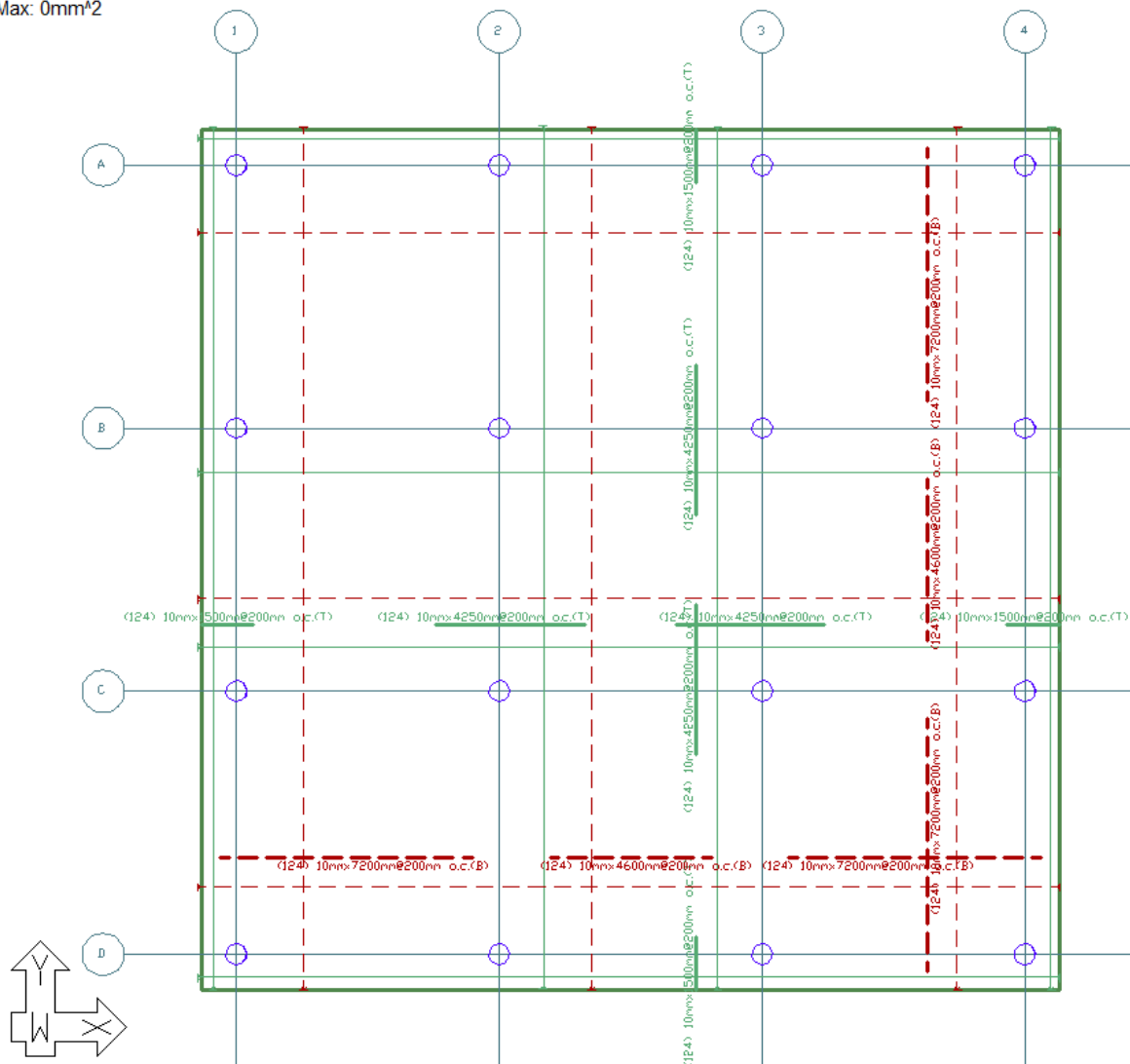


Käyttörajan vaadittu rauditus (= vähimmäisraudoitus)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)

Load Combination: Envelope Service

Max: 0mm²



Käyttörajan vaaditun raudoituksen paino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	496	10mm	7.20	3571.20	2186.65	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
Total				7564.00	4631.44		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	600.25	150.06	4631.44	7.72	30.86	0.00
Total	600.25	150.06	4631.44	7.72	30.86	0.00

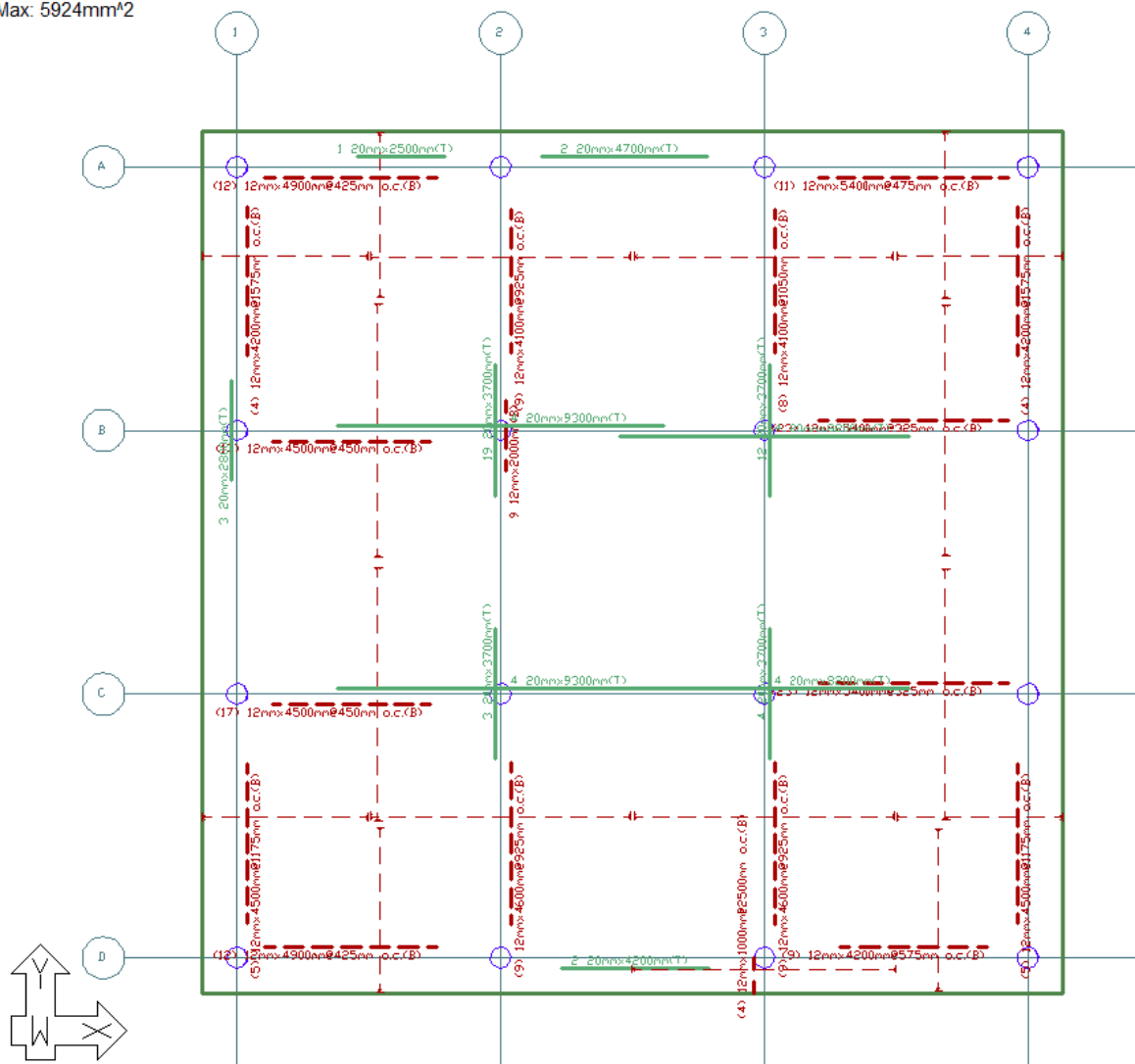
Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Murtorajatilan vaadittu rauditus (käyttörajatilan raudituksen lisäksi)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)

Load Combination: Envelope Strength

Max: 5924mm²



Raudoituksen kokonaispaino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	496	10mm	7.20	3571.20	2186.65	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
5	57	12mm	5.40	307.80	271.39	0.00	0.00
6	24	12mm	4.90	117.60	103.69	0.00	0.00
7	18	12mm	4.60	82.80	73.01	0.00	0.00
8	44	12mm	4.50	198.00	174.58	0.00	0.00
9	17	12mm	4.20	71.40	62.95	0.00	0.00
10	17	12mm	4.10	69.70	61.46	0.00	0.00
11	9	12mm	2.00	18.00	15.87	0.00	0.00
12	4	12mm	1.00	4.00	3.53	0.00	0.00
13	8	20mm	9.30	74.40	182.22	0.00	0.00
14	8	20mm	8.20	65.60	160.67	0.00	0.00
15	2	20mm	4.70	9.40	23.02	0.00	0.00
16	2	20mm	4.20	8.40	20.57	0.00	0.00
17	38	20mm	3.70	140.60	344.36	0.00	0.00
18	3	20mm	2.80	8.40	20.57	0.00	0.00
19	1	20mm	2.50	2.50	6.12	0.00	0.00
Total				8742.60	6155.45		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

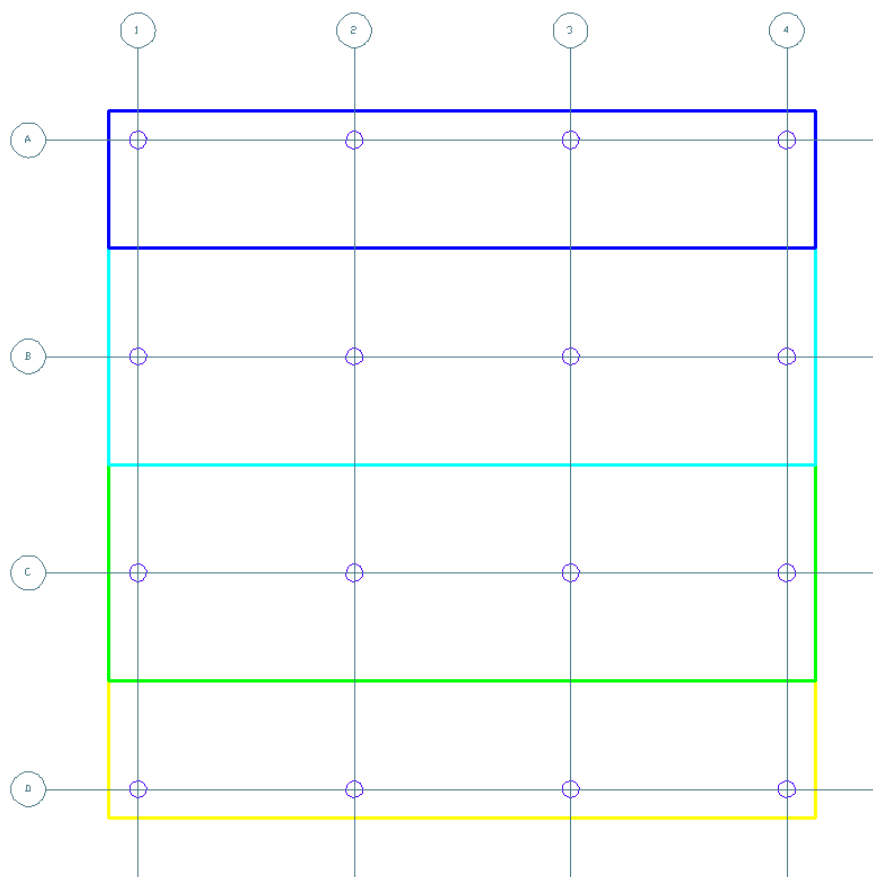
Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

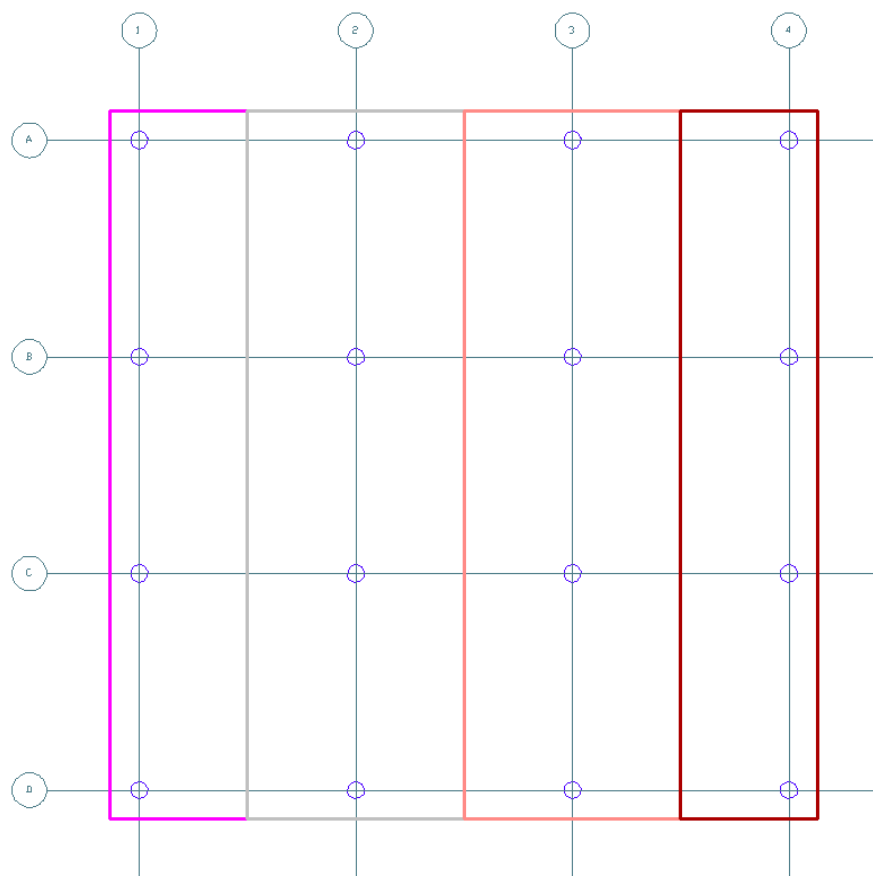
Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	600.25	150.06	6155.45	10.25	41.02	0.00
Total	600.25	150.06	6155.45	10.25	41.02	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Mitoituskaistat x-suunnassa

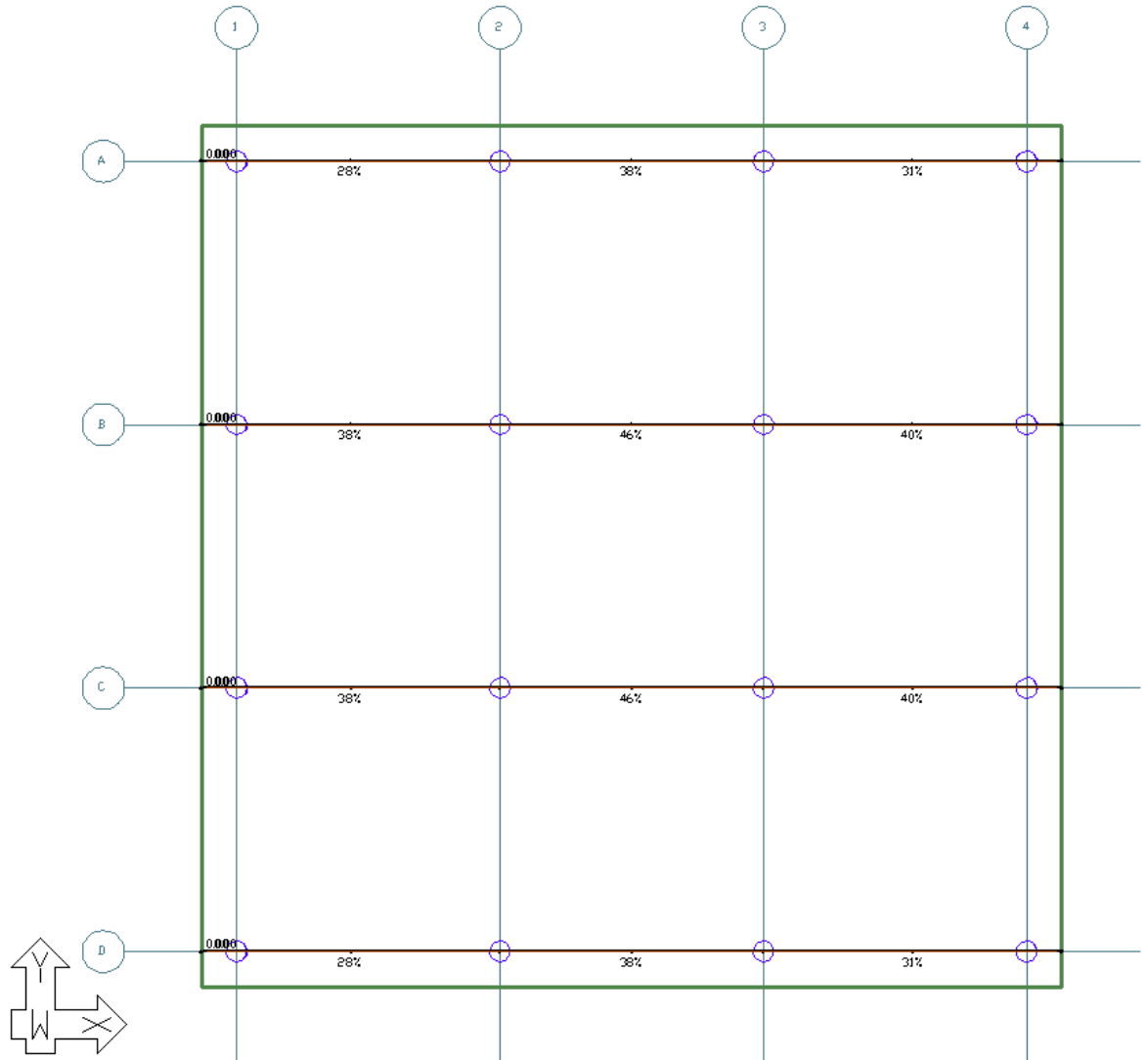


Mitoituskaistat y-suunnassa



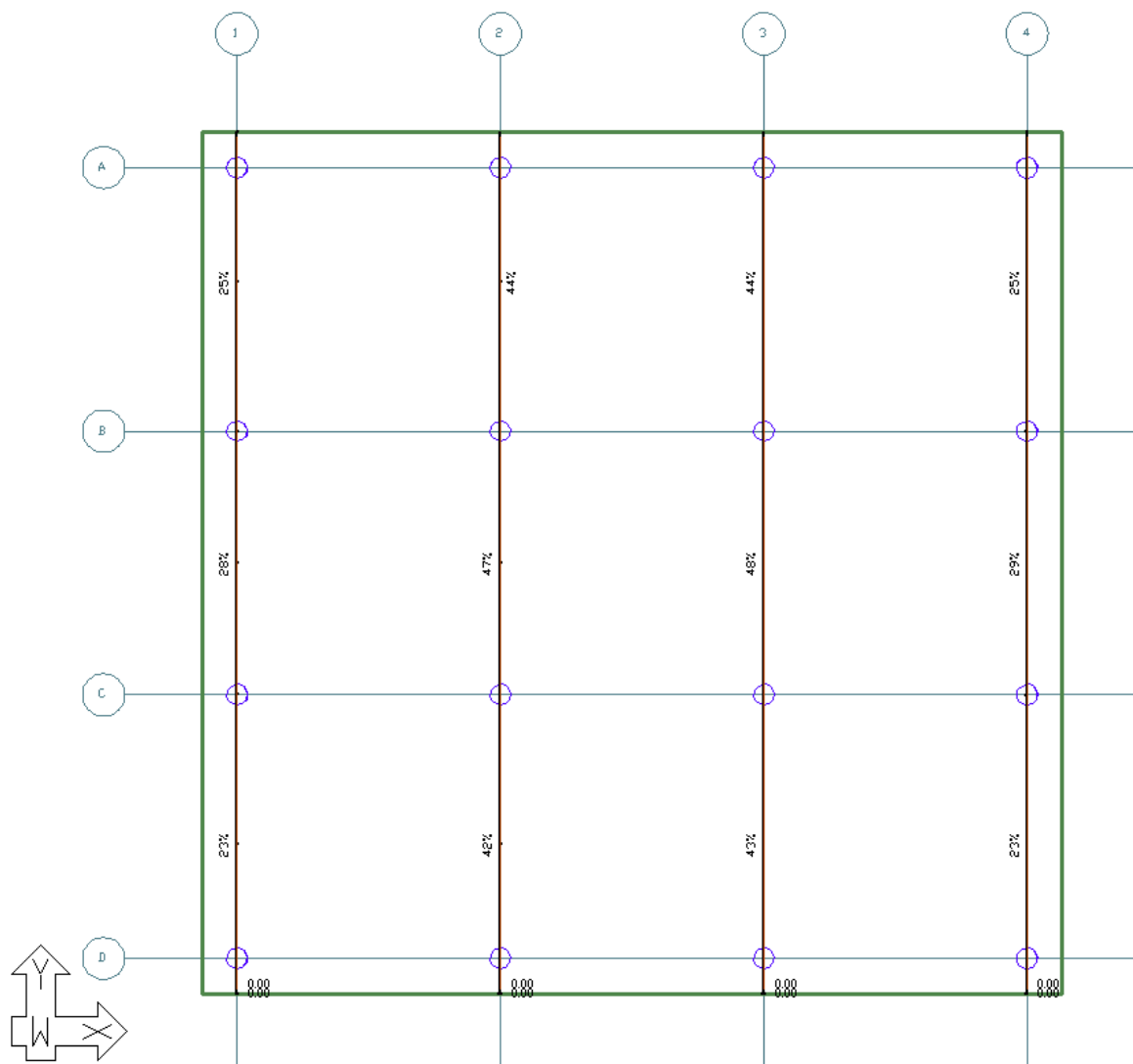
Pysyvän kuorman tasapainotus x-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Pysyvän kuorman tasapainotus y-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Jännittämishetken esijännityksen määrää x-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

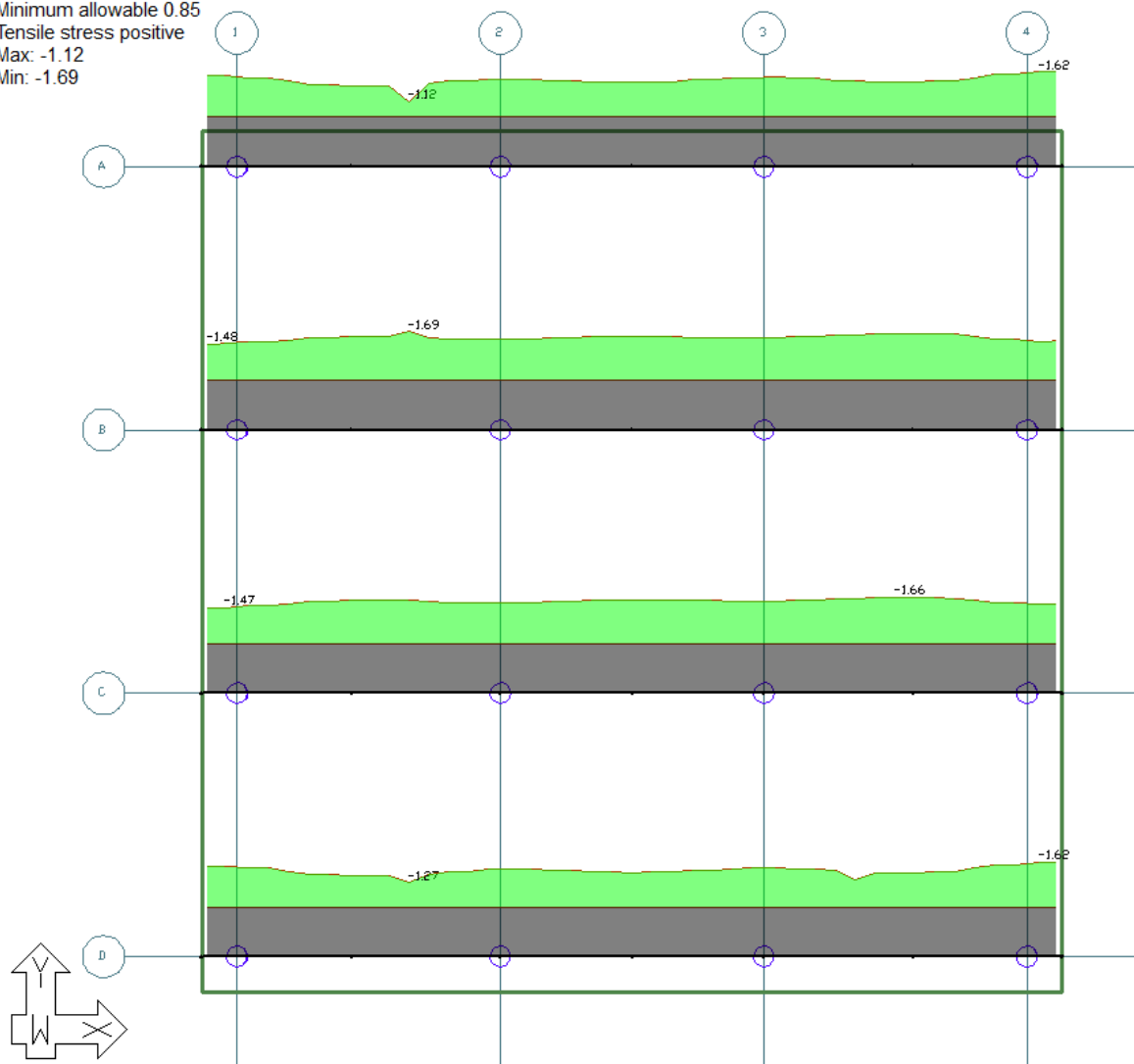
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -1.12

Min: -1.69



Jännittämishetken esijännityksen määrää y-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

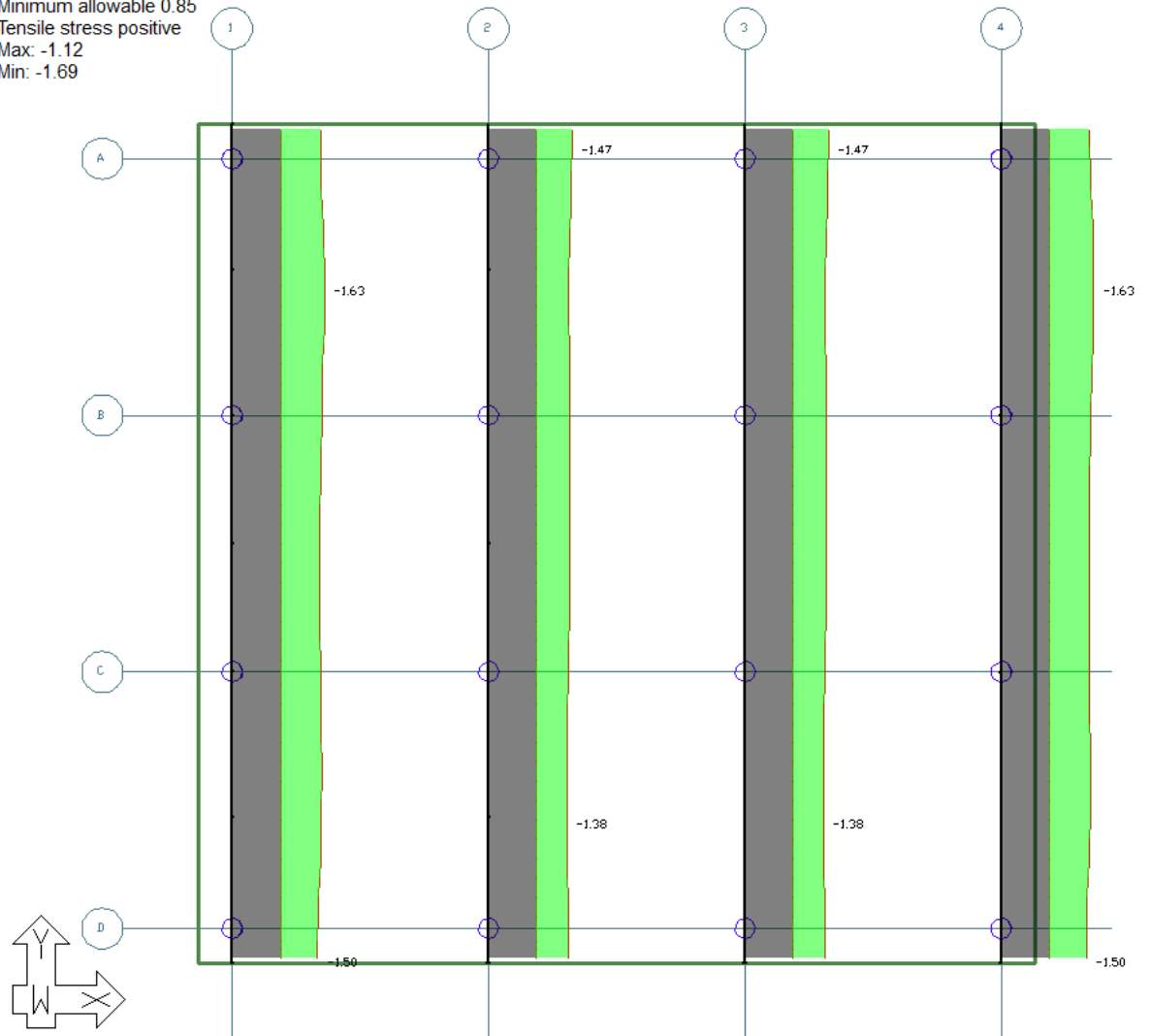
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -1.12

Min: -1.69



LIITE 2: PILARI- JA KESKIKAISTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (EC 2)

Jännittämishetken betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

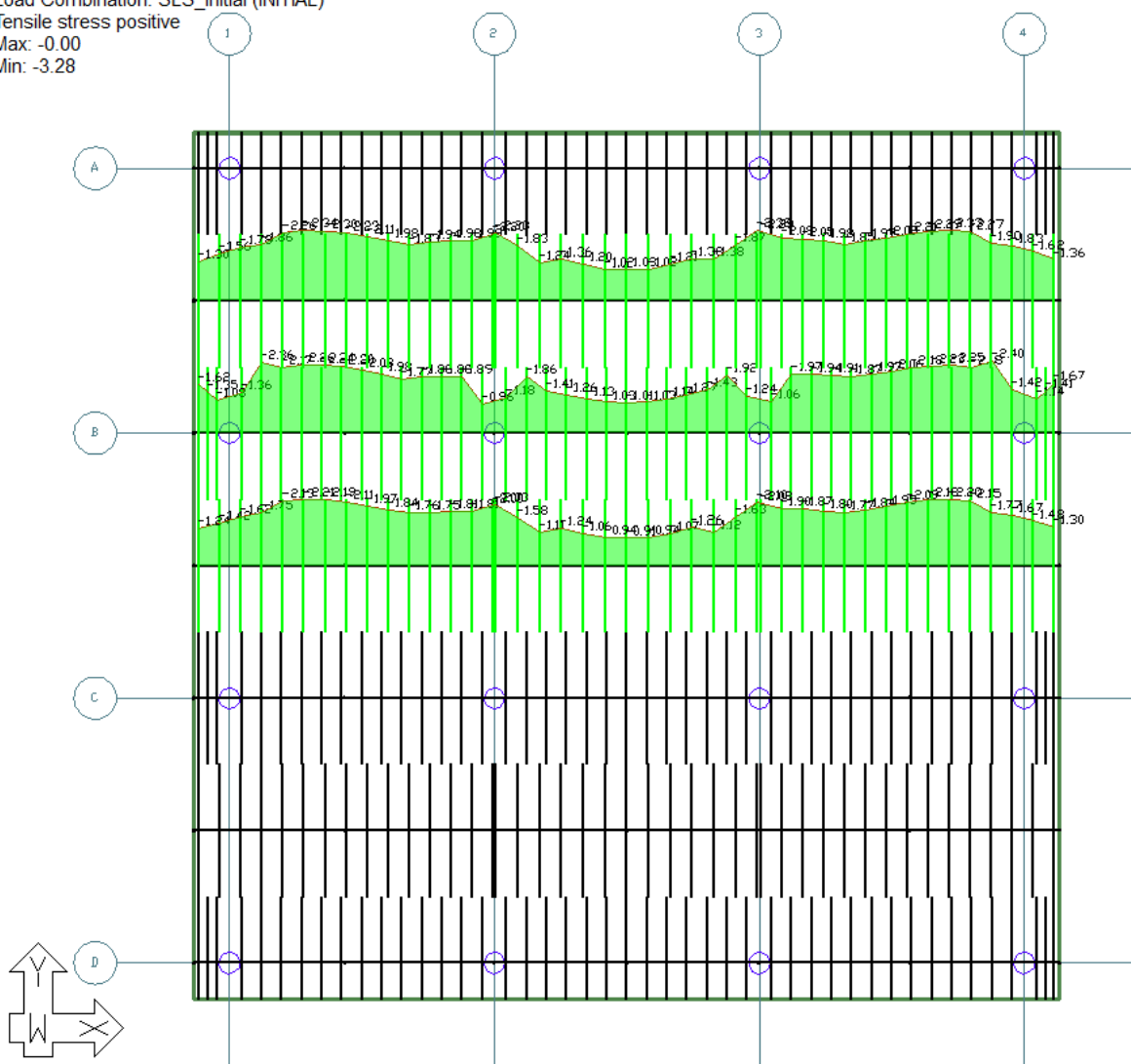
Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)

Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Tensile stress positive

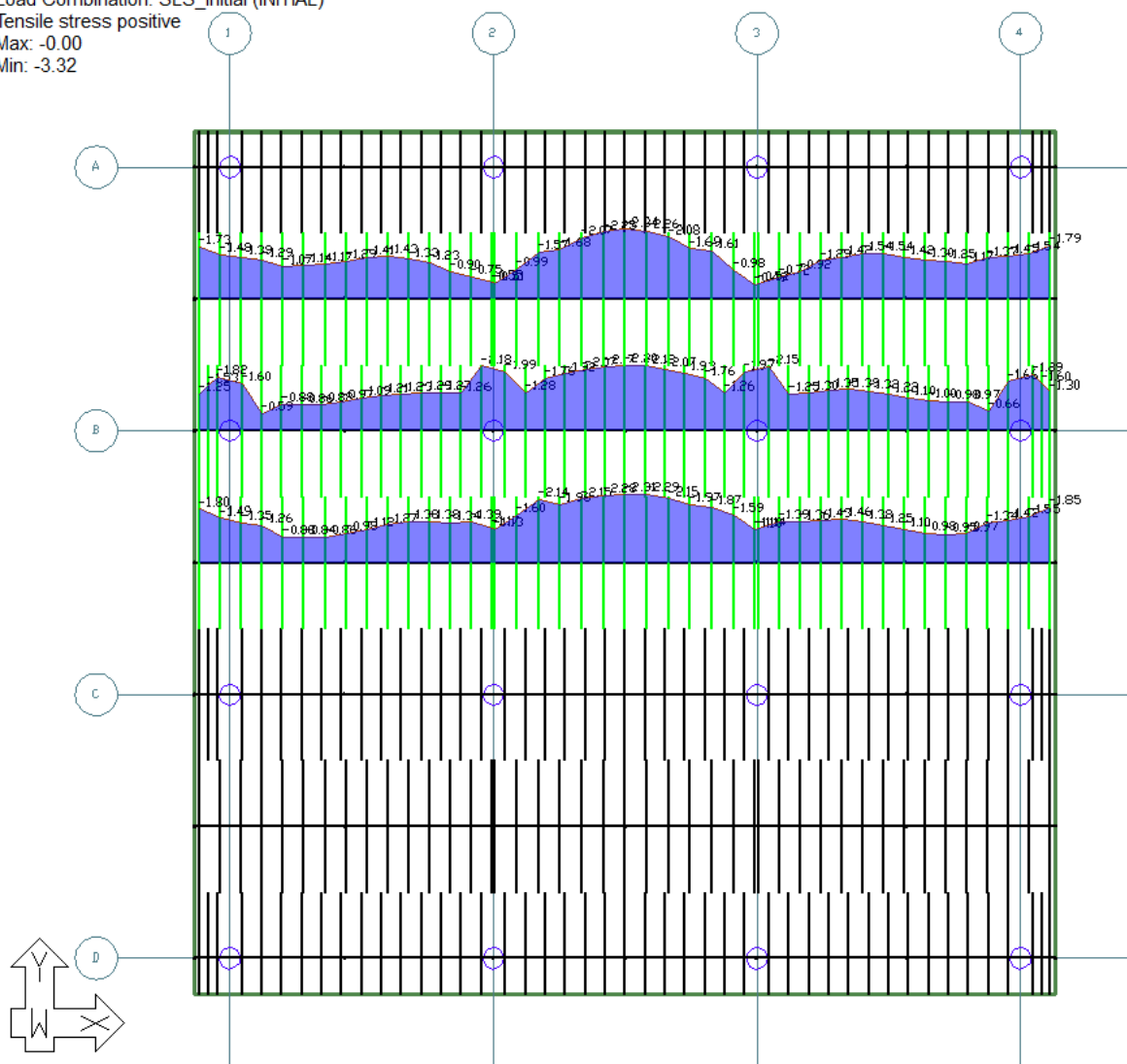
Max: -0.00

Min: -3.28



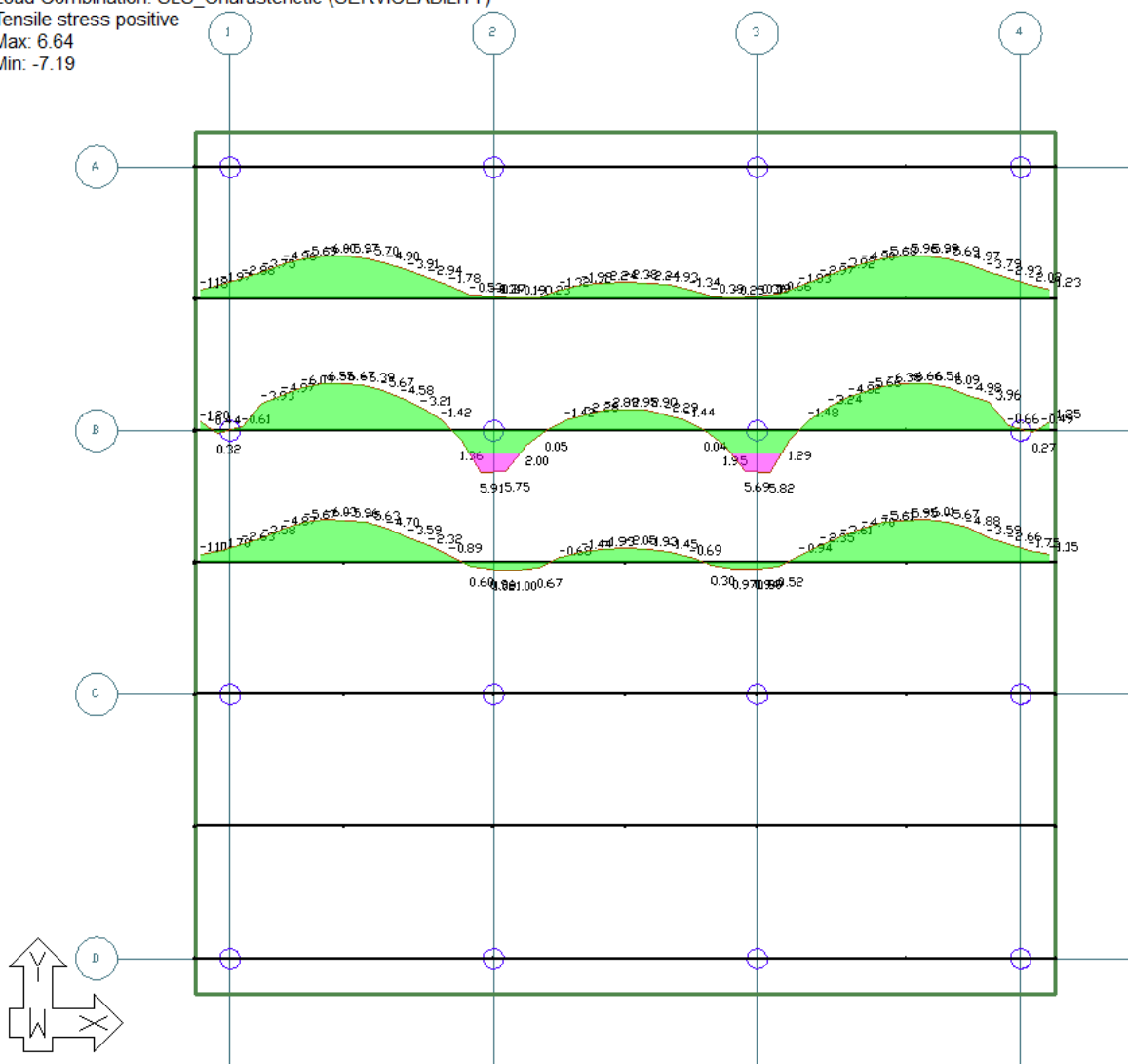
Jännittämishetken betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)
 Tensile stress positive
 Max: -0.00
 Min: -3.32



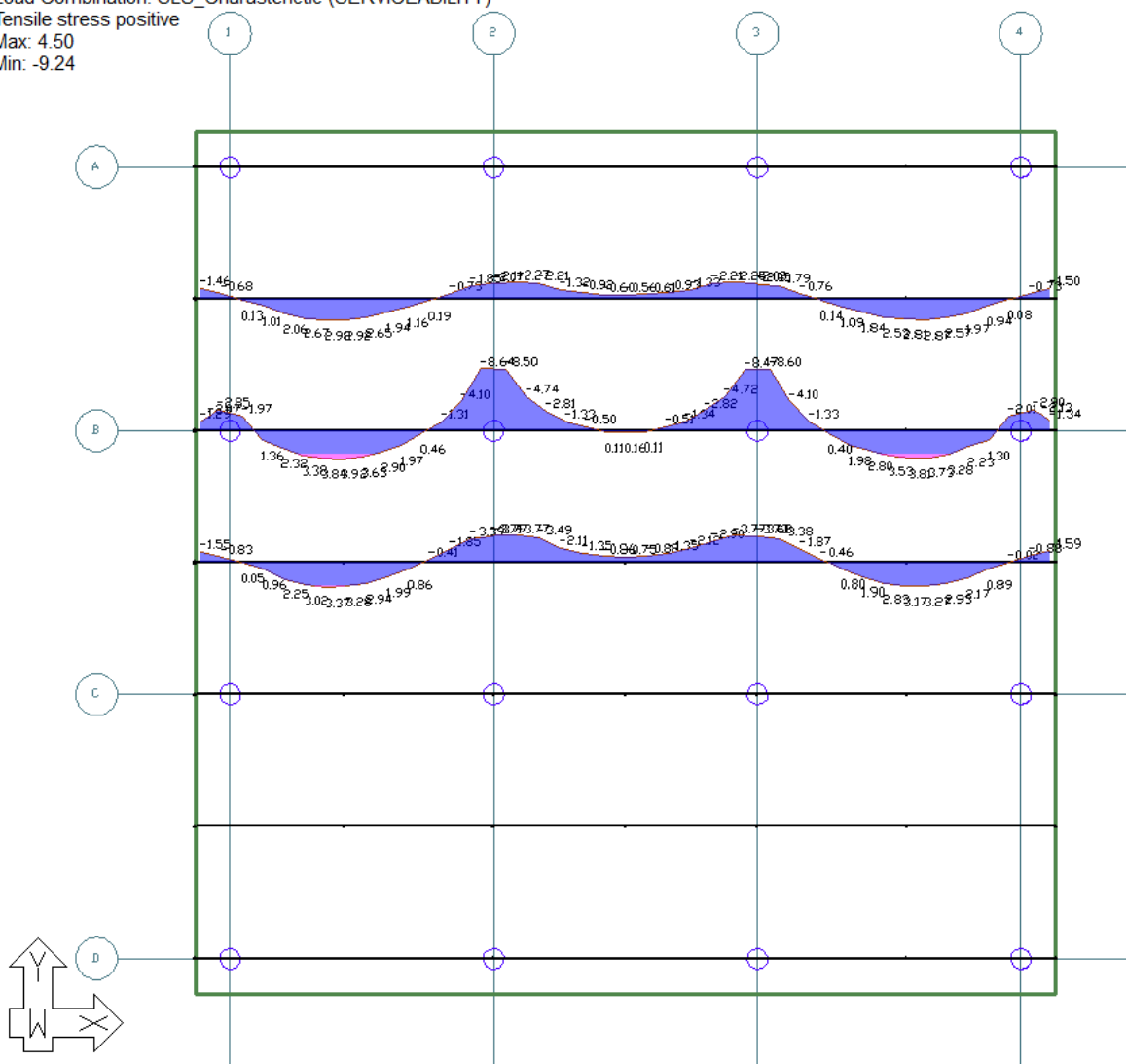
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 6.64
 Min: -7.19



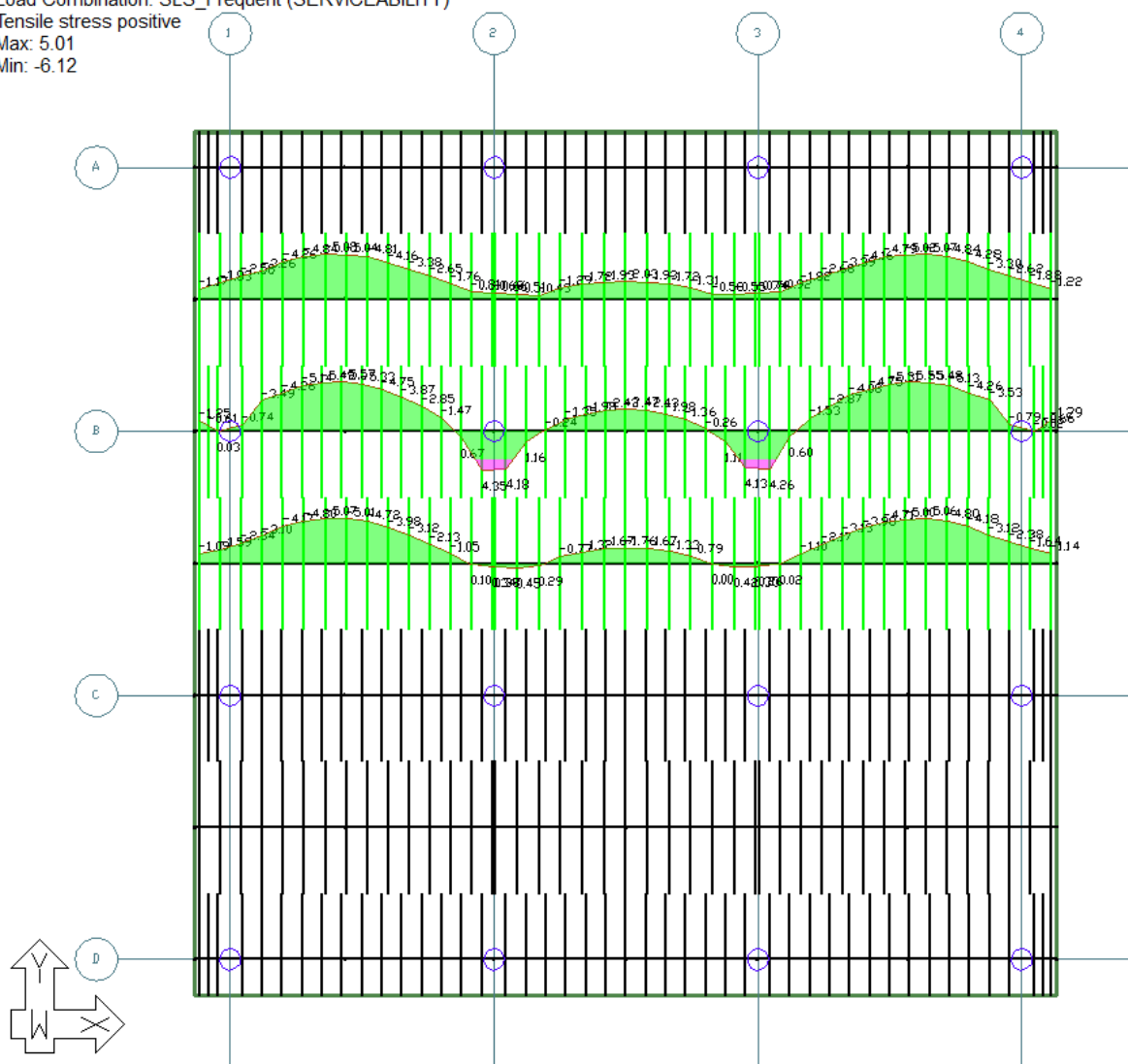
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.50
 Min: -9.24



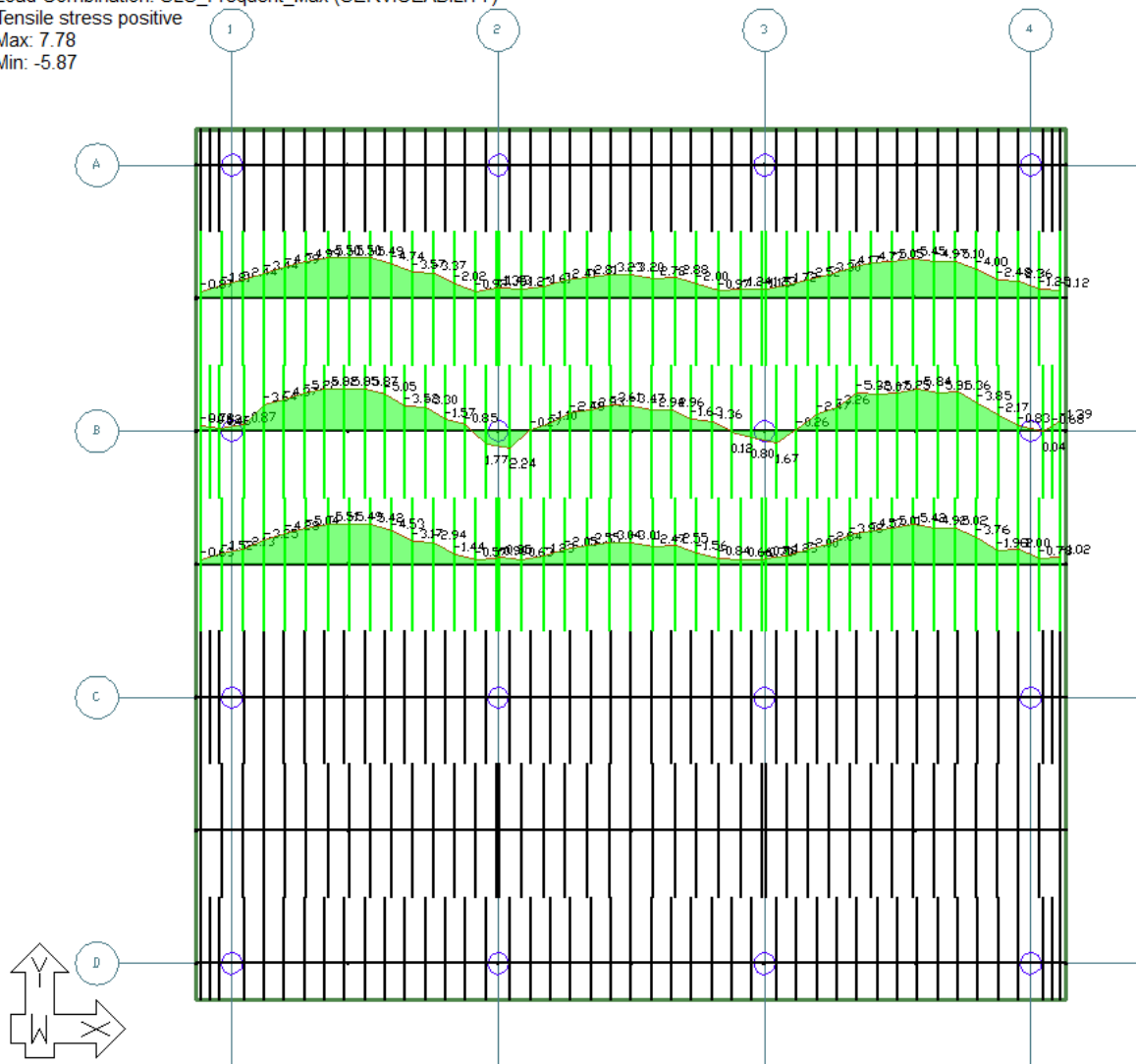
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 5.01
 Min: -6.12



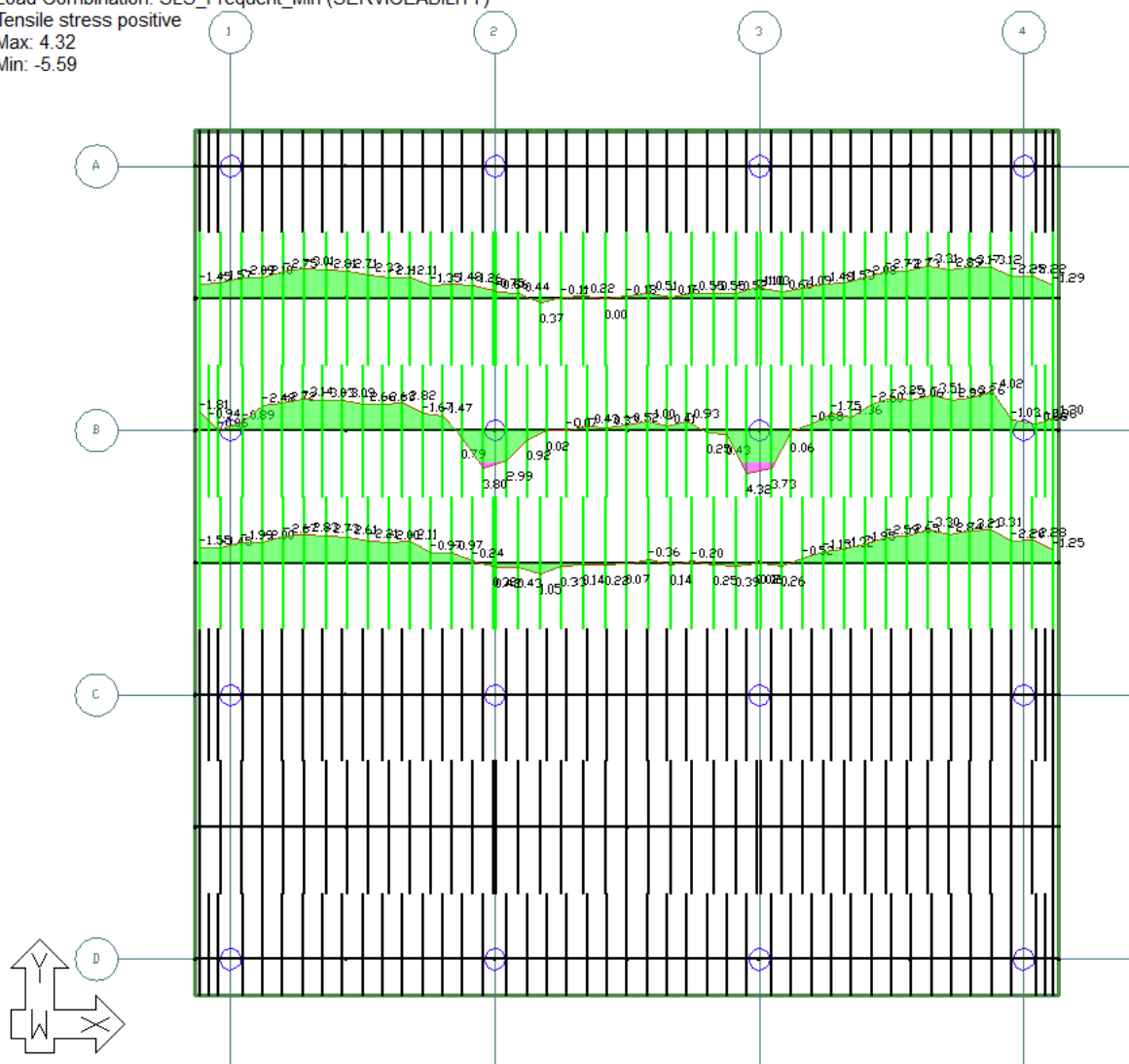
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 7.78
 Min: -5.87



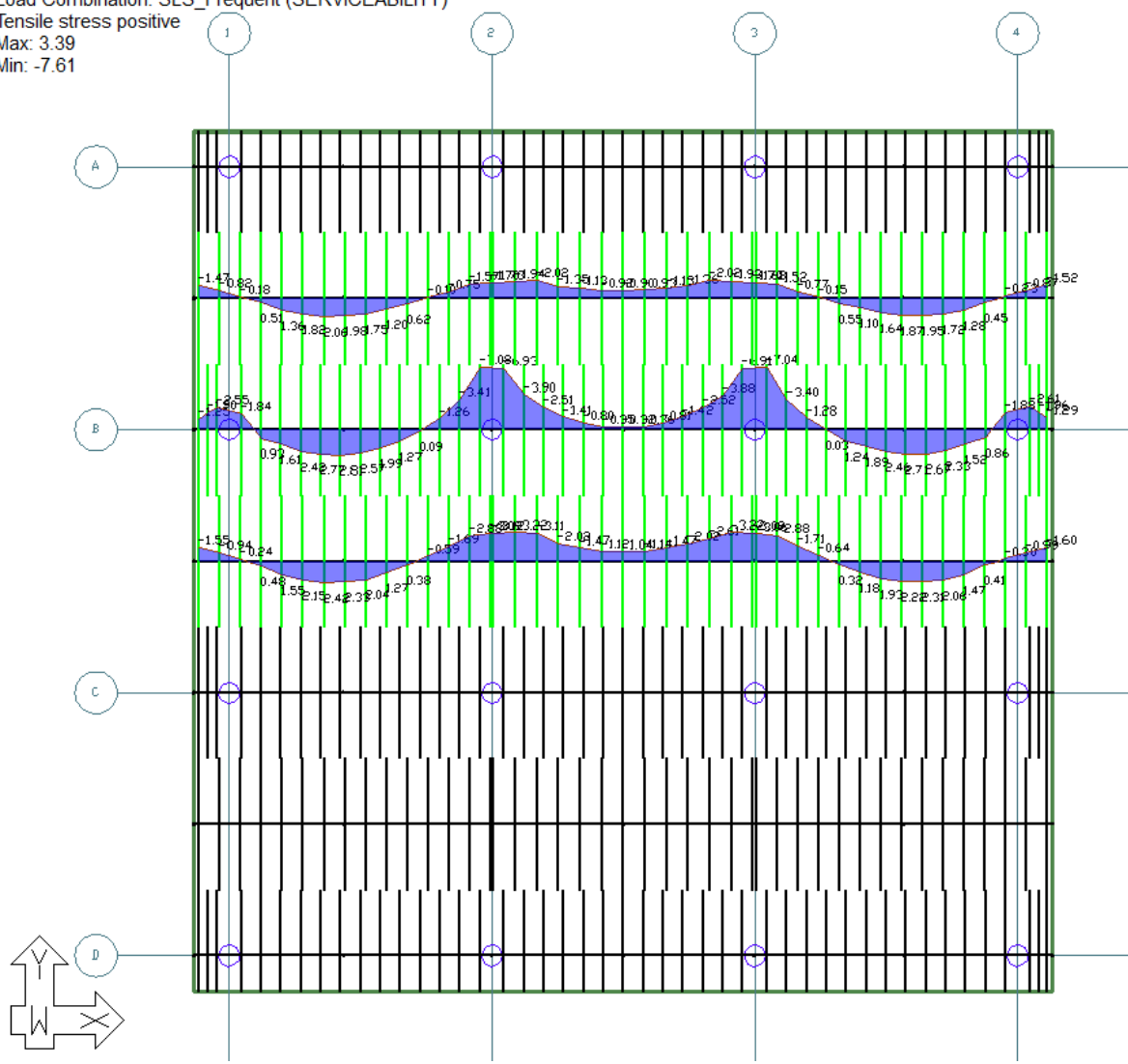
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, mi-
nimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.32
 Min: -5.59



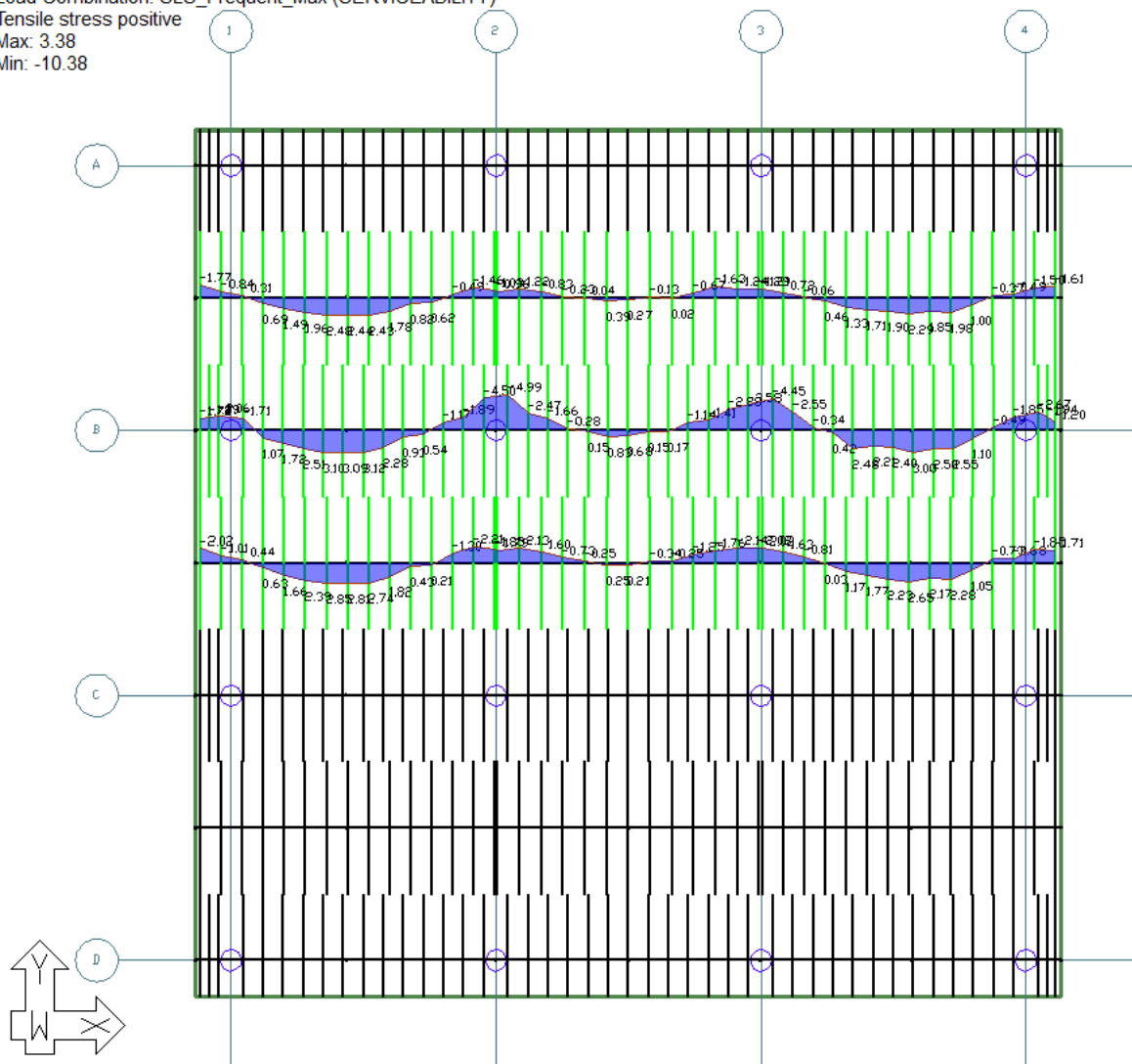
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 3.39
 Min: -7.61



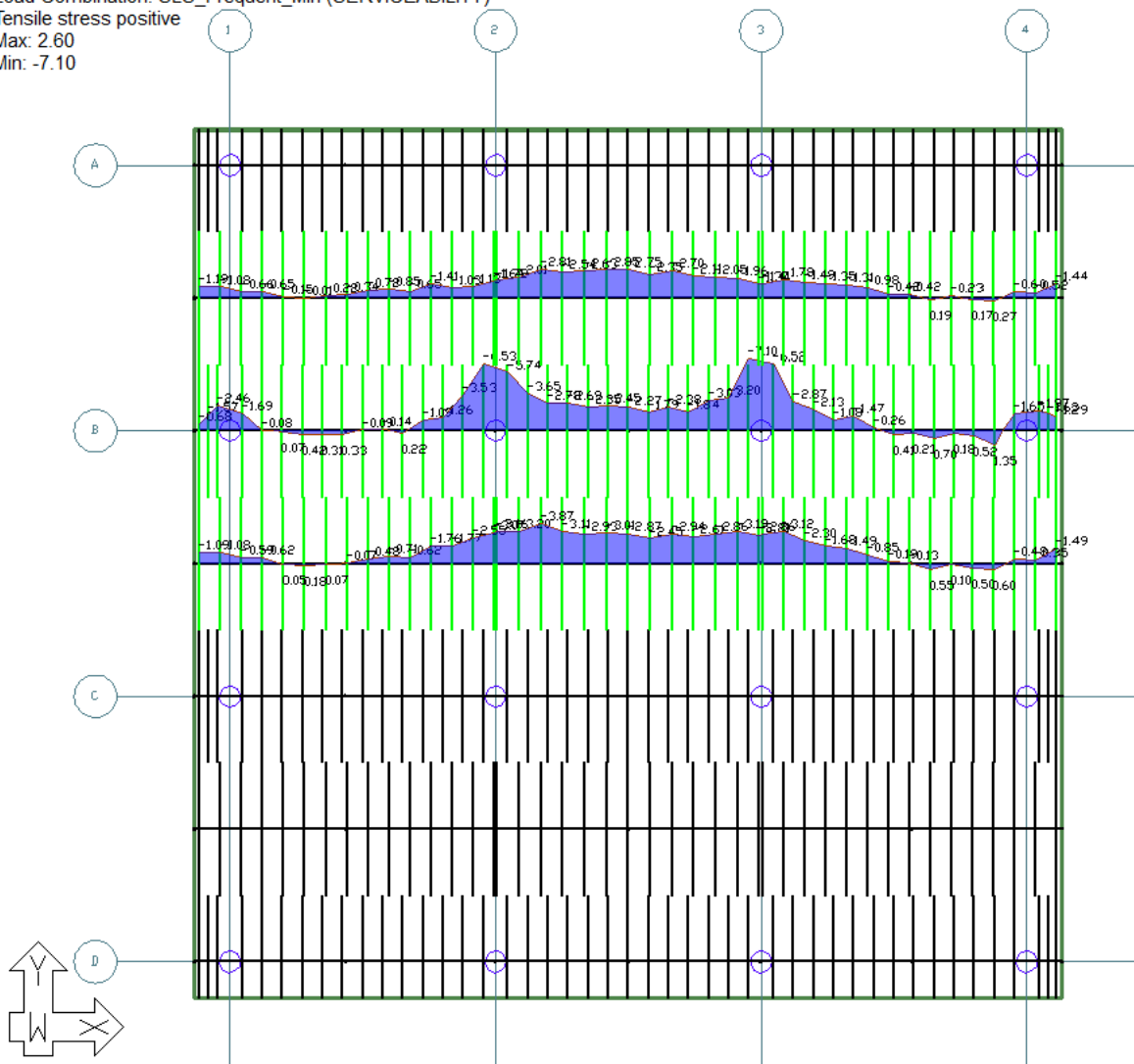
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 3.38
 Min: -10.38



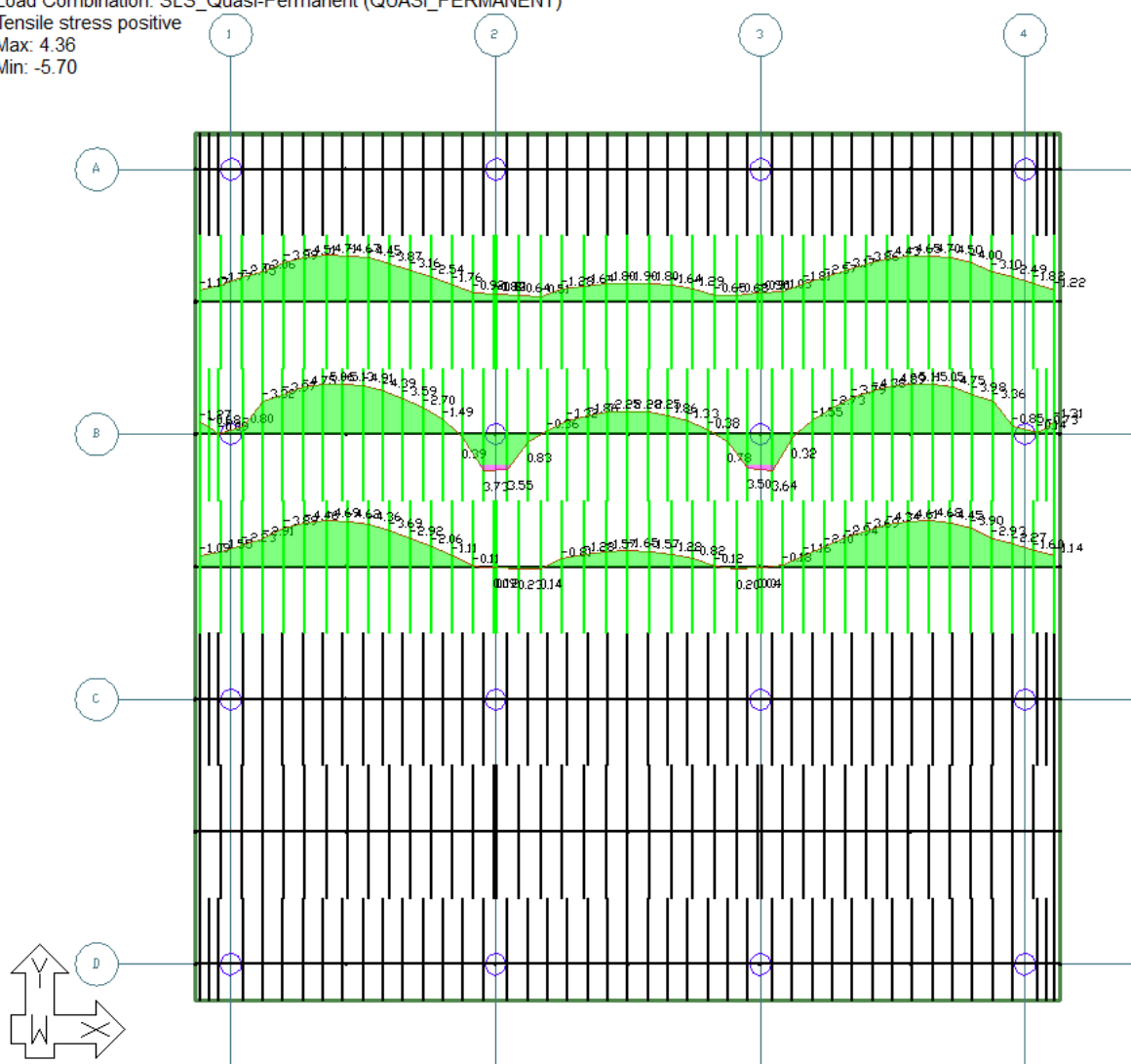
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, mi-nimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.60
 Min: -7.10



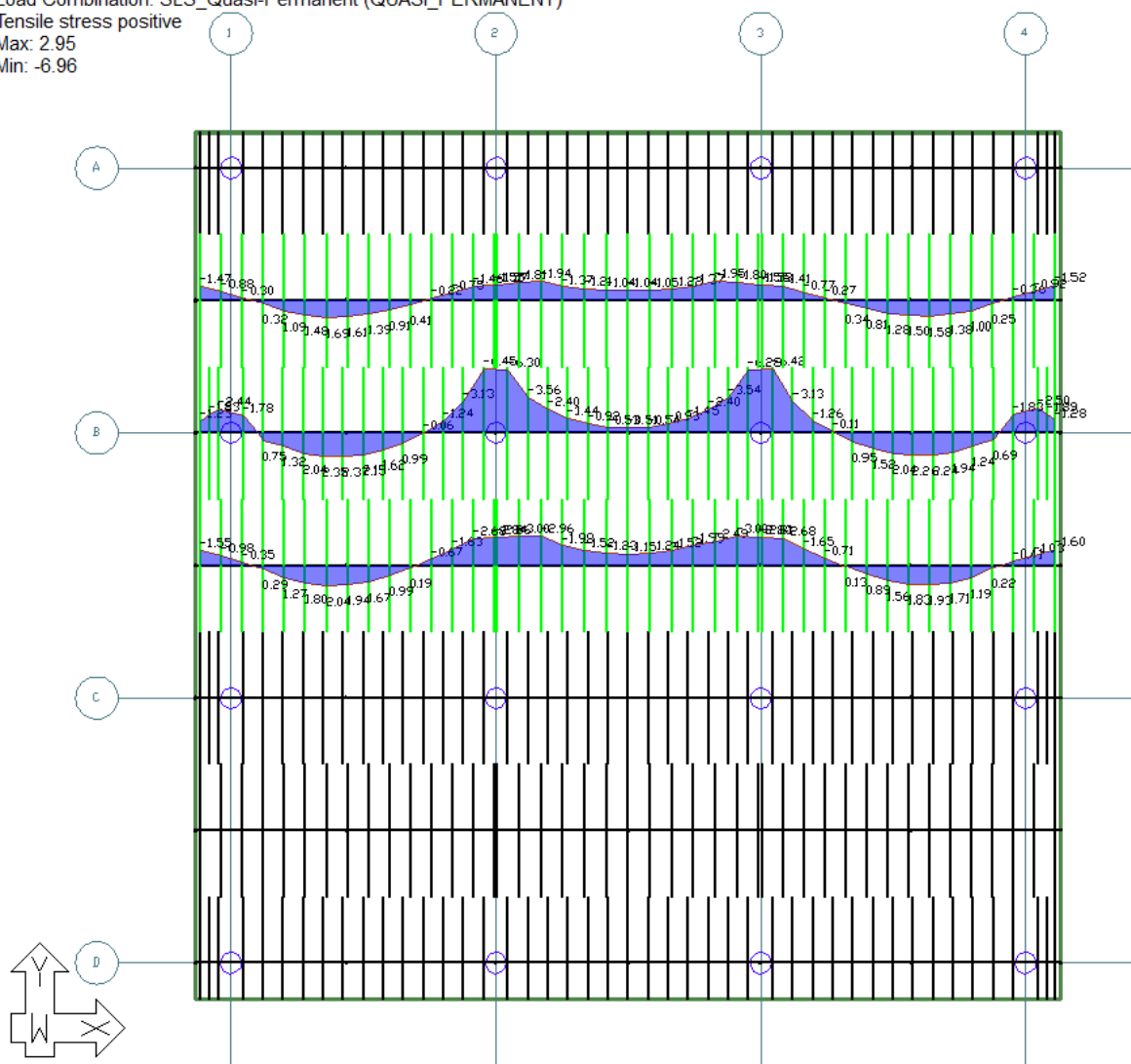
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 4.36
 Min: -5.70



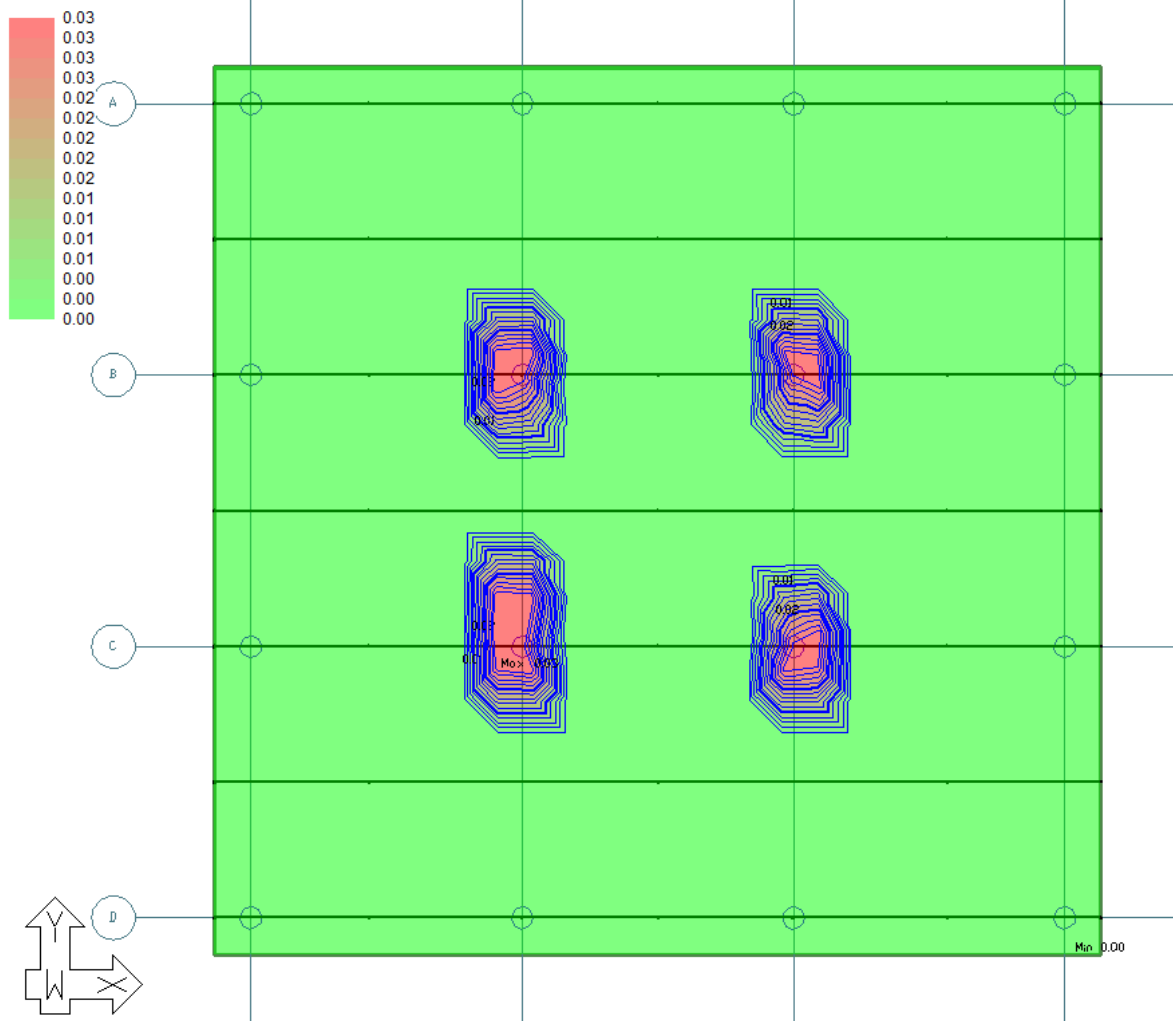
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 2.95
 Min: -6.96



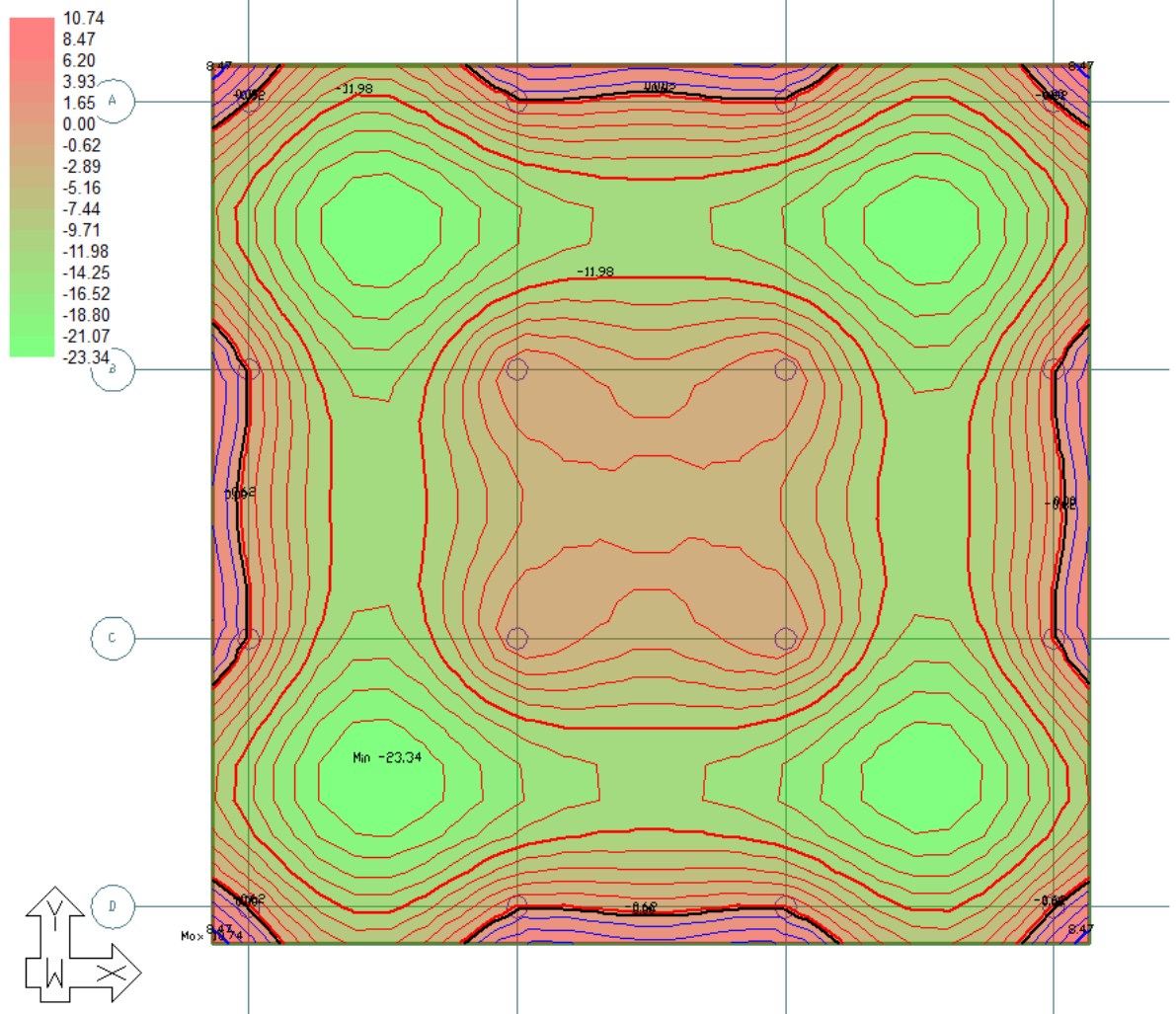
Pitkäaikaisyhdistelmän halkeaman leveys x-suunnassa [mm]

Slab, Actions (contour map), Cracks along strip Y - (width) (mm)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Max 0.03@(9.62, 8.74, 3.00)
 Min 0.00@(25.38, 0.88, 3.00)



Laatan pitkäaikainen taipuma viruma huomioon ottaen (halkeillut poikkileikkaus) [mm]

Slab, Deformation, Z-Translation (mm)
 Load Combination: cracked_SLS_Long_Term
 Max 10.74@(0.88, 0.88, 3.00)
 Min -23.34@(5.78, 5.87, 3.00)

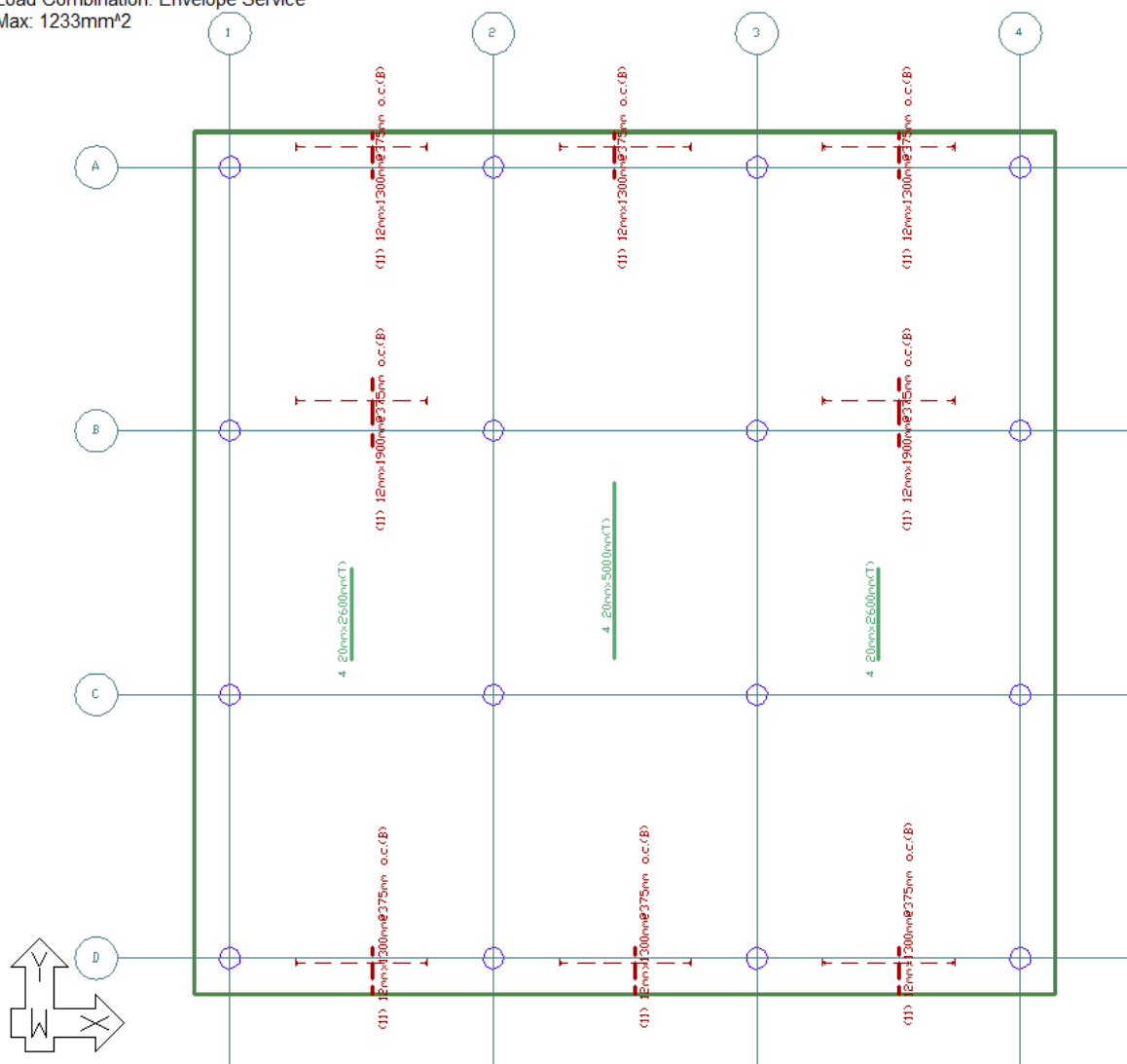


Käyttörajan vaadittu rauditus (vähimmäisraudoituksen lisäksi)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)

Load Combination: Envelope Service

Max: 1233mm²



Käyttörajan vaaditun raudoituksen paino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	496	10mm	7.20	3571.20	2186.65	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
5	22	12mm	1.90	41.80	36.86	0.00	0.00
6	66	12mm	1.30	85.80	75.65	0.00	0.00
7	4	20mm	5.00	20.00	48.98	0.00	0.00
8	8	20mm	2.60	20.80	50.94	0.00	0.00
Total				7732.40	4843.87		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

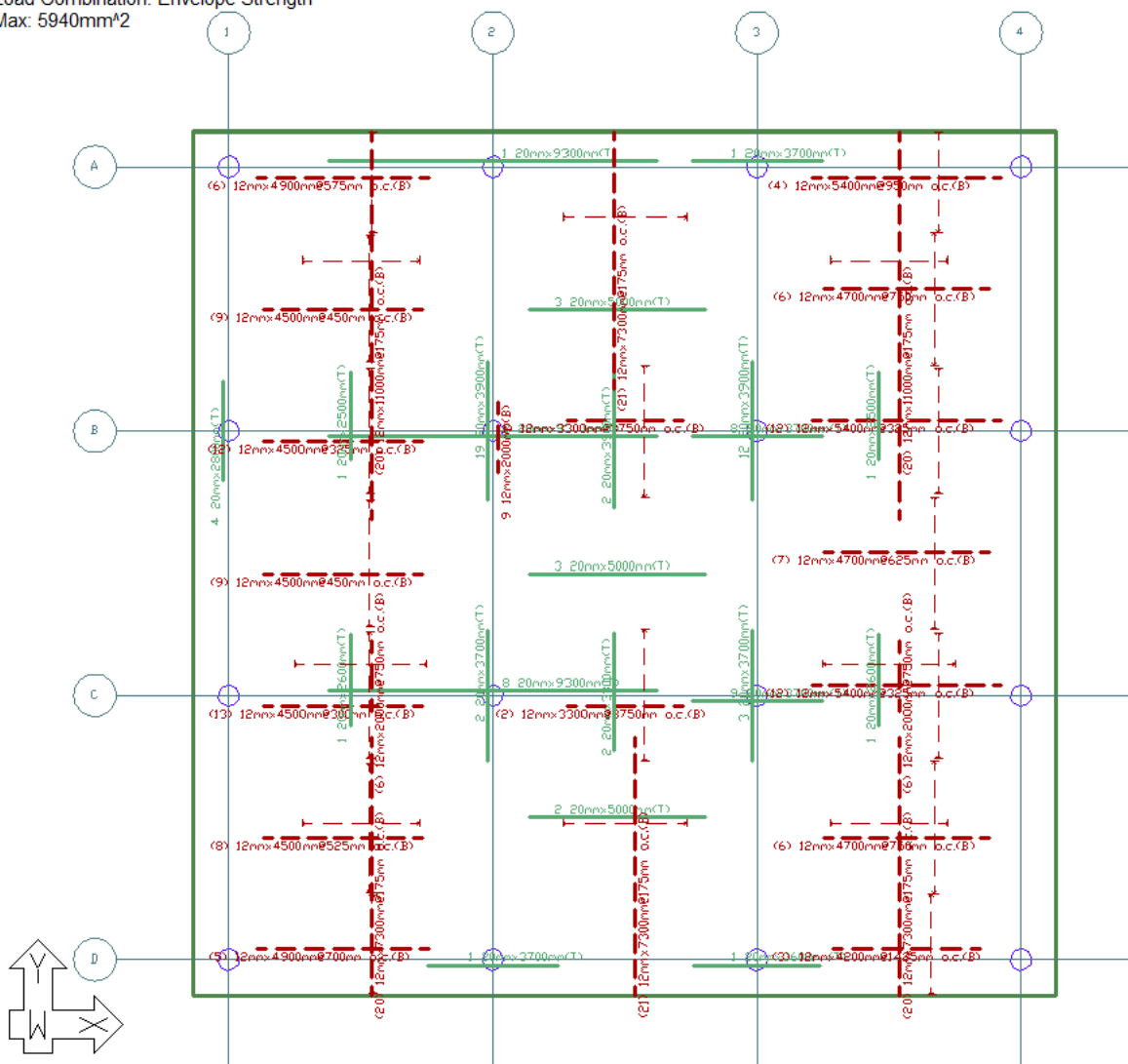
Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	600.25	150.06	4843.87	8.07	32.28	0.00
Total	600.25	150.06	4843.87	8.07	32.28	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Murtorajatilan vaadittu rauditus (käyttörajatilan raudoituksen lisäksi)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)
 Load Combination: Envelope Strength
 Max: 5940mm²



Raudoituksen kokonaispaino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	496	10mm	7.20	3571.20	2186.65	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
5	40	12mm	11.00	440.00	387.95	0.00	0.00
6	82	12mm	7.30	598.60	527.79	0.00	0.00
7	28	12mm	5.40	151.20	133.31	0.00	0.00
8	11	12mm	4.90	53.90	47.52	0.00	0.00
9	19	12mm	4.70	89.30	78.74	0.00	0.00
10	51	12mm	4.50	229.50	202.35	0.00	0.00
11	3	12mm	4.20	12.60	11.11	0.00	0.00
12	3	12mm	3.30	9.90	8.73	0.00	0.00
13	21	12mm	2.00	42.00	37.03	0.00	0.00
14	17	20mm	9.30	158.10	387.22	0.00	0.00
15	8	20mm	5.00	40.00	97.97	0.00	0.00
16	33	20mm	3.90	128.70	315.21	0.00	0.00
17	24	20mm	3.70	88.80	217.49	0.00	0.00
18	1	20mm	3.60	3.60	8.82	0.00	0.00
19	2	20mm	3.30	6.60	16.16	0.00	0.00
20	4	20mm	2.80	11.20	27.43	0.00	0.00
21	2	20mm	2.60	5.20	12.74	0.00	0.00
22	2	20mm	2.50	5.00	12.25	0.00	0.00
Total				9638.20	7161.26		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

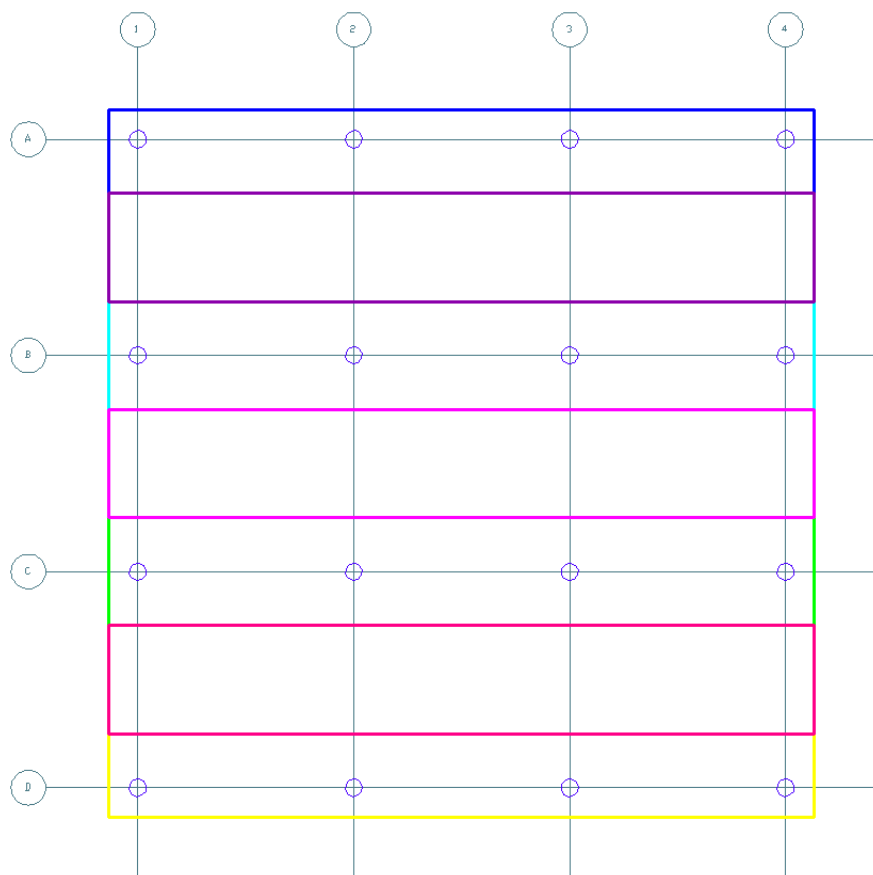
Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

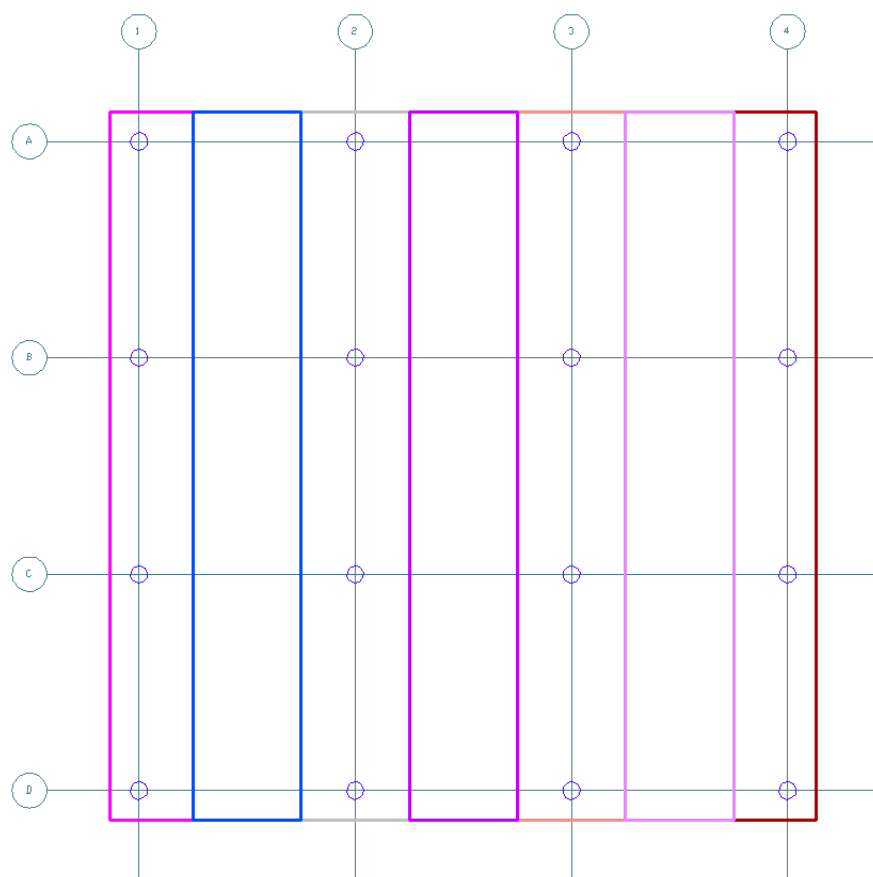
Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	600.25	150.06	7161.26	11.93	47.72	0.00
Total	600.25	150.06	7161.26	11.93	47.72	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Mitoituskaistat x-suunnassa

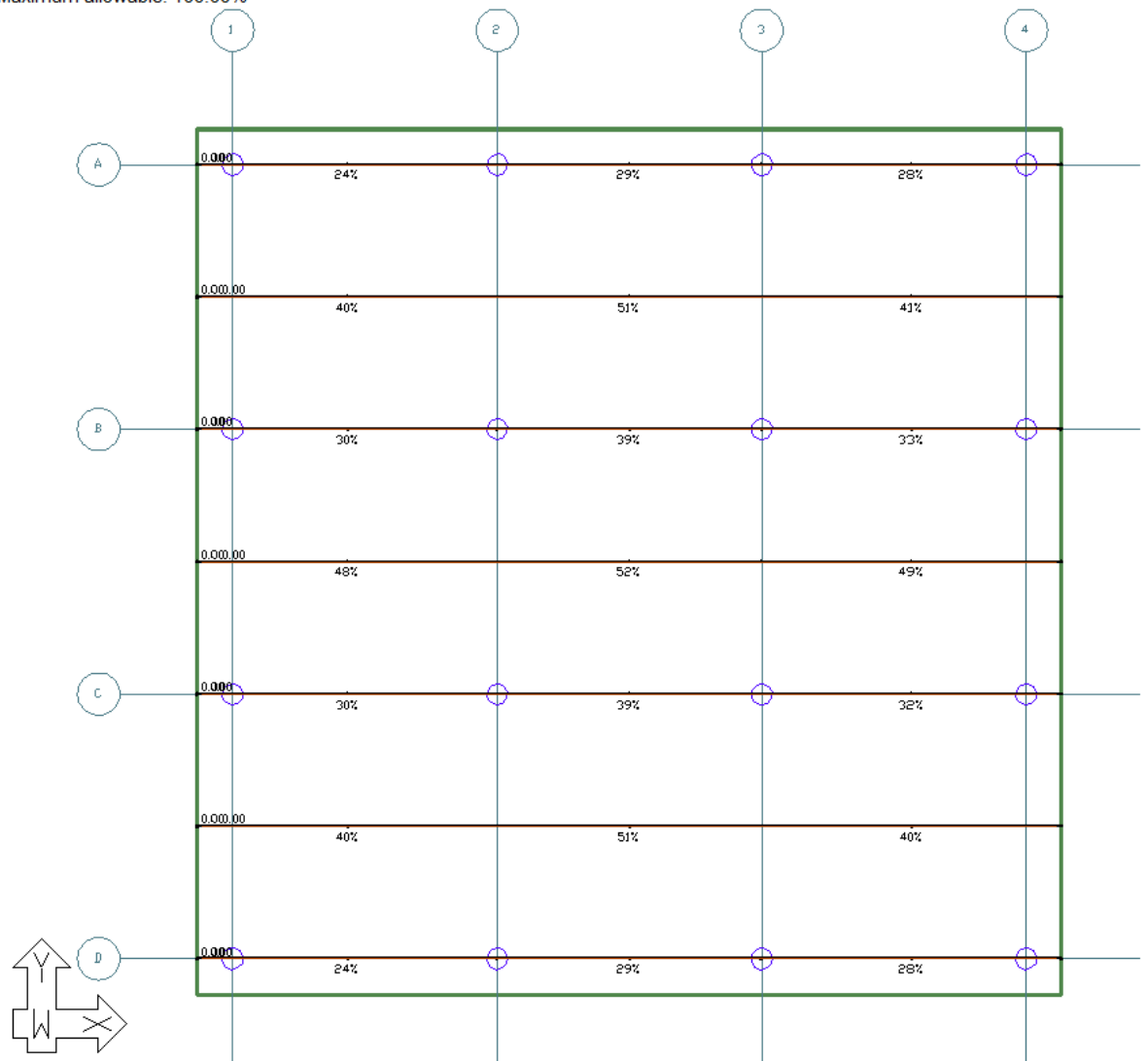


Mitoituskaistat y-suunnassa



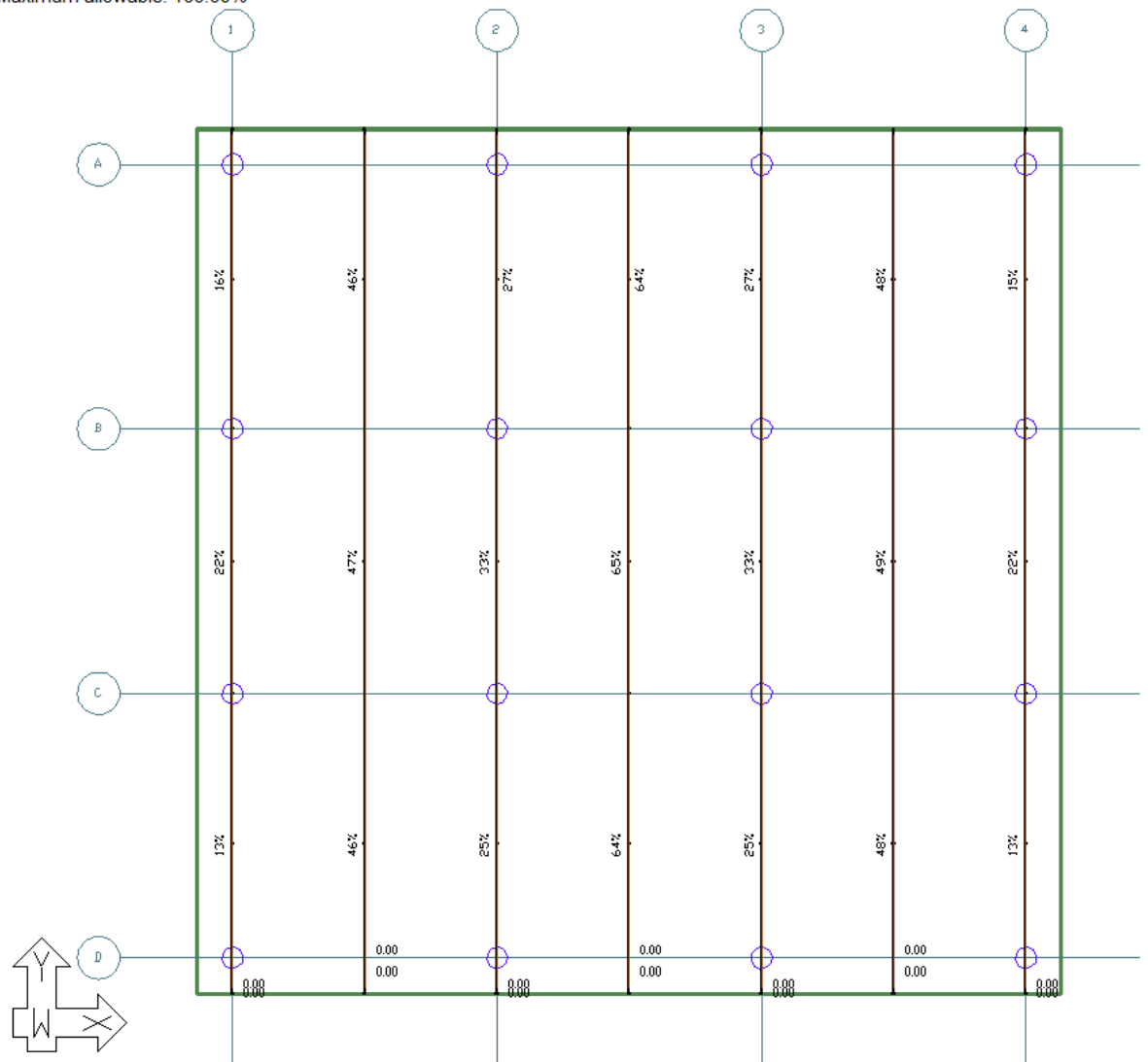
Pysyvän kuorman tasapainotus x-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
 Maximum allowable: 100.00%



Pysyvän kuorman tasapainotus y-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
 Maximum allowable: 100.00%



Jännittämishetken esijännityksen määrää x-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

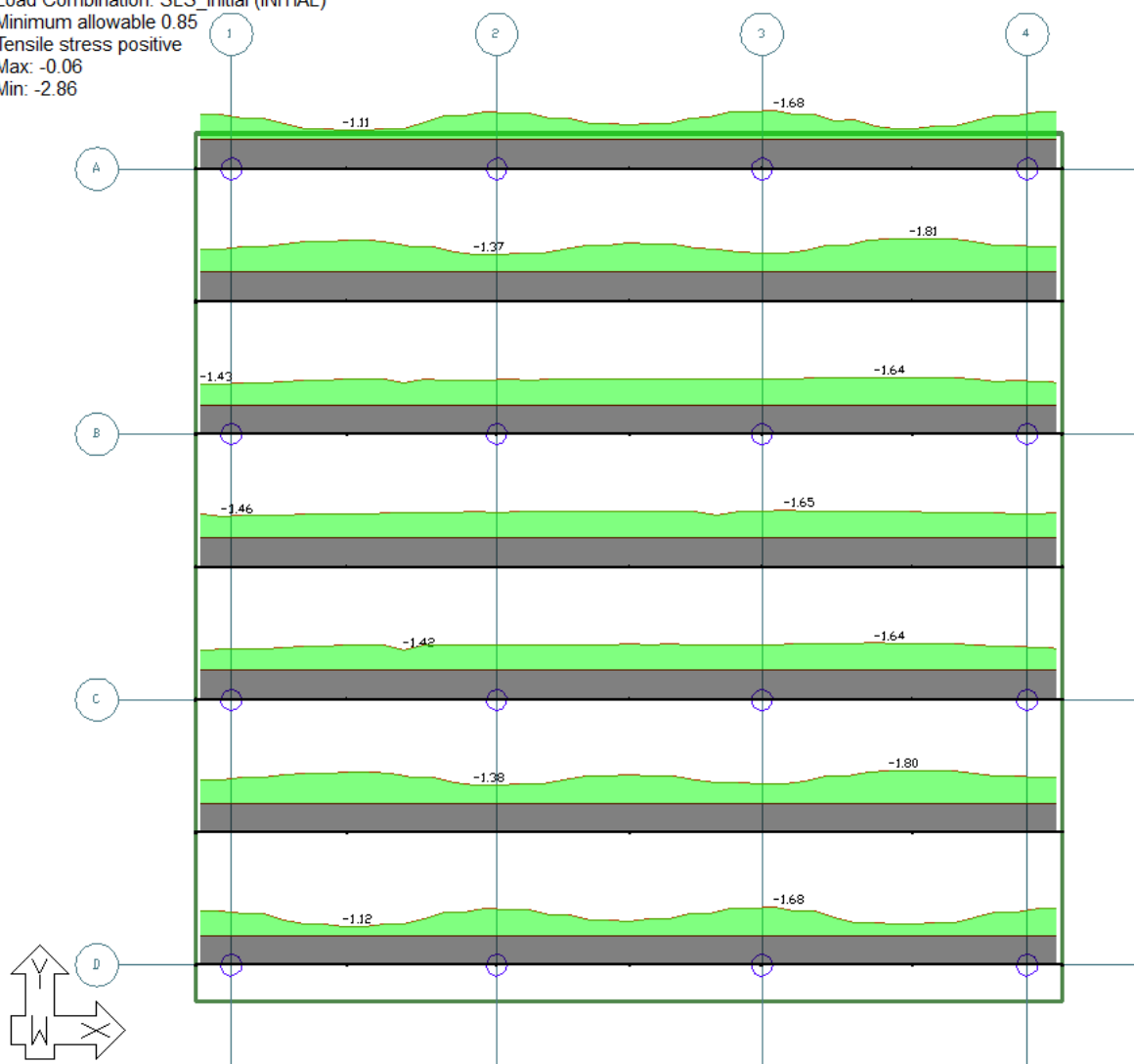
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -0.06

Min: -2.86



Jännittämishetken esijännityksen määrää y-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

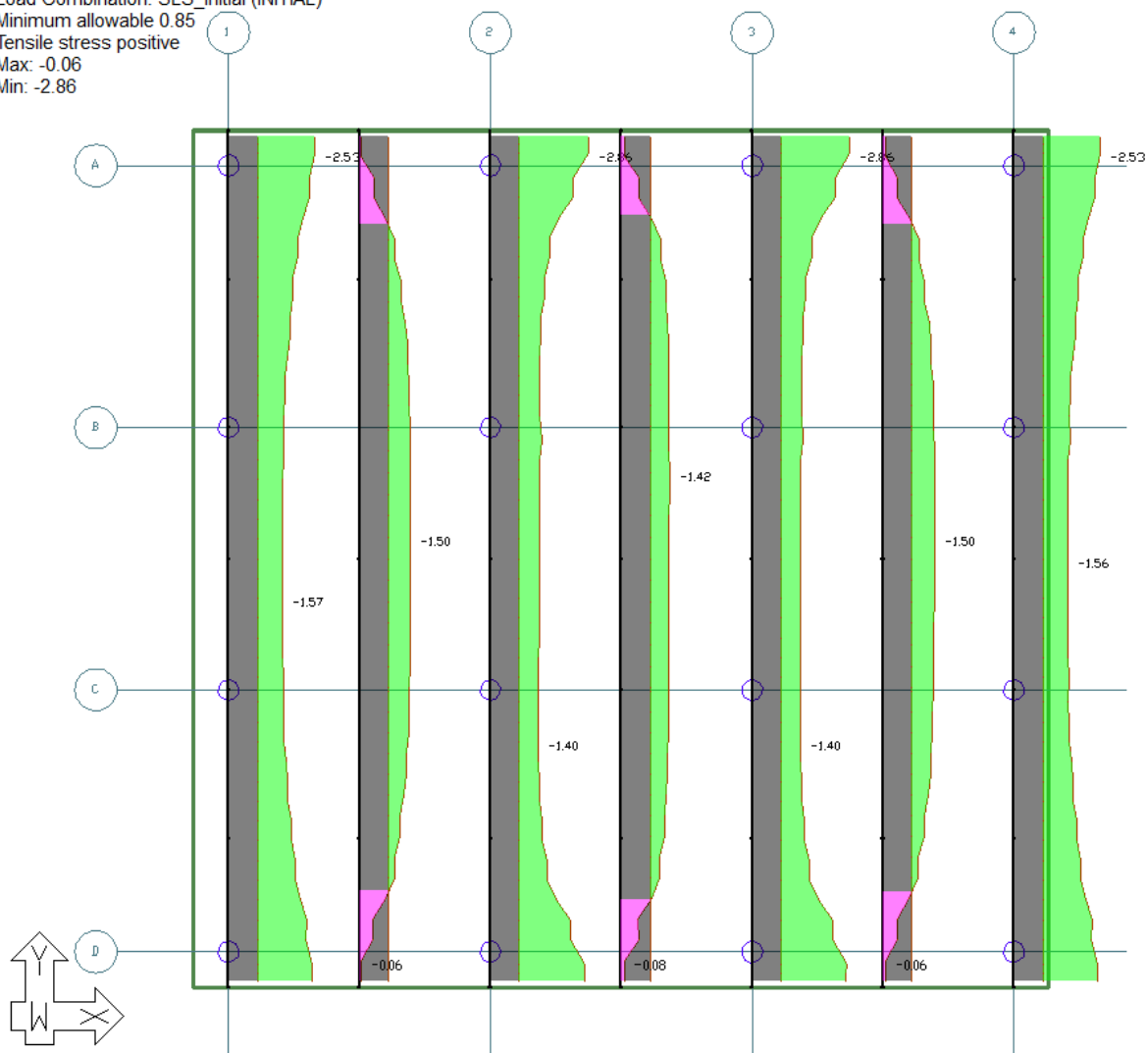
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -0.06

Min: -2.86



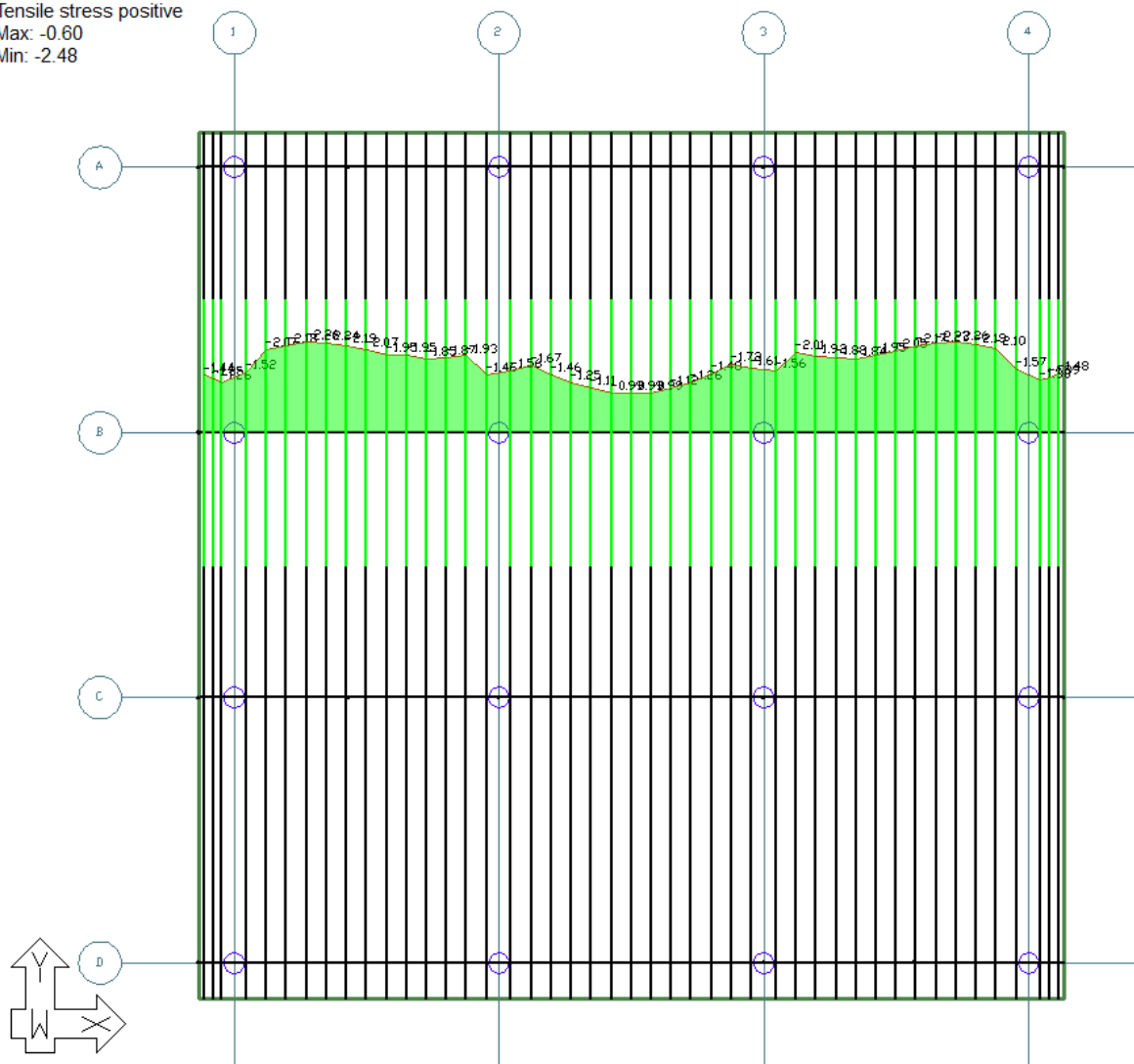
LIITE 3: BETONIN SALLITTUJEN JÄNNITYSTEN RAJAAMISMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (TR 43)

Betonin sallittujen jännitysten rajoittaminen TR 43 mukaisesti (ks. taulukko 10)

Criteria		Design Code	Reinforcement Bar Lengths	Rebar Minimum Cover	Preferred Reinforcement Size and Material
Two-way slab criteria	One-way slab criteria	Shear Design Options	Rebar Round Up	Analysis/Design Options	Tendon Height Defaults (FEM)
Beam criteria					Allowable Stresses/Crack Width
		Initial tension stresses as multiple of $f_{ck,j}^{1/2}$		Final tension stresses as multiple of $f_{ck}^{2/3}$	
		Top fiber	0.15	Top fiber	0.09
		Bottom fiber	0.15	Bottom fiber	0.09
		Tension stress in nonprestressed steel as multiple of f_{yk} :		0.80	
		Tension stress in prestressed steel as multiple of f_{pk} :		0.75	
		Compression stress as multiple of f_{ck}		Initial compression stress as multiple of $f_{ck,j}$	
		Quasi:	0.30	Frequent:	0.30
				Initial:	0.30
		Allowable crack width			
		RC members			
		0.30 mm			
		PT members			
		Frequent (bonded system only)		0.30 mm	
		Quasi (unbonded system only)		0.30 mm	
		<p>f_{ck} = 28 day cylinder strength</p> <p>$f_{ck,j}$ = concrete cylinder strength on day of stressing</p> <p>- If cube strength ($f_{ck,cu}$) is specified, program converts it internally to cylinder strength ($f_{ck} = 0.8f_{ck,cu}$)</p>			

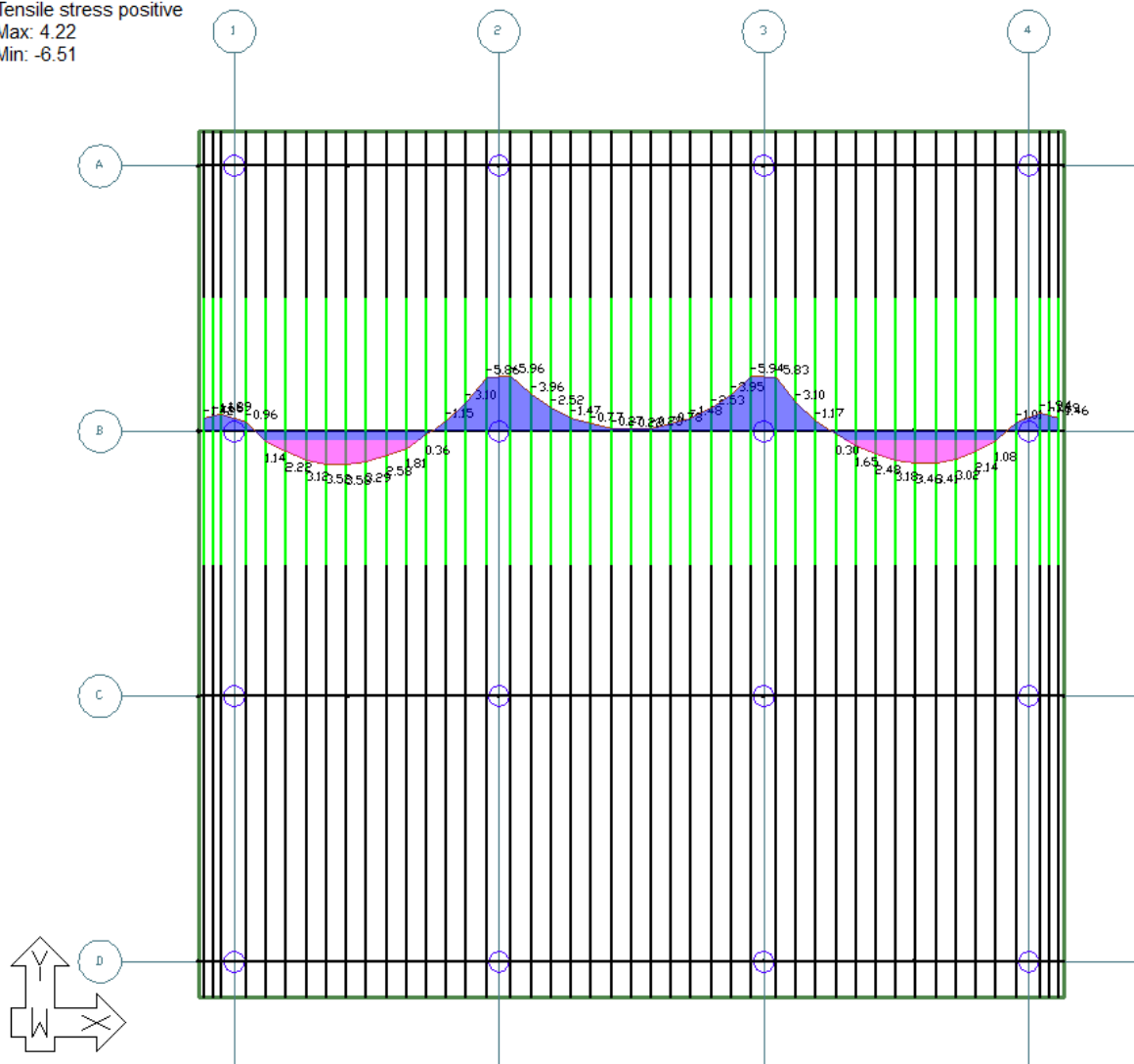
Jännittämishetken betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)
 Tensile stress positive
 Max: -0.60
 Min: -2.48



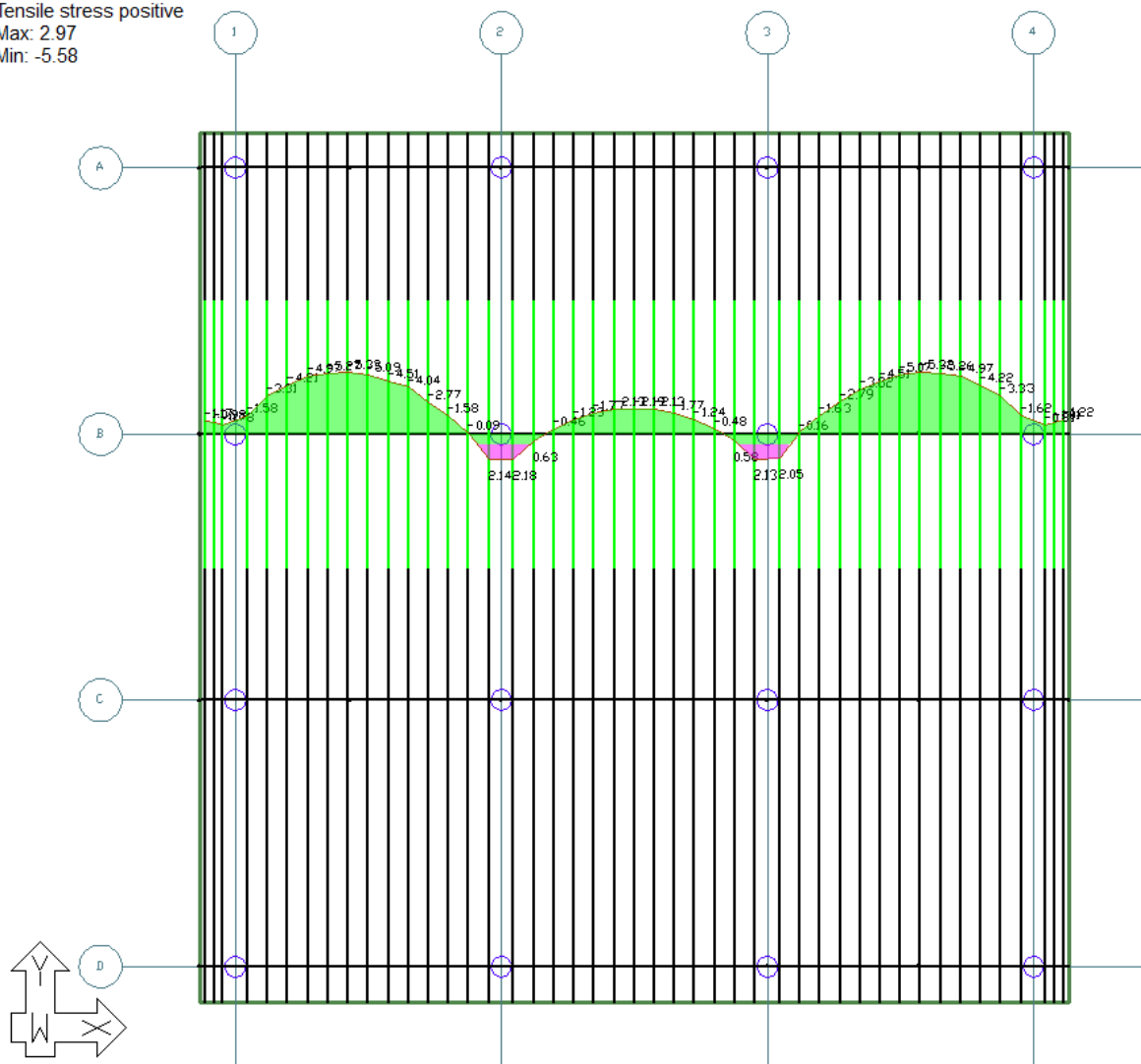
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.22
 Min: -6.51



Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.97
 Min: -5.58



Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

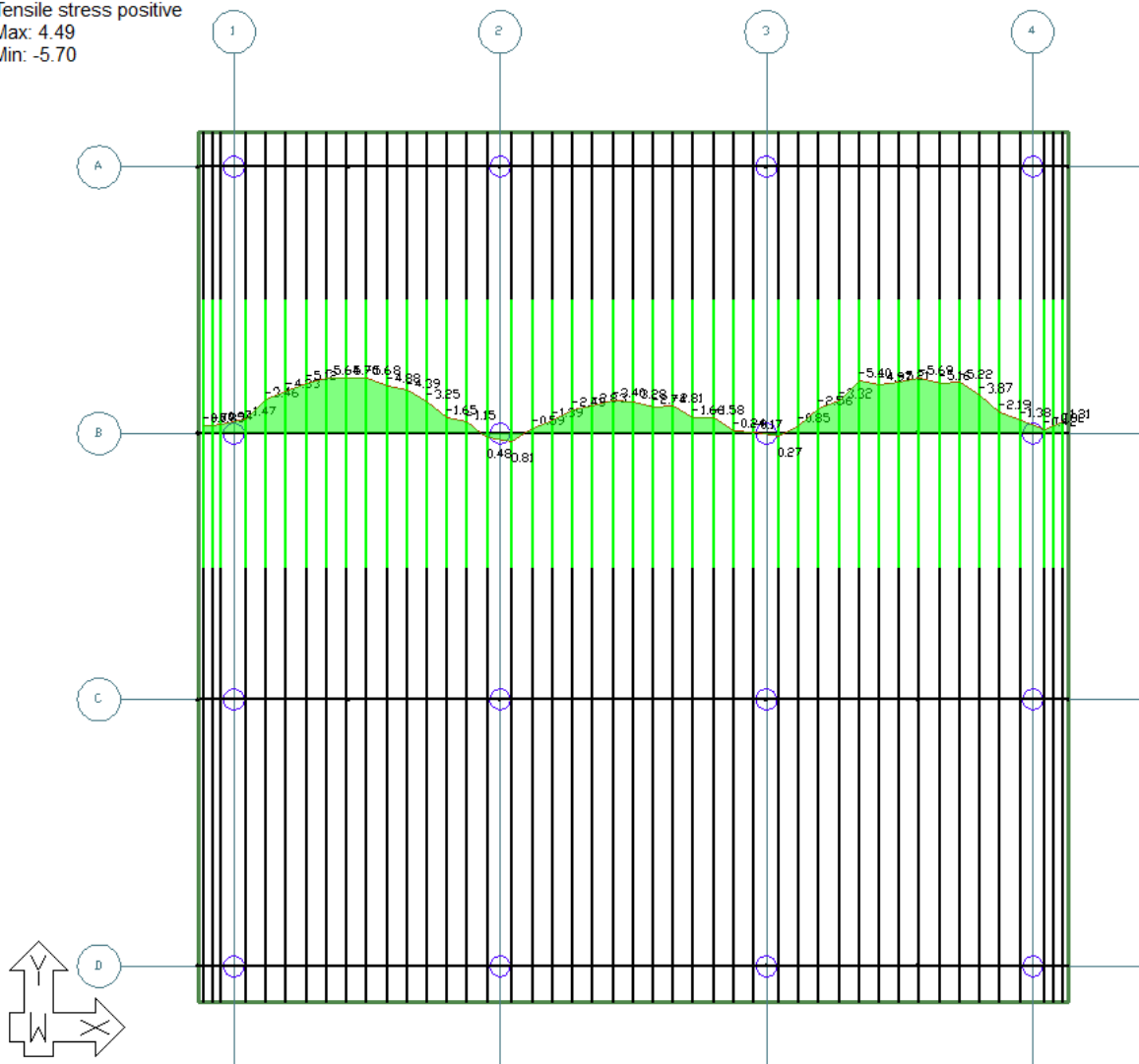
Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)

Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)

Tensile stress positive

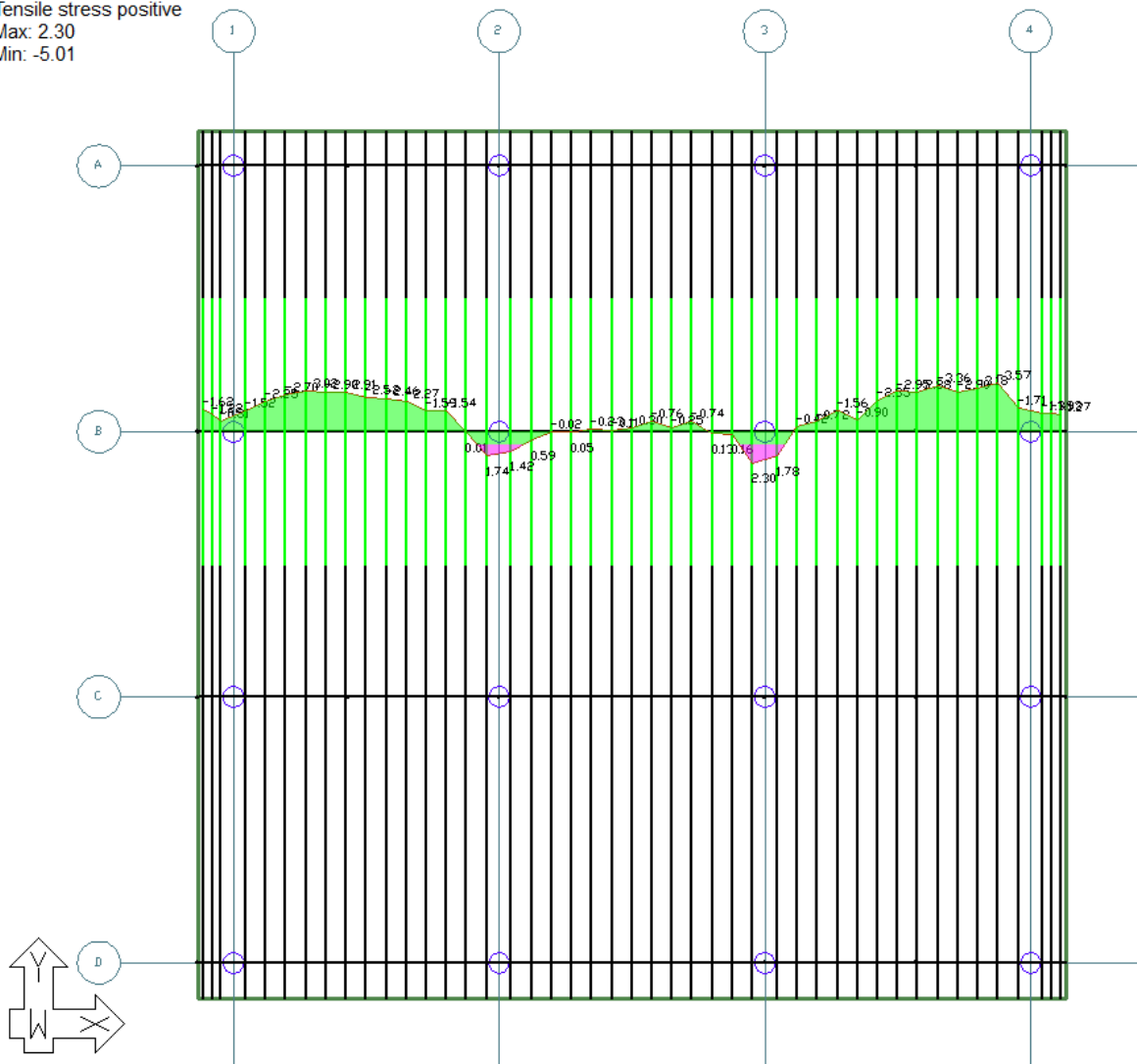
Max: 4.49

Min: -5.70



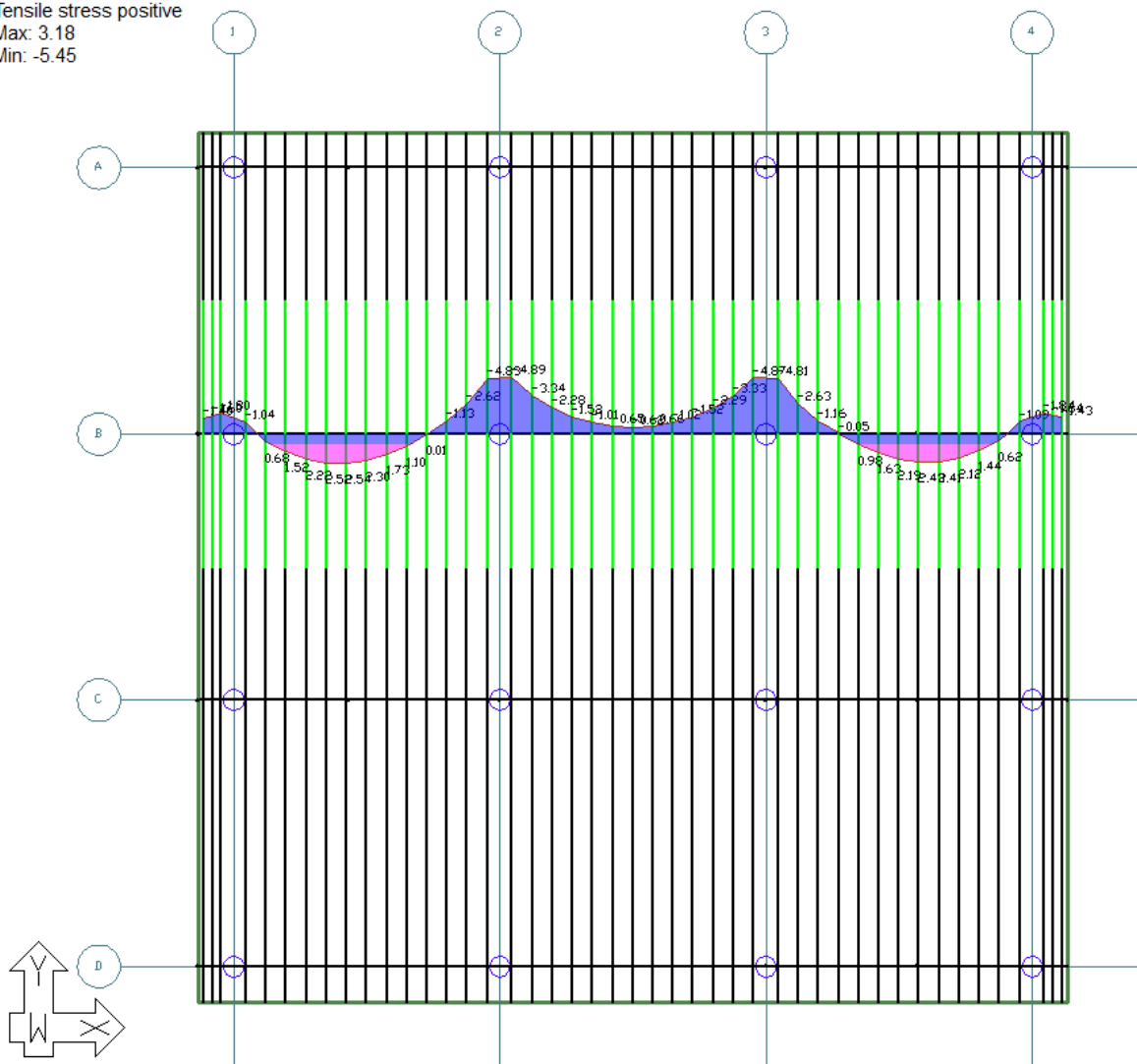
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, mi-nimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.30
 Min: -5.01



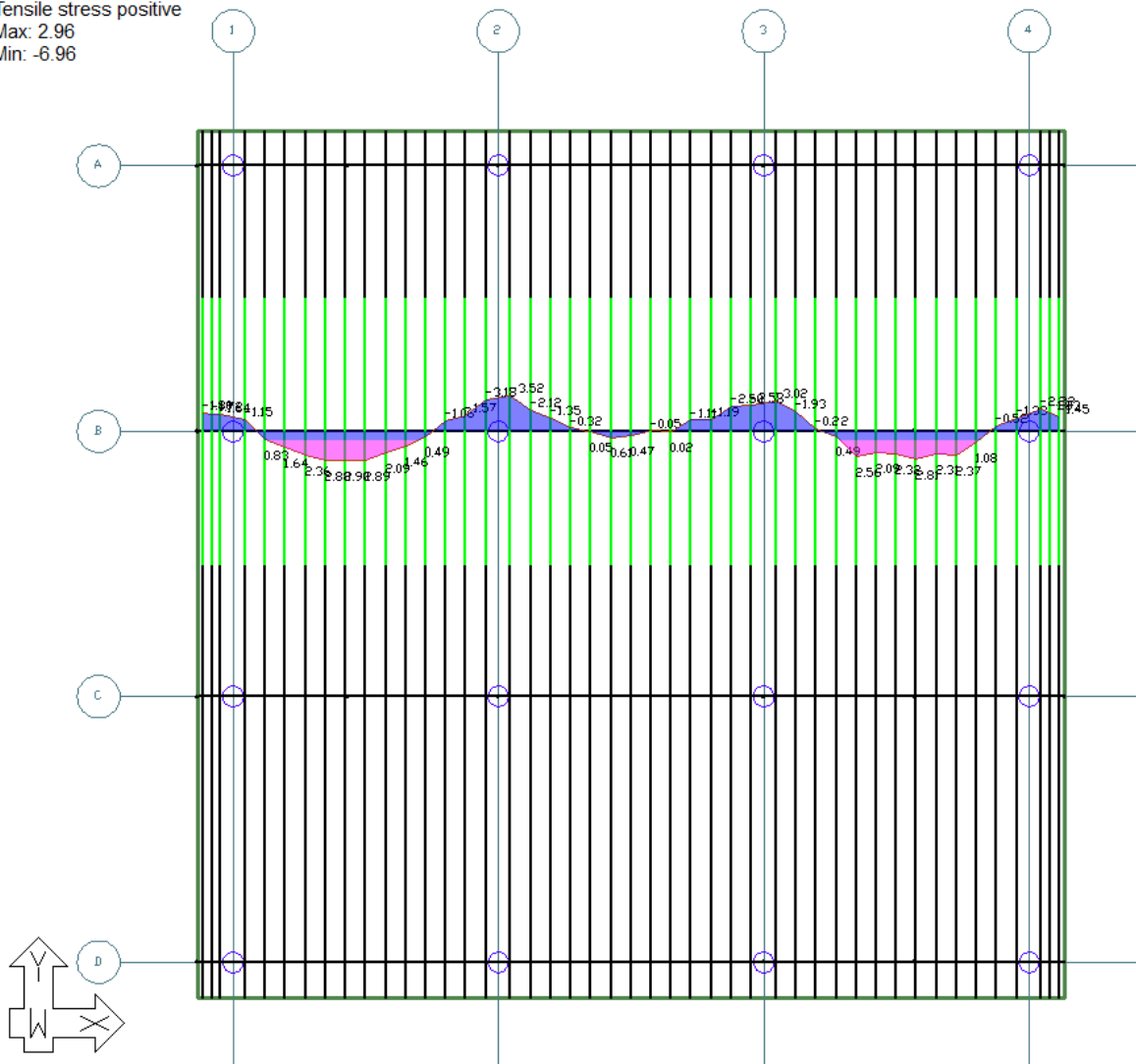
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 3.18
 Min: -5.45



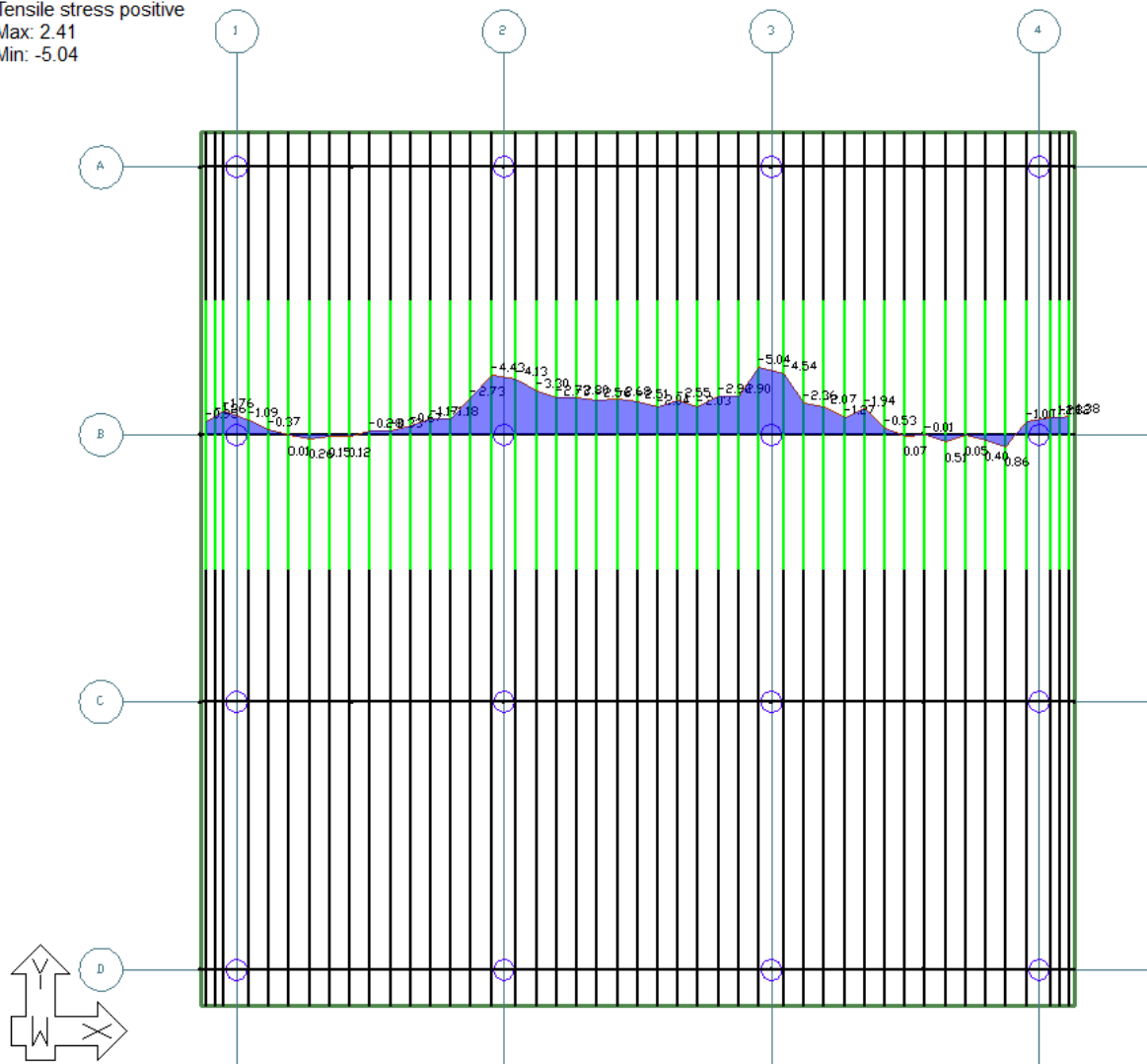
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.96
 Min: -6.96



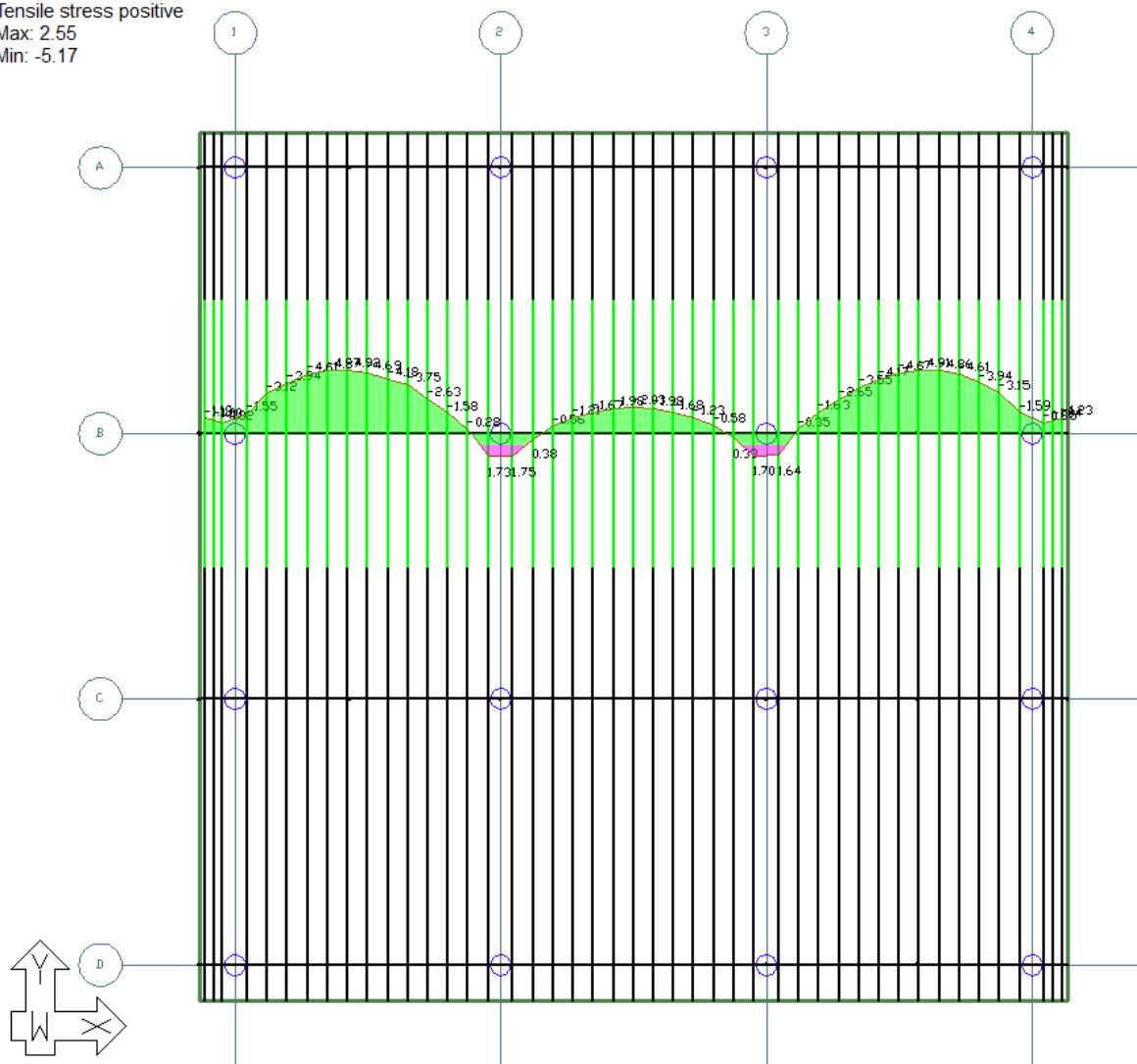
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, mi-nimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 2.41
 Min: -5.04



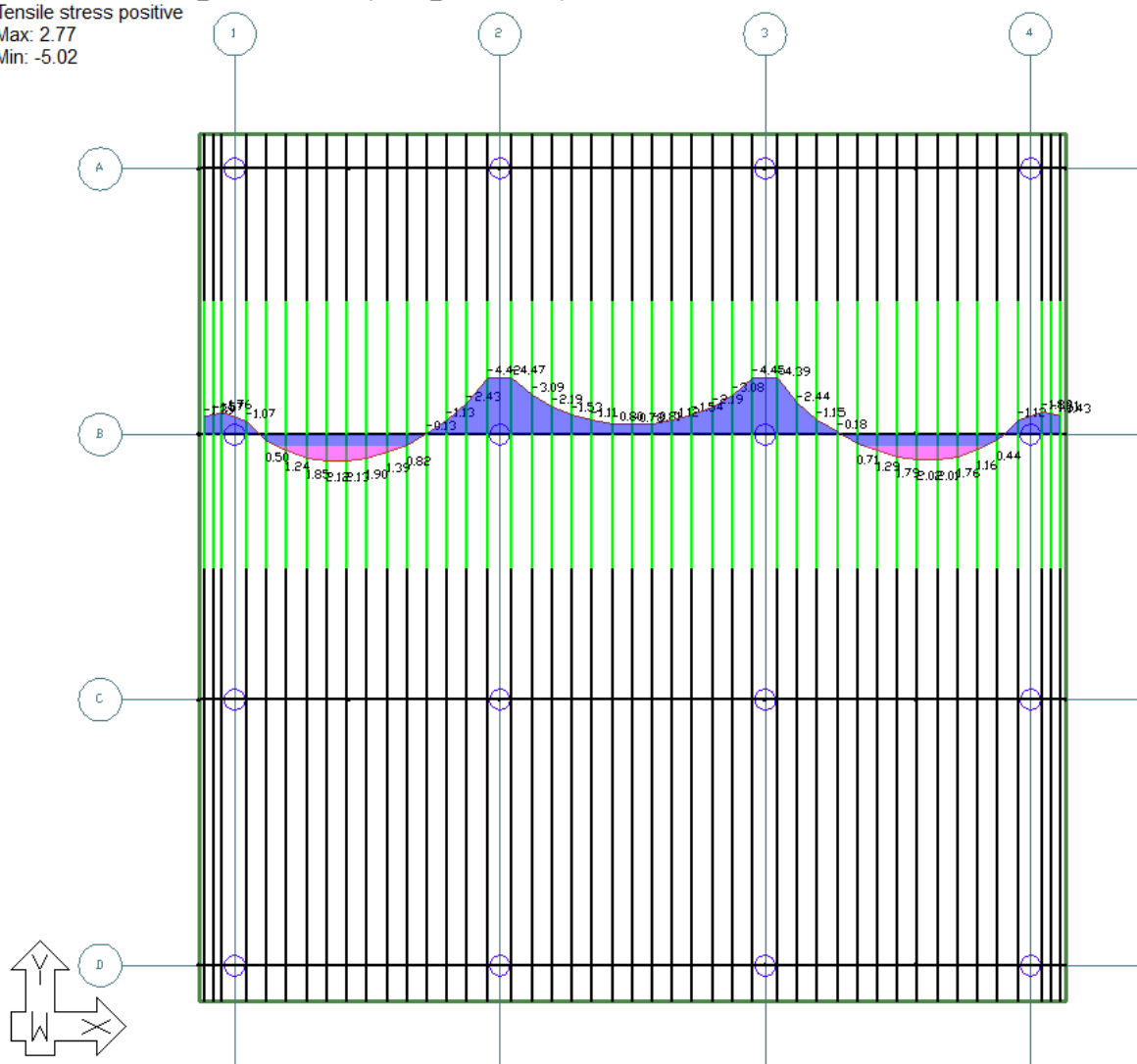
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 2.55
 Min: -5.17



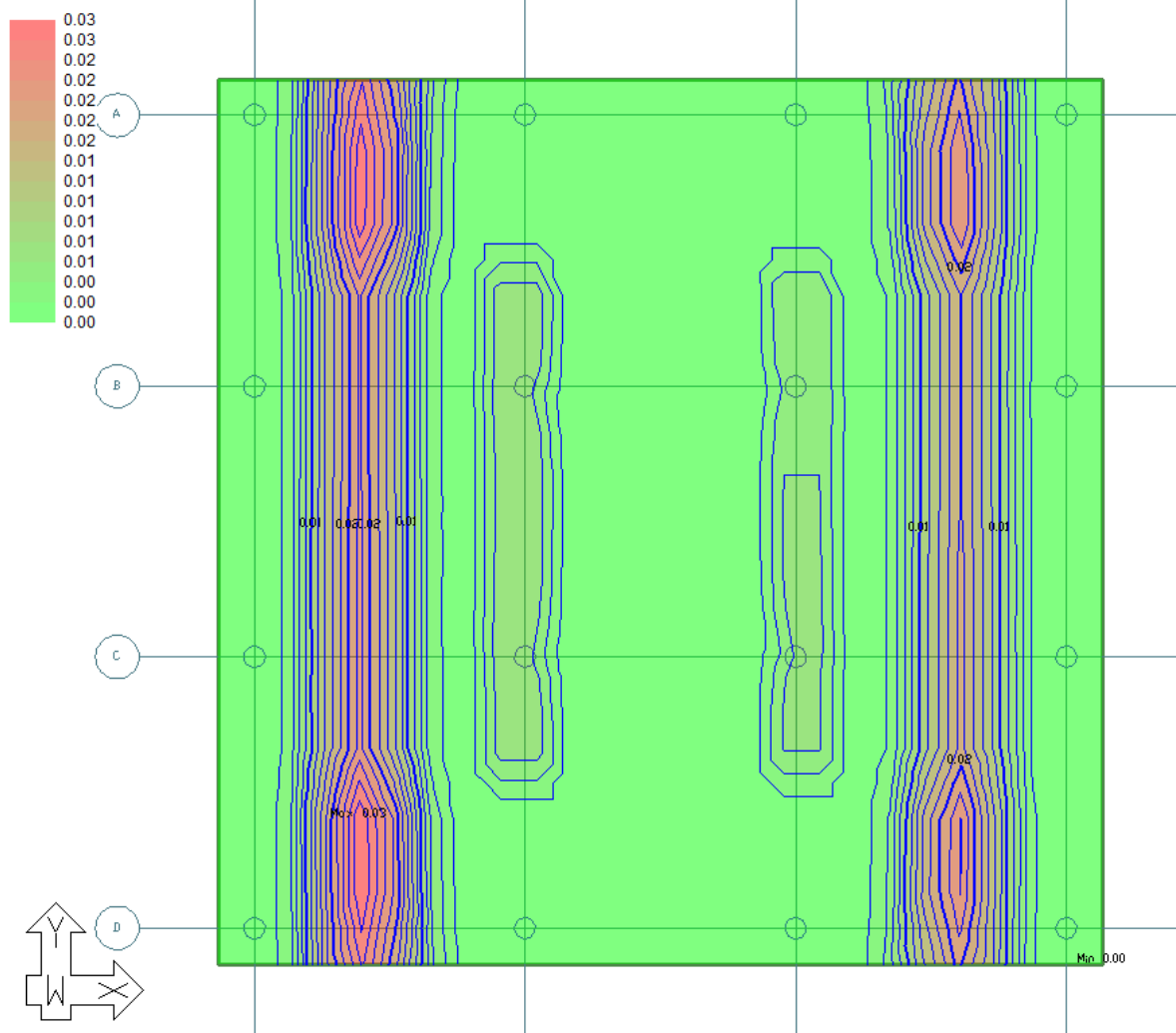
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 2.77
 Min: -5.02



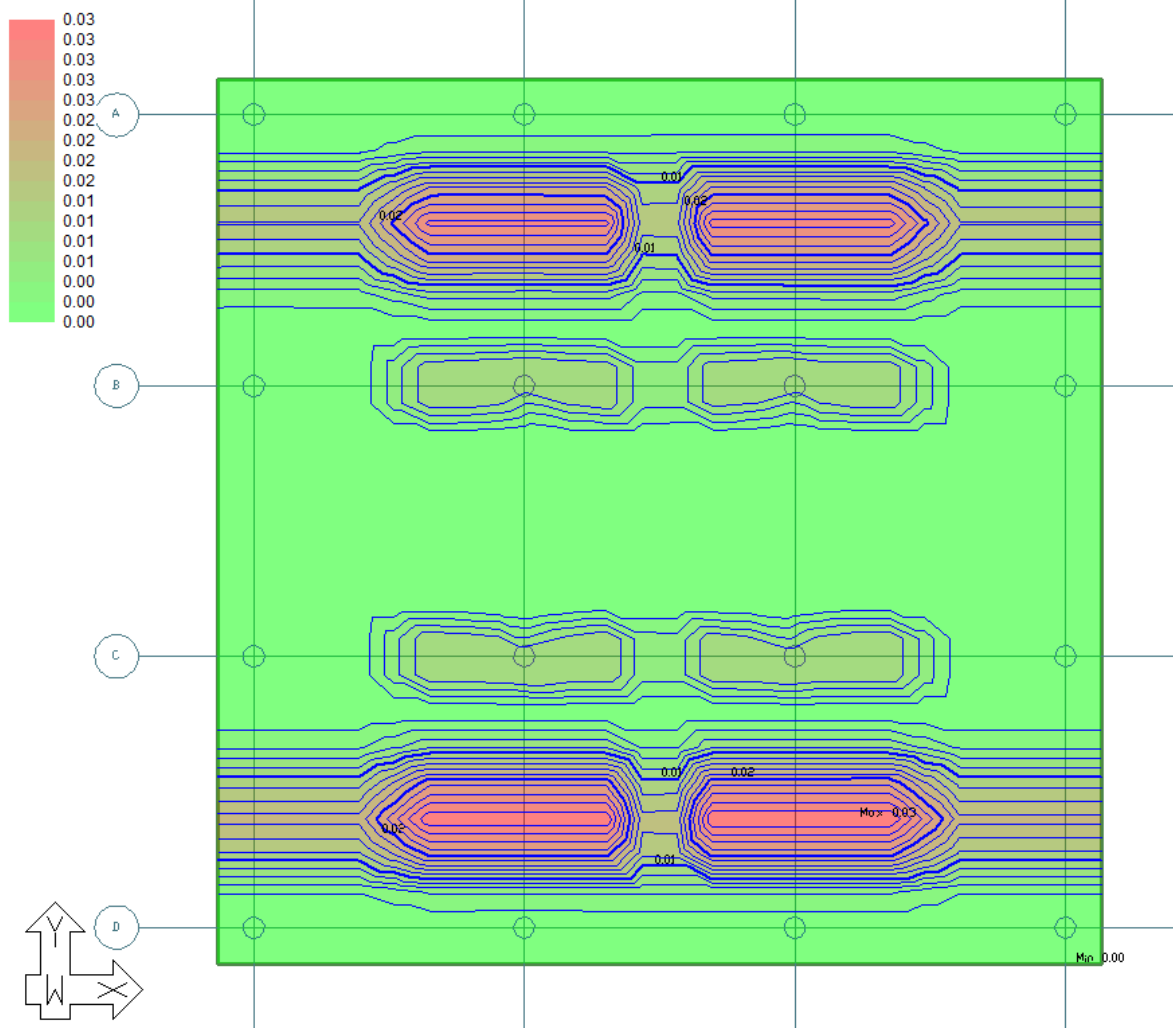
Pitkäaikaisyhdistelmän halkeaman leveys x-suunnassa [mm]

Slab, Actions (contour map), Cracks along strip Y - (width) (mm)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Max 0.03@(4.80, 4.87, 3.00)
 Min 0.00@(25.38, 0.88, 3.00)



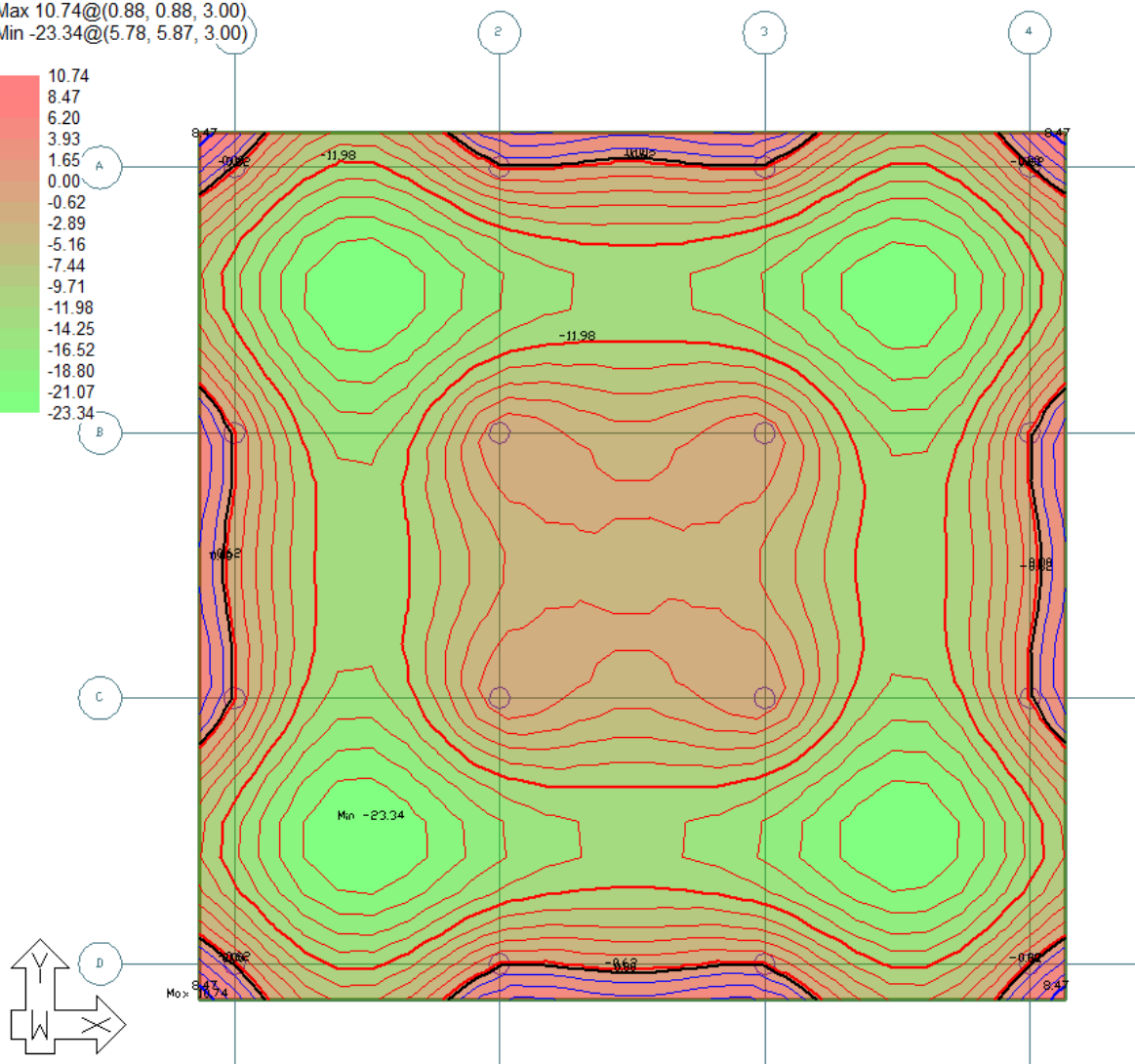
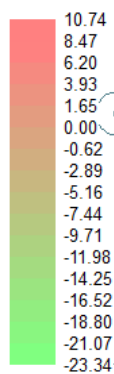
Pitkäaikaisyhdistelmän halkeaman leveys y-suunnassa [mm]

Slab, Actions (contour map), Cracks along strip X - (width) (mm)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Max 0.03@(19.49, 4.87, 3.00)
 Min 0.00@(25.38, 0.88, 3.00)

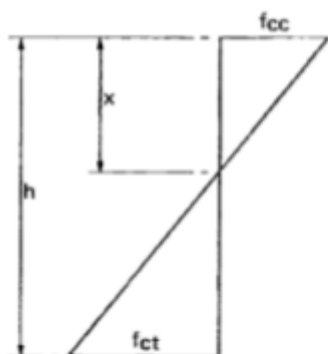


Laatan pitkäaikainen taipuma viruma huomioon ottaen (halkeillut poikkileikkaus) [mm]

Slab, Deformation, Z-Translation (mm)
 Load Combination: cracked_SLS_Long_Term
 Max 10.74@(0.88, 0.88, 3.00)
 Min -23.34@(5.78, 5.87, 3.00)



Technical report 43:n kohdan 5.8.7 mukainen rauditus, kun vetokestävyys $0,3 \cdot f_{ctm}$ ylittyy (tavallinen kuormayhdistelmä, reunakentät x-suunta)



Poikkileikkauksen reunapuristusjännitys

$$f_{cc} := -5.36 \text{ MPa}$$

Poikkileikkauksen reunavetojännitys

$$f_{ct} := 2.96 \text{ MPa}$$

Poikkileikkaustiedot

$$h := 250 \text{ mm}$$

$$b := 24500 \text{ mm}$$

Puristuspinnan korkeus

$$x := \frac{f_{ct} \cdot h}{f_{cc} - f_{ct}} + h = 161.058 \text{ mm}$$

Betoniteräksen myötövetolujuus

$$f_y := 500 \text{ MPa}$$

Kokonaisvetovoima poikkileikkauksessa

$$F_t := f_{ct} \cdot \frac{b \cdot (h - x)}{2} = 3225 \text{ kN}$$

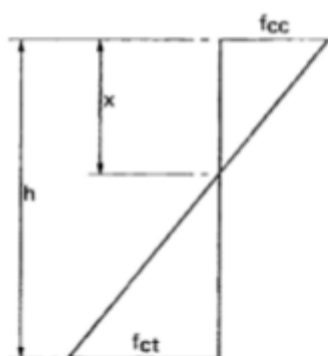
Kokonaisvetovoiman vaadittu rauditusala

$$A_{s.kok.t} := \frac{F_t}{\frac{5 f_y}{8}} = 10320.154 \text{ mm}^2$$

Tihennetään olemassa olevaa vähimmäisraudoitusta T10-k185

$$A_{s.min} := \frac{78.5 \text{ mm}^2}{0.185 \text{ m}} \cdot b = 10395.946 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Technical report 43:n kohdan 5.8.7 mukainen rauditus, kun vetokestävyys $0,3 \cdot f_{ctm}$ ylittyy (tavallinen kuormayhdistelmä, reunakentät y-suunta)



Poikkileikkauksen reunapuristusjännitys

$$f_{cc} := -5.58 \text{ MPa}$$

Poikkileikkauksen reunavetojännitys

$$f_{ct} := 3.18 \text{ MPa}$$

Poikkileikkaustiedot

$$h := 250 \text{ mm} \quad b := 24500 \text{ mm}$$

Puristuspinnan korkeus

$$x := \frac{f_{ct} \cdot h}{f_{cc} - f_{ct}} + h = 159.247 \text{ mm}$$

Betoniteräksen myötövetolujuus

$$f_y := 500 \text{ MPa}$$

Kokonaisvetovoima poikkileikkauksessa

$$F_t := f_{ct} \cdot \frac{b \cdot (h - x)}{2} = 3535.3 \text{ kN}$$

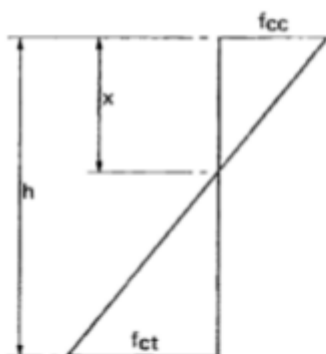
Kokonaisvetovoiman vaadittu rauditusala

$$A_{s.kok.t} := \frac{F_t}{\frac{5 f_y}{8}} = 11312.959 \text{ mm}^2$$

Tihennetään olemassa olevaa vähimmäisraudoitusta T10-k170

$$A_{s.min} := \frac{78.5 \text{ mm}^2}{0.170 \text{ m}} \cdot b = 11313.235 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Technical report 43:n kohdan 5.8.7 mukainen rauditus, kun vetokestävyys $0,3 \cdot f_{ctm}$ ylittyy (tavallinen kuormayhdistelmä, välituet keskellä x-suunta)



Poikkileikkauksen reunapuristusjännitys

$$f_{cc} := -5.04 \text{ MPa}$$

Poikkileikkauksen reनावetojännitys

$$f_{ct} := 2.30 \text{ MPa}$$

Poikkileikkaustiedot

$$h := 250 \text{ mm} \quad b := 15000 \text{ mm}$$

Puristuspinnan korkeus

$$x := \frac{f_{ct} \cdot h}{f_{cc} - f_{ct}} + h = 171.662 \text{ mm}$$

Betoniteräksen myötövetolujuus

$$f_y := 500 \text{ MPa}$$

Kokonaisvetovoima poikkileikkauksessa

$$F_t := f_{ct} \cdot \frac{b \cdot (h - x)}{2} = 1351.3 \text{ kN}$$

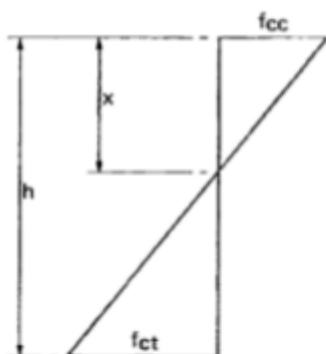
Kokonaisvetovoiman vaadittu rauditusala

$$A_{s.kok.t} := \frac{F_t}{\frac{5 f_y}{8}} = 4324.251 \text{ mm}^2$$

Olemassa olevaa vähimmäisraudoitus T10-k200 riittää

$$A_{s.min} := \frac{78.5 \text{ mm}^2}{0.20 \text{ m}} \cdot b = 5887.5 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Technical report 43:n kohdan 5.8.7 mukainen rauditus, kun vetokestävyys $0,3 \cdot f_{ctm}$ ylittyy (tavallinen kuormayhdistelmä, välituet keskellä y-suunta)



Poikkileikkauksen reunapuristusjännitys

$$f_{cc} := -6.96 \text{ MPa}$$

Poikkileikkauksen reunavetojännitys

$$f_{ct} := 4.49 \text{ MPa}$$

Poikkileikkaustiedot

$$h := 250 \text{ mm} \quad b := 15000 \text{ mm}$$

Puristuspinnan korkeus

$$x := \frac{f_{ct} \cdot h}{f_{cc} - f_{ct}} + h = 151.965 \text{ mm}$$

Betoniteräksen myötövetolujuus

$$f_y := 500 \text{ MPa}$$

Kokonaisvetovoima poikkileikkauksessa

$$F_t := f_{ct} \cdot \frac{b \cdot (h - x)}{2} = 3301.3 \text{ kN}$$

Kokonaisvetovoiman vaadittu rauditusala

$$A_{s.kok.t} := \frac{F_t}{\frac{5 f_y}{8}} = 10564.245 \text{ mm}^2$$

Olemassa oleva vähimmäisraudoitus

$$A_{s.min} := \frac{78.5 \text{ mm}^2}{0.20 \text{ m}} \cdot b = 5887.5 \text{ mm}^2$$

Vaadittu lisäraudoitus vähimmäisraudoituksen lisäksi

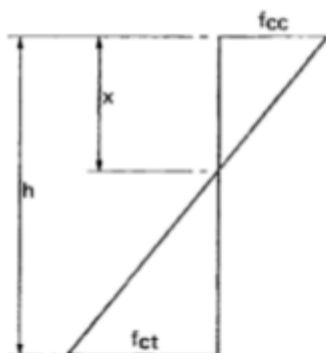
$$A_{s.t.lisä} := A_{s.kok.t} - A_{s.min} = 4676.745 \text{ mm}^2$$

Lisätään teräkset T10-k250

$$A_{s.t.lisä.kk} := \frac{78.5 \text{ mm}^2}{0.25 \text{ m}} \cdot b = 4710 \text{ mm}^2$$

OK

Technical report 43:n kohdan 5.8.7 mukainen rauditus, kun vetokestävyys $0,3 \cdot f_{ctm}$ ylittyy (tavallinen kuormayhdistelmä, välituet reunassa y-suunta)



Poikkileikkauksen reunapuristusjännitys

$$f_{cc} := -4.91 \text{ MPa}$$

Poikkileikkauksen reनावetojännitys

$$f_{ct} := 2.16 \text{ MPa}$$

Poikkileikkaustiedot

$$h := 250 \text{ mm} \quad b := 9500 \text{ mm}$$

Puristuspinnan korkeus

$$x := \frac{f_{ct} \cdot h}{f_{cc} - f_{ct}} + h = 173.621 \text{ mm}$$

Betoniteräksen myötövetolujuus

$$f_y := 500 \text{ MPa}$$

Kokonaisvetovoima poikkileikkauksessa

$$F_t := f_{ct} \cdot \frac{b \cdot (h - x)}{2} = 783.6 \text{ kN}$$

Kokonaisvetovoiman vaadittu rauditusala

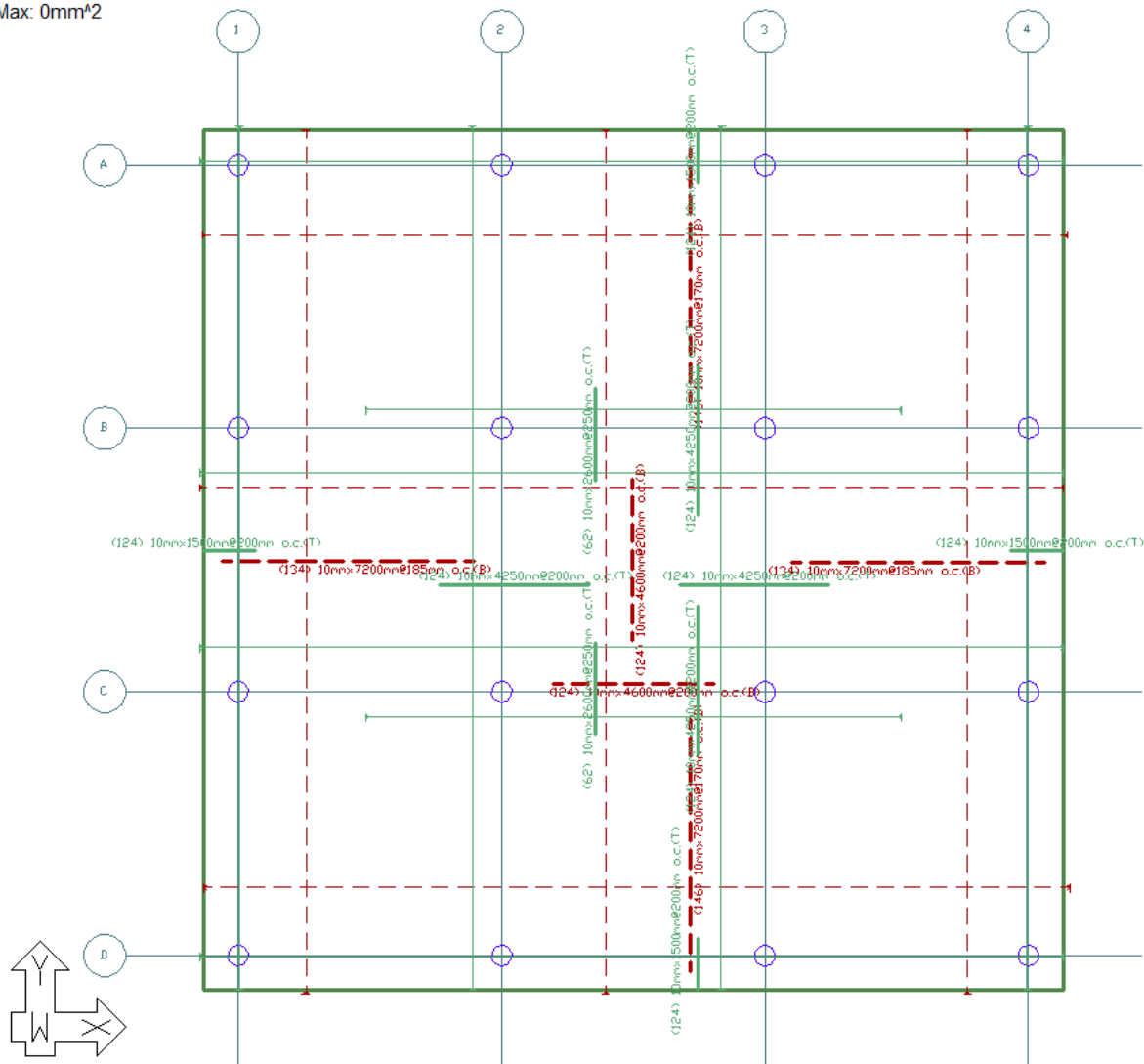
$$A_{s.kok.t} := \frac{F_t}{\frac{5 f_y}{8}} = 2507.678 \text{ mm}^2$$

Olemassa olevaa vähimmäisraudoitus riittää

$$A_{s.min} := \frac{78.5 \text{ mm}^2}{0.20 \text{ m}} \cdot b = 3728.75 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Käyttörajan vaadittu rauditus TR 43 kohdan 5.8.7 mukaisesti
(vähimmäisraudoitusta hyödynnetty)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)
Load Combination: Envelope Service
Max: 0mm²



Käyttörajan vaaditun raudoituksen paino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	560	10mm	7.20	4032.00	2468.79	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	124	10mm	2.60	322.40	197.41	0.00	0.00
5	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
Total				8347.20	5110.99		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm2/m		mm	mm2/m	m 2	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m2	m3	kg	kg/m2	kg/m3	Euro
Current plane	600.25	150.06	5110.99	8.51	34.06	0.00
Total	600.25	150.06	5110.99	8.51	34.06	0.00

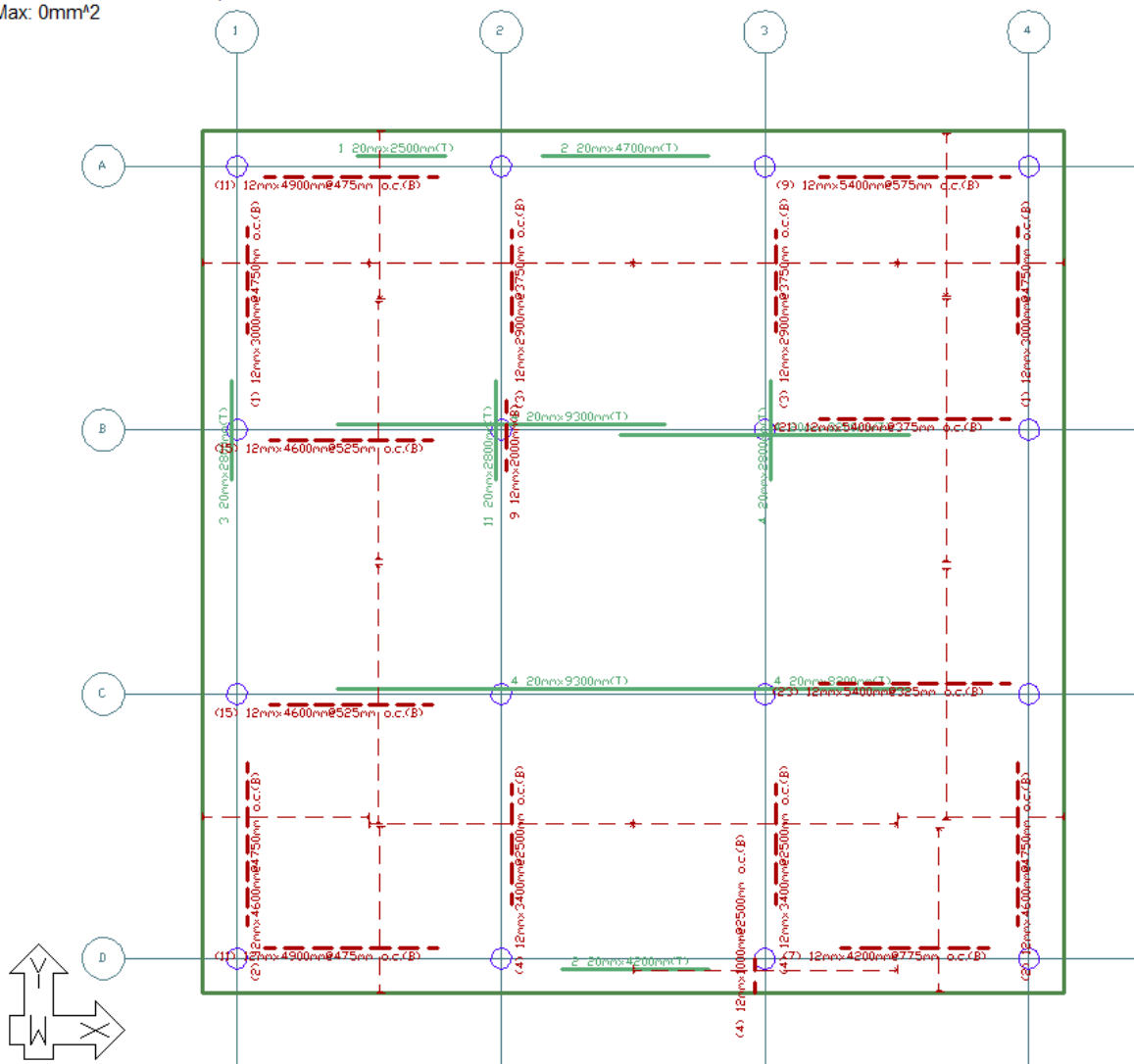
Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m3

Murtorajatilan vaadittu rauditus (käyttörajatilan raudituksen lisäksi)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)

Load Combination: Envelope Service

Max: 0mm²



Raudoituksen kokonaispaino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	560	10mm	7.20	4032.00	2468.79	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	124	10mm	2.60	322.40	197.41	0.00	0.00
5	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
6	53	12mm	5.40	286.20	252.35	0.00	0.00
7	22	12mm	4.90	107.80	95.05	0.00	0.00
8	34	12mm	4.60	156.40	137.90	0.00	0.00
9	7	12mm	4.20	29.40	25.92	0.00	0.00
10	8	12mm	3.40	27.20	23.98	0.00	0.00
11	2	12mm	3.00	6.00	5.29	0.00	0.00
12	6	12mm	2.90	17.40	15.34	0.00	0.00
13	9	12mm	2.00	18.00	15.87	0.00	0.00
14	4	12mm	1.00	4.00	3.53	0.00	0.00
15	8	20mm	9.30	74.40	182.22	0.00	0.00
16	8	20mm	8.20	65.60	160.67	0.00	0.00
17	2	20mm	4.70	9.40	23.02	0.00	0.00
18	2	20mm	4.20	8.40	20.57	0.00	0.00
19	18	20mm	2.80	50.40	123.44	0.00	0.00
20	1	20mm	2.50	2.50	6.12	0.00	0.00
Total				9210.30	6202.27		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

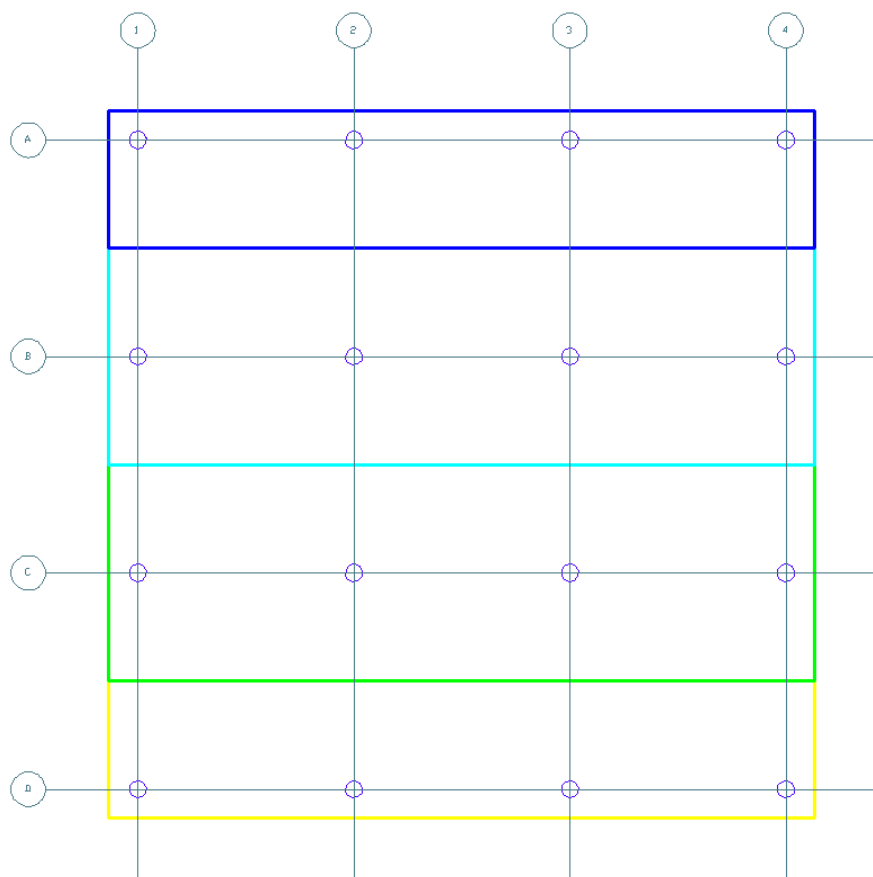
Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

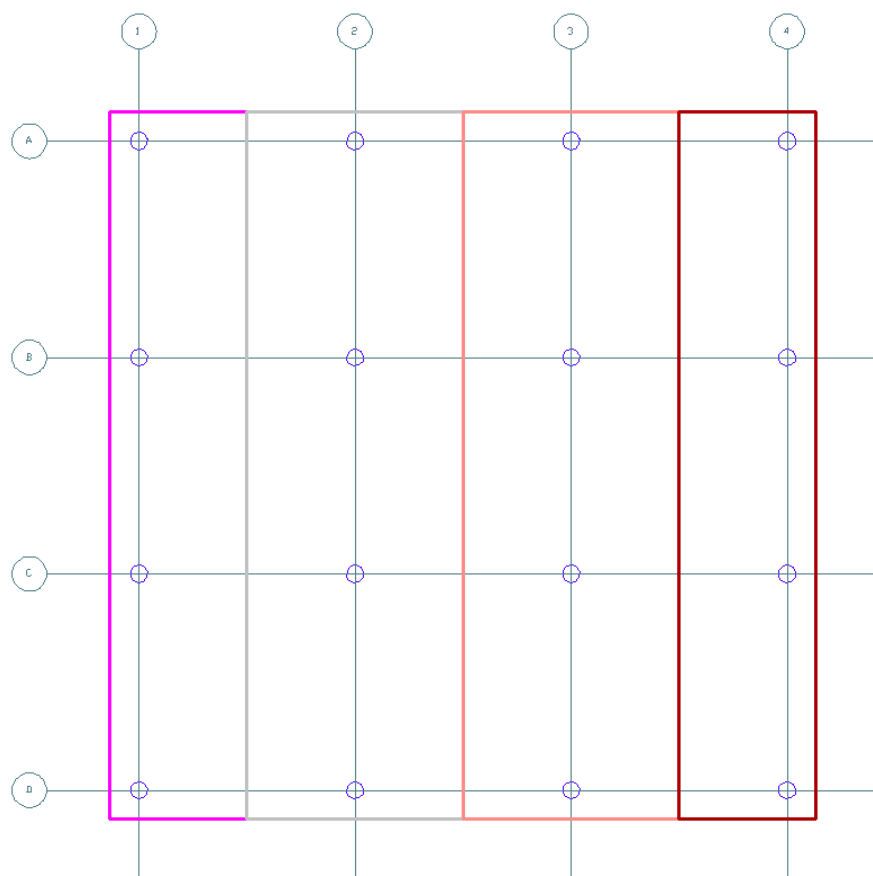
Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	600.25	150.06	6202.27	10.33	41.33	0.00
Total	600.25	150.06	6202.27	10.33	41.33	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Mitoituskaistat x-suunnassa

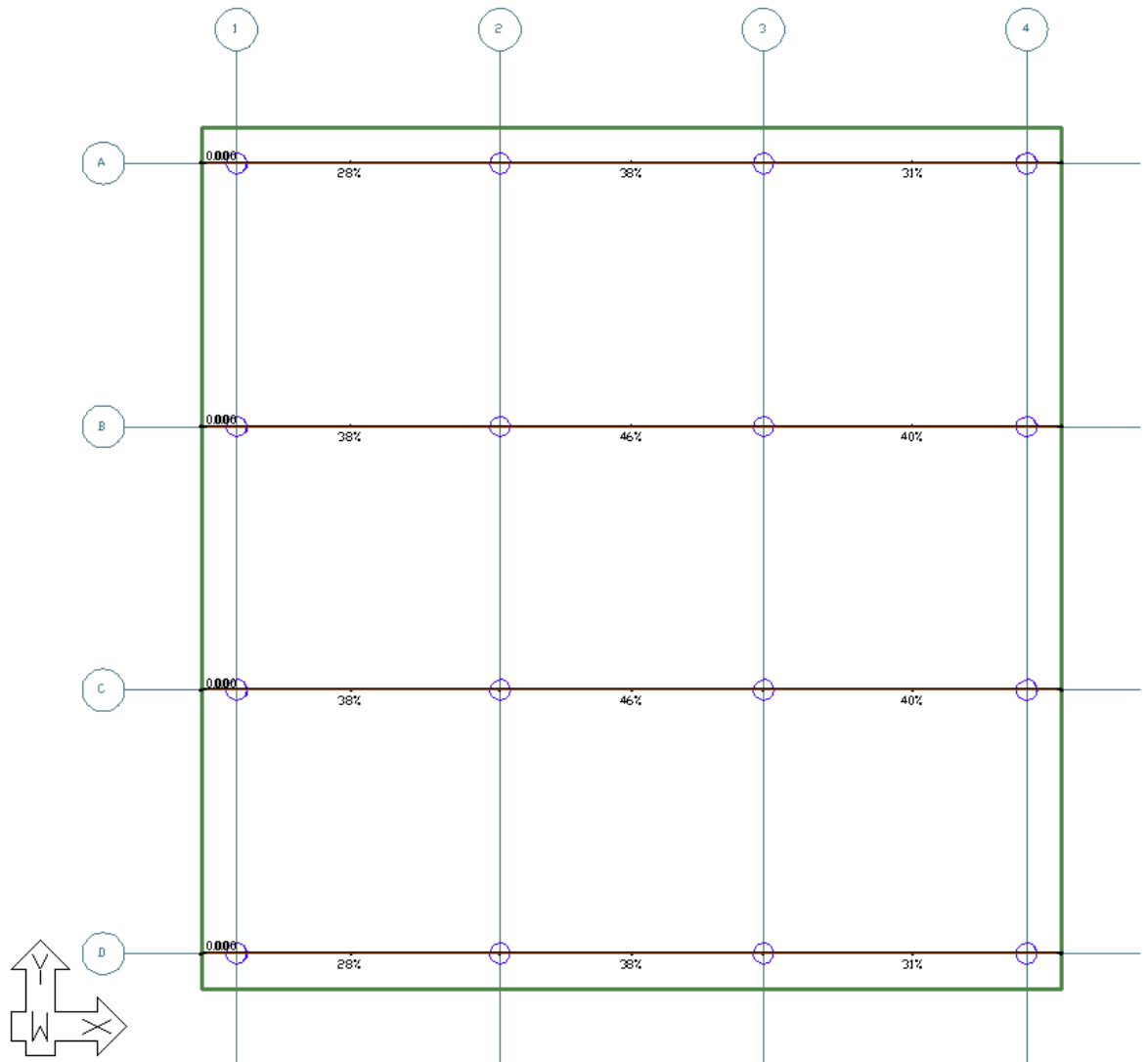


Mitoituskaistat y-suunnassa



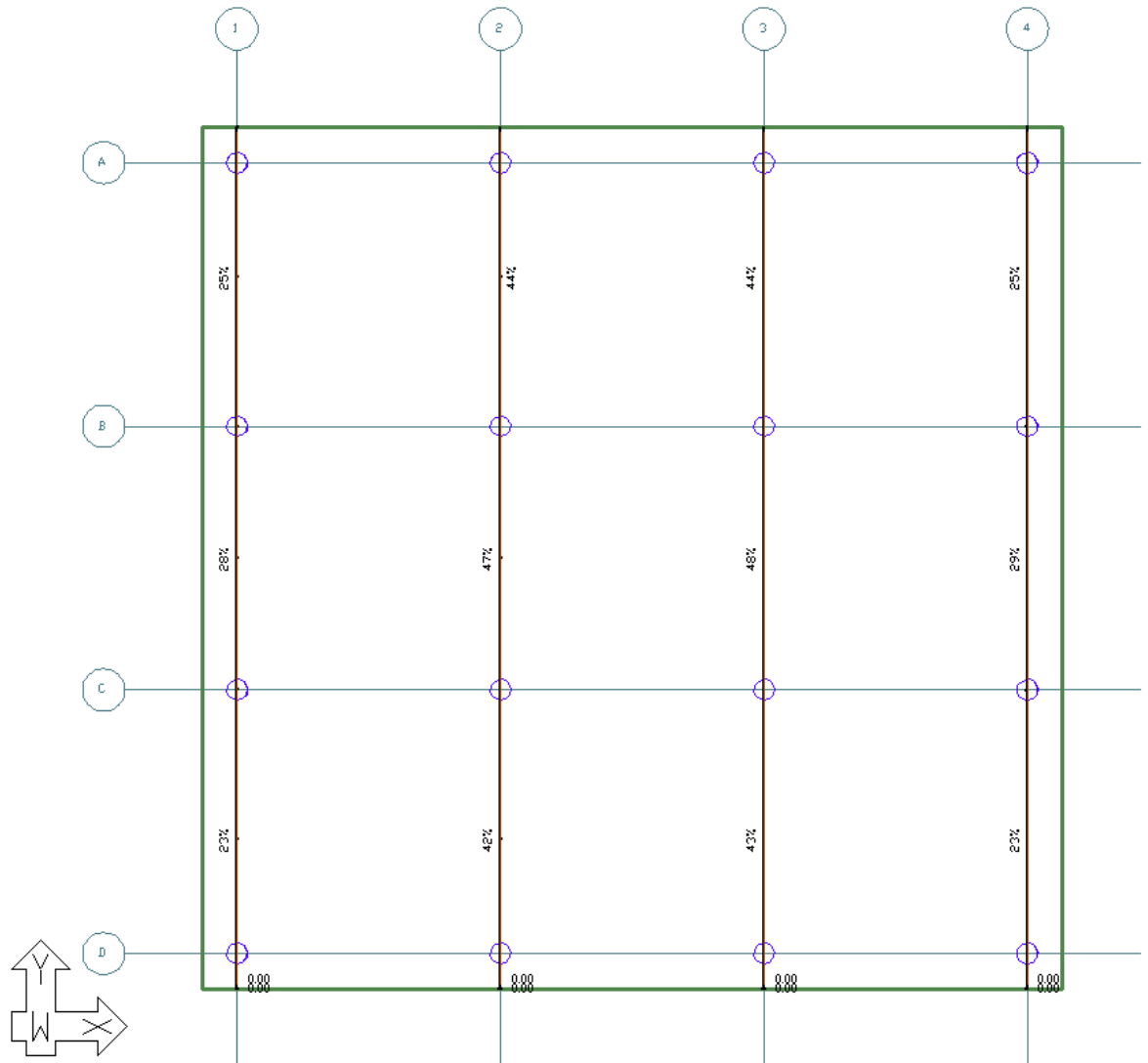
Pysyvän kuorman tasapainotus x-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Pysyvän kuorman tasapainotus y-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Jännittämishetken esijännityksen määrää x-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

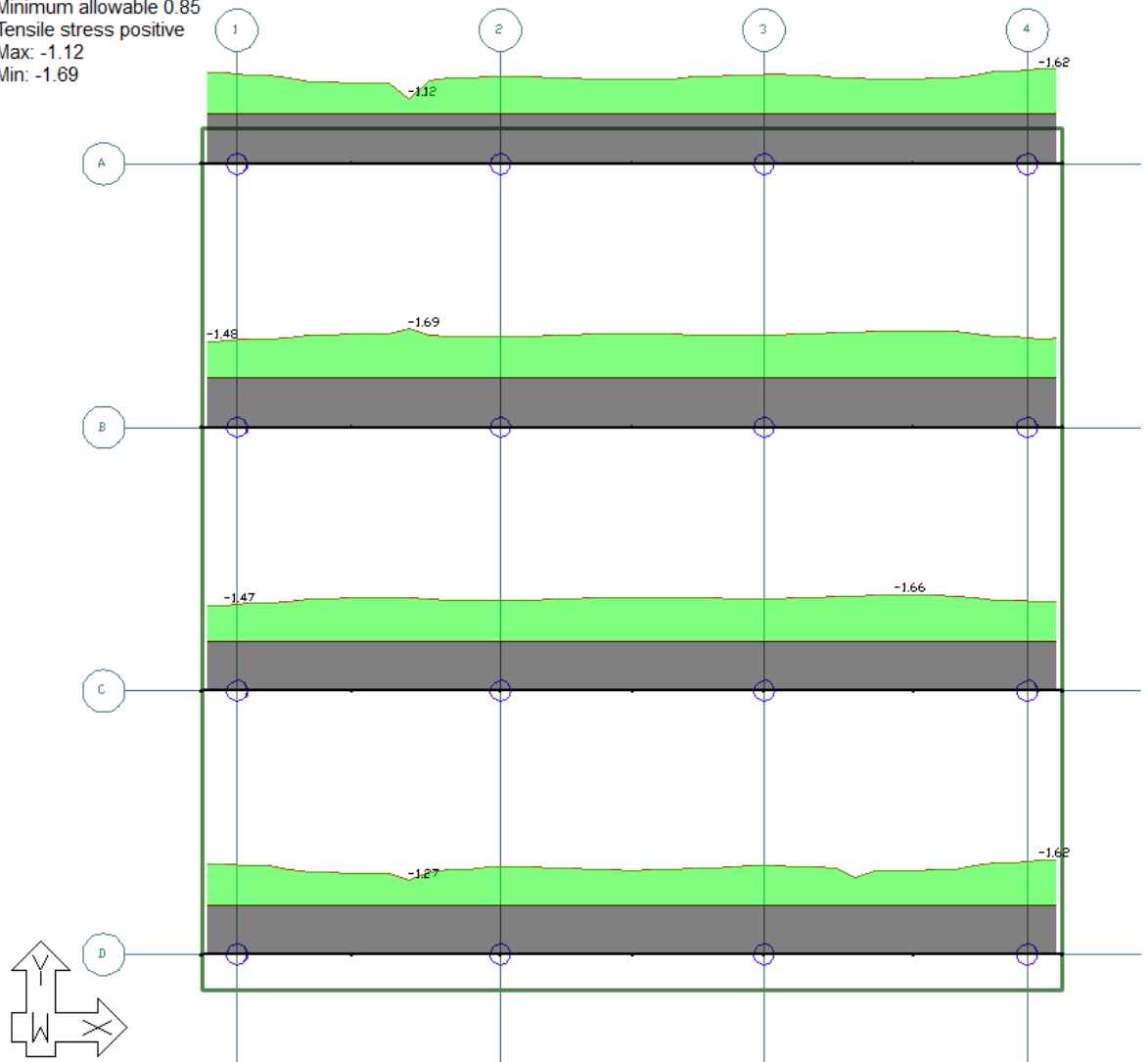
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -1.12

Min: -1.69



Jännittämishetken esijännityksen määrää y-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

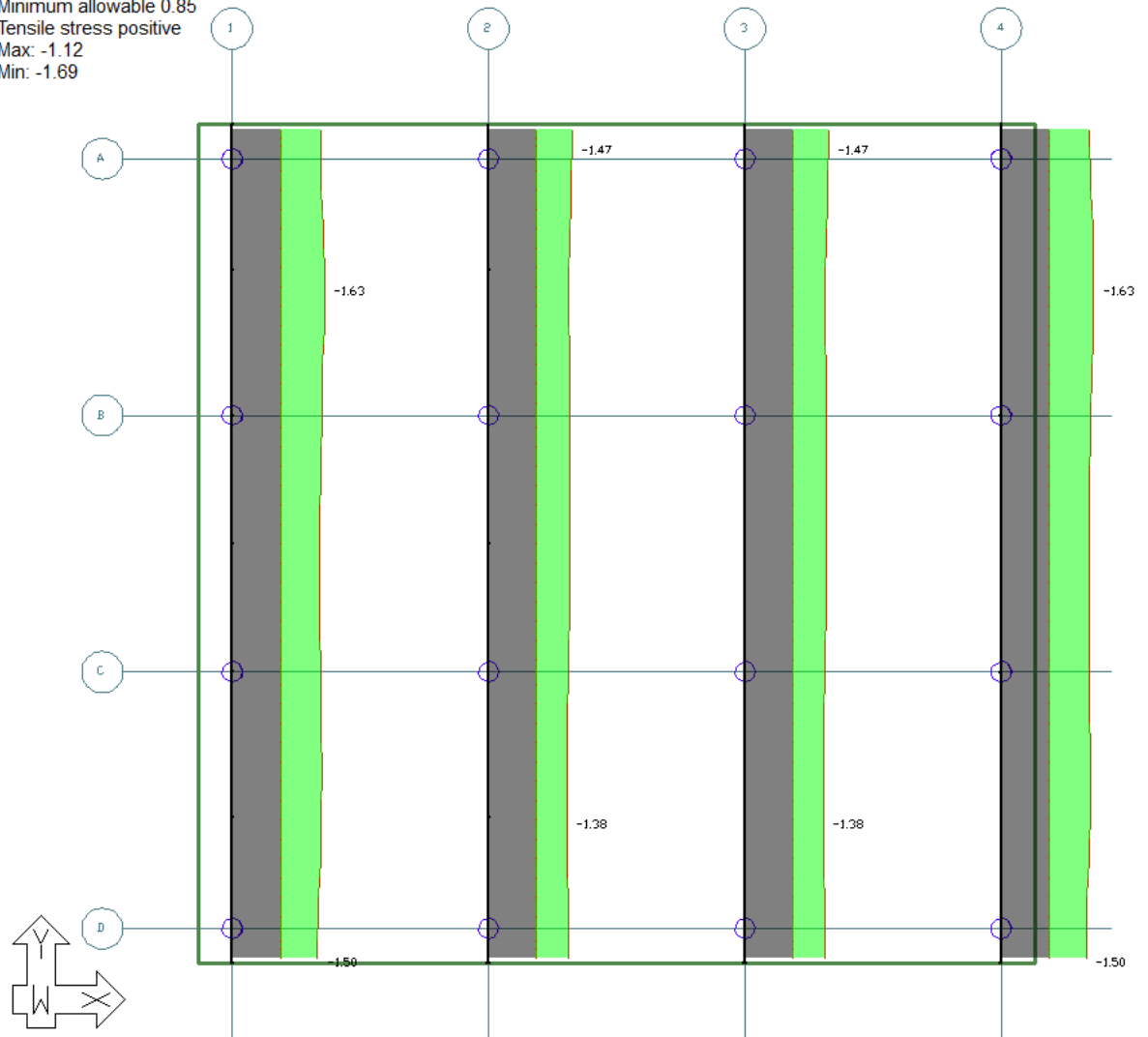
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -1.12

Min: -1.69



LIITE 4: MOMENTTIEN KOROTTAMISMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (AALAMI)

Käyttörajan kuormayhdistelmät korotettuna kertoimella 1,4

Combinations (13)										
Add Combination		Filter Rows		Filter						
+ Analysis/Design Options: Service Frequent				Clear	Choose...	Show all	Cases	Compos	Deflection	
Label	Analysis/Design option	Load Combination	Skip_Live load_M...	Skip_Live load_...	Selfweight	Dead load	Live load	Prestressing	Hyperstatic	SLS_Cracked_Quasi-Permane
ULS_Normal	STRENGTH	1.15 x Self + 1.15 x Dead + 1.5 x Live + Hype			1.15	1.15	1.5		1	
ULS_Normal_Max	STRENGTH	1.5 x Skip + 1.15 x Self + 1.15 x Dead + Hype	1.5		1.15	1.15			1	
ULS_Normal_Min	STRENGTH	1.5 x Skip + 1.15 x Self + 1.15 x Dead + Hype		1.5	1.15	1.15			1	
ULS_Dl_only	STRENGTH	1.35 x Self + 1.35 x Dead + Hype			1.35	1.35			1	
SLS_Initial	INITIAL	1.4 x Self + 1.61 x Pres			1.4			1.61		
SLS_PT_only	NO CODE CHECK	Pres							1	
SLS_Characteristic	Service Frequent	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 1.4 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	1.4	1.4		
SLS_Frequent	Service Frequent	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 0.7 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	0.7	1.4		
SLS_Frequent_Max	Service Frequent	0.7 x Skip + 1.4 x Self + 1.4 x Dead + 1.4 x Pres	0.7		1.4	1.4		1.4		
SLS_Frequent_Min	Service Frequent	0.7 x Skip + 1.4 x Self + 1.4 x Dead + 1.4 x Pres		0.7	1.4	1.4		1.4		
SLS_Quasi-Permanent	Service Quasi-Permanent	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 0.42 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	0.42	1.4		
SLS_Cracked_Quasi-Permanent	CRACKED DEFLECTION	1.4 x Self + 1.4 x Dead + 0.42 x Live + 1.4 x Pres			1.4	1.4	0.42	1.4		
SLS_Long_Term	Long-Term Deflection	3 x SLS_...								3

Calculate Long-Term Factors

LC Generator

OK

Cancel

Jännittämishetken betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

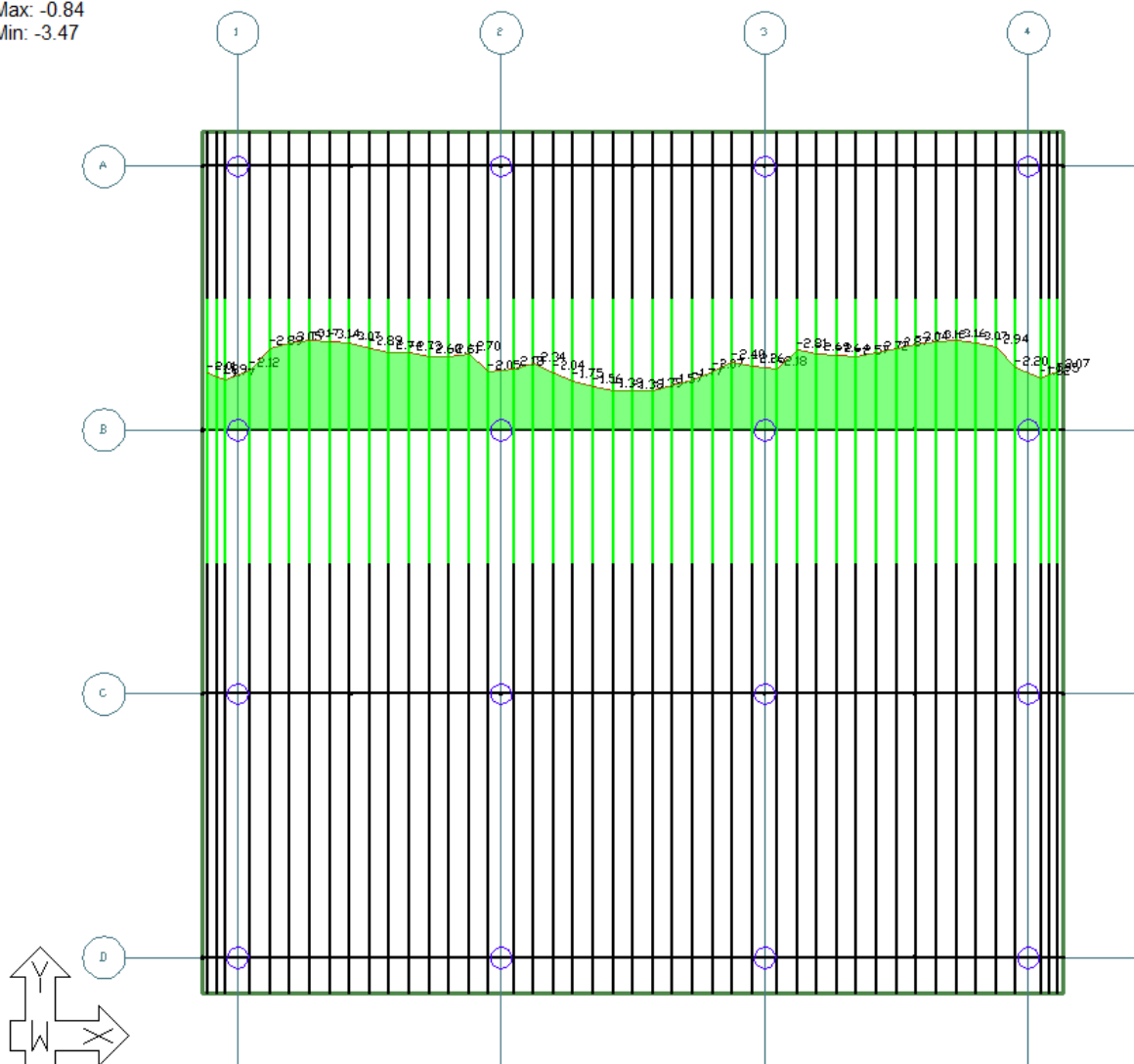
Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)

Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Tensile stress positive

Max: -0.84

Min: -3.47



Jännittämishetken betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

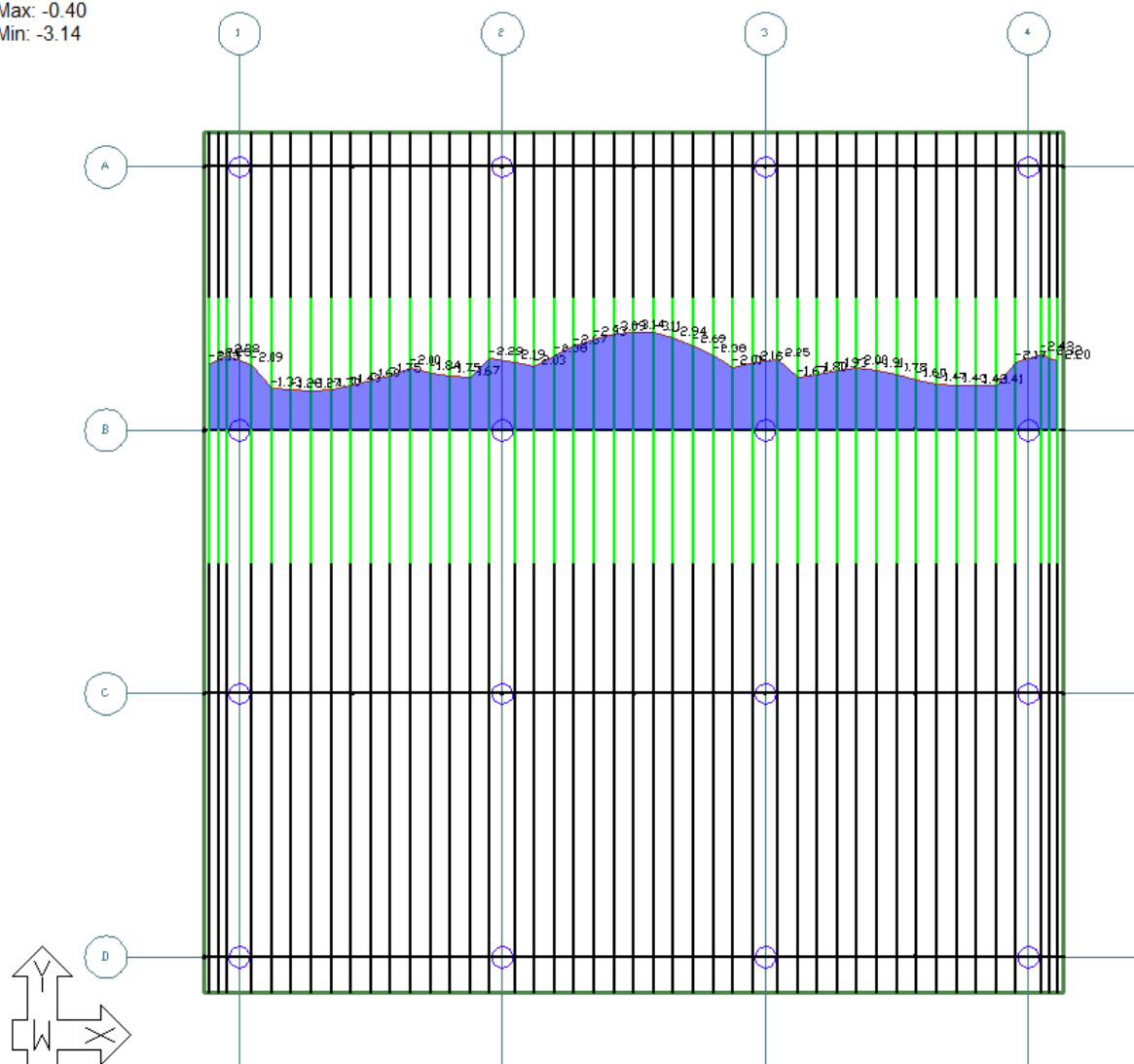
Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)

Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Tensile stress positive

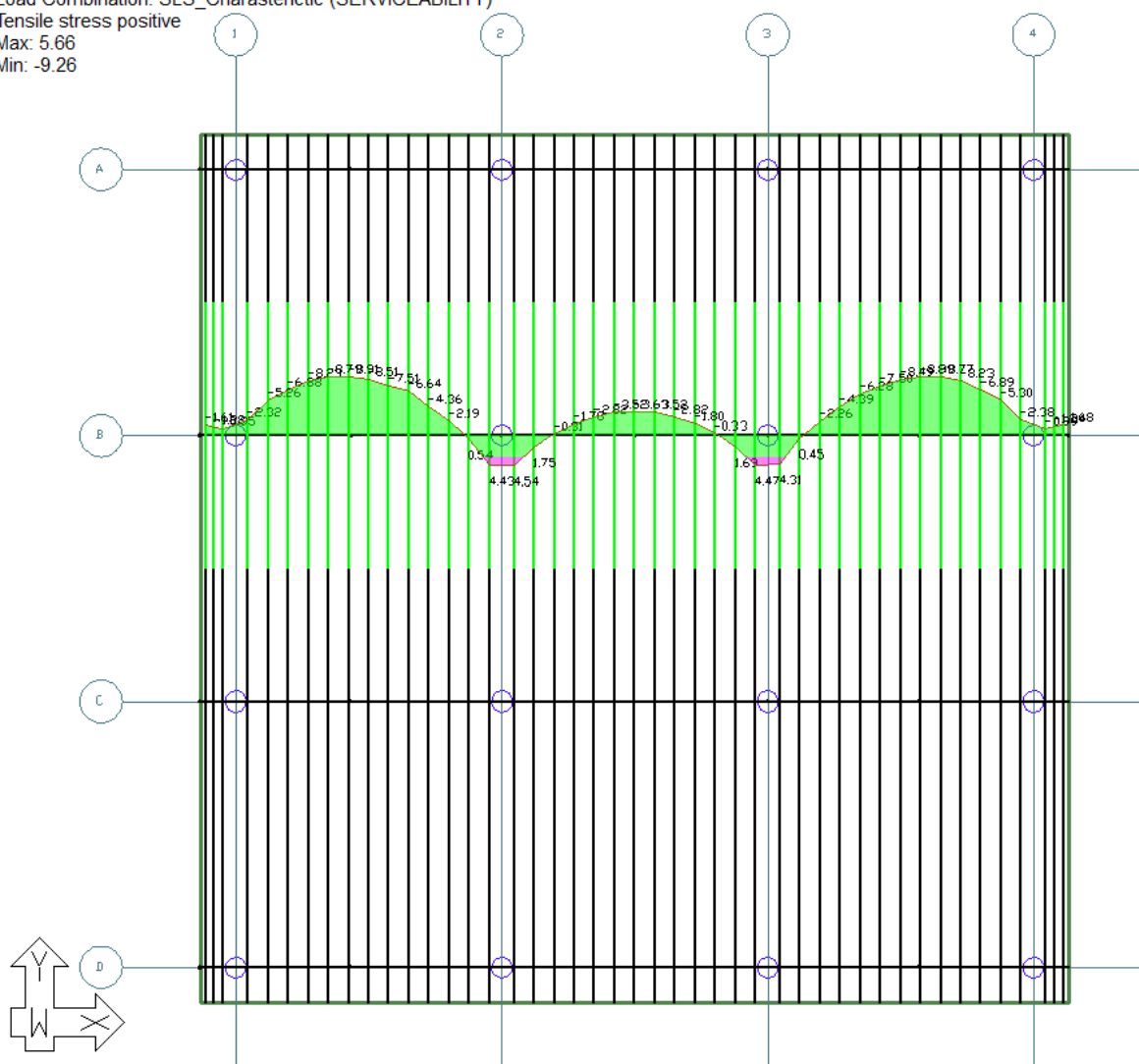
Max: -0.40

Min: -3.14



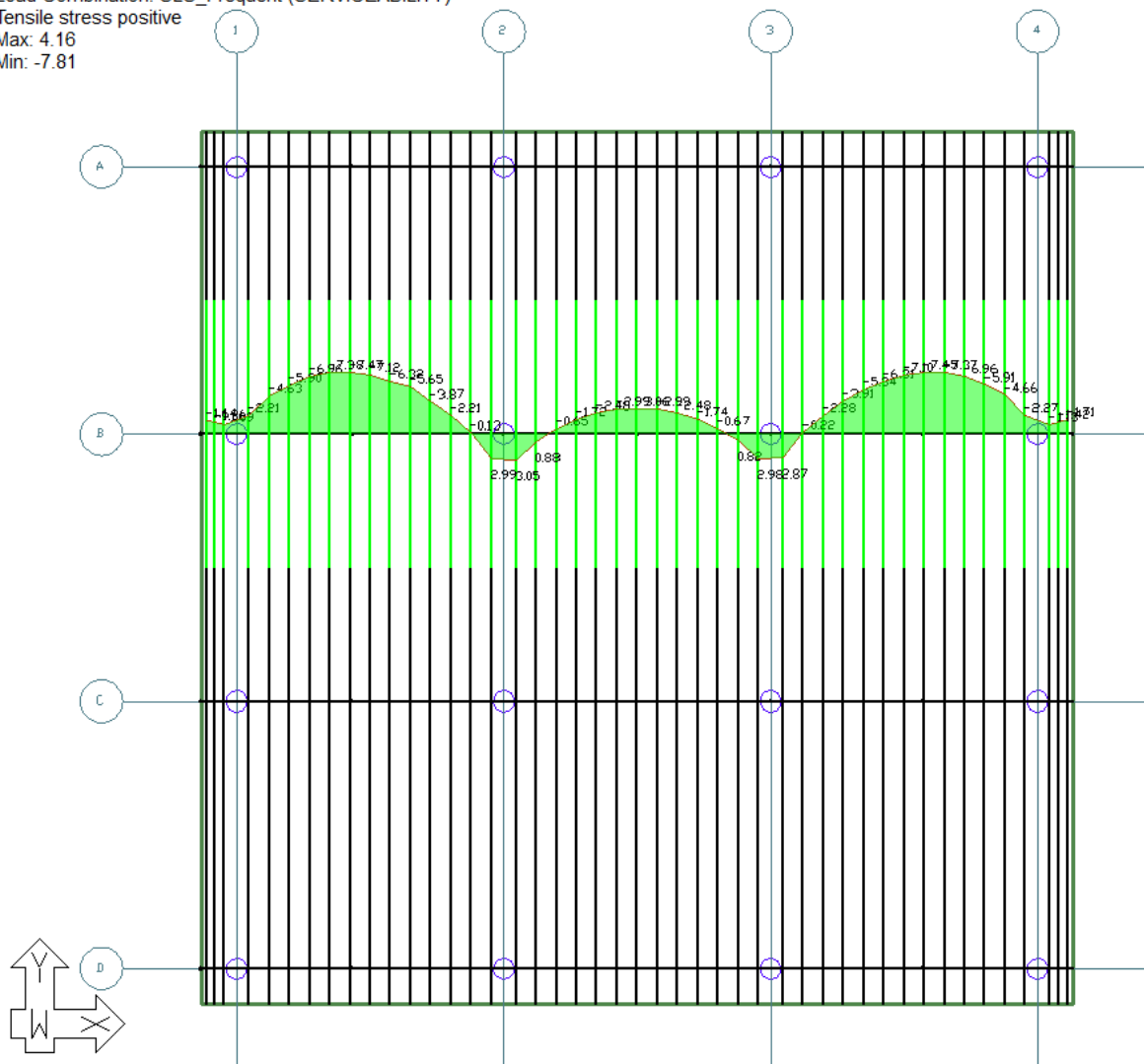
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 5.66
 Min: -9.26



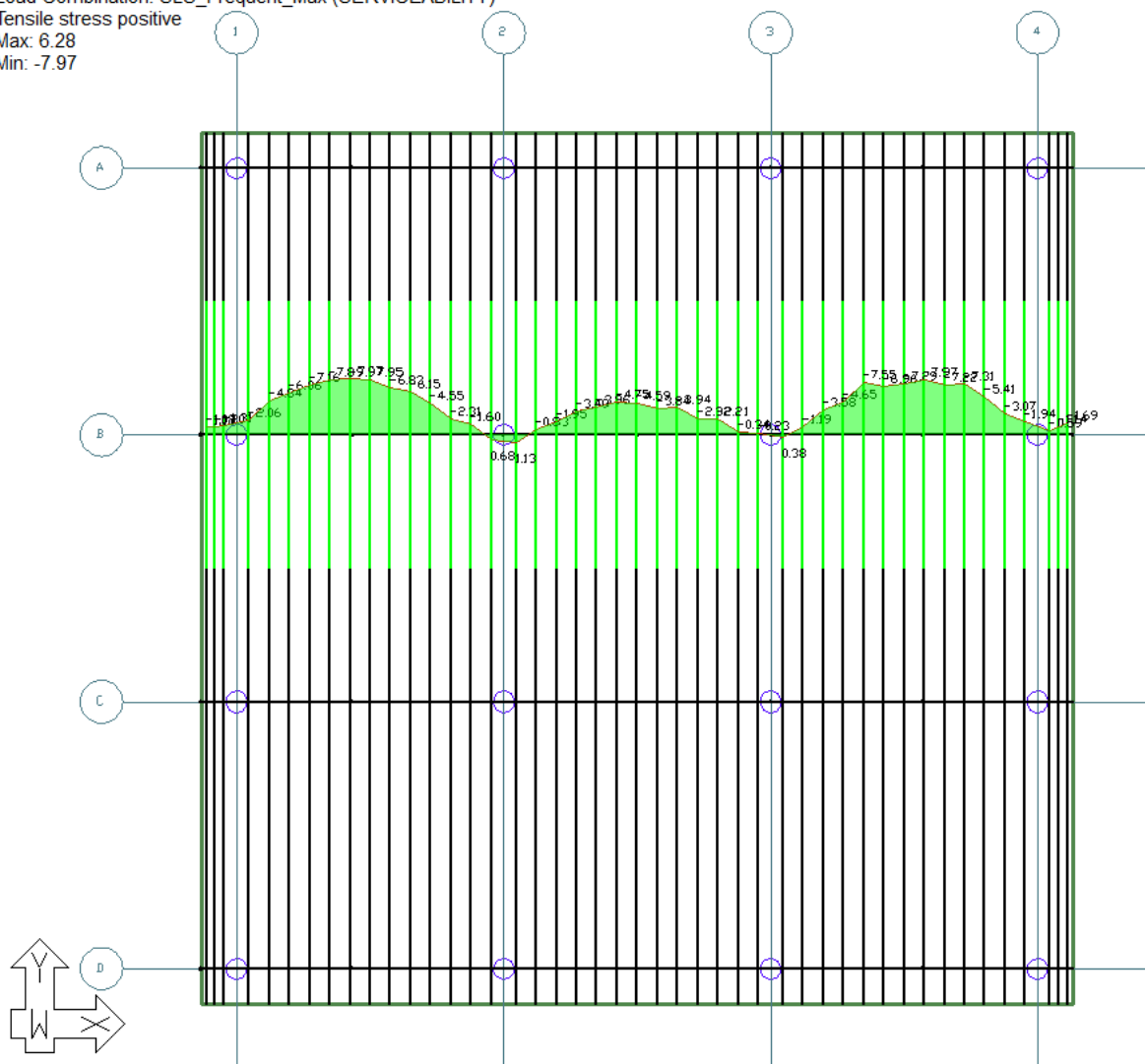
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.16
 Min: -7.81



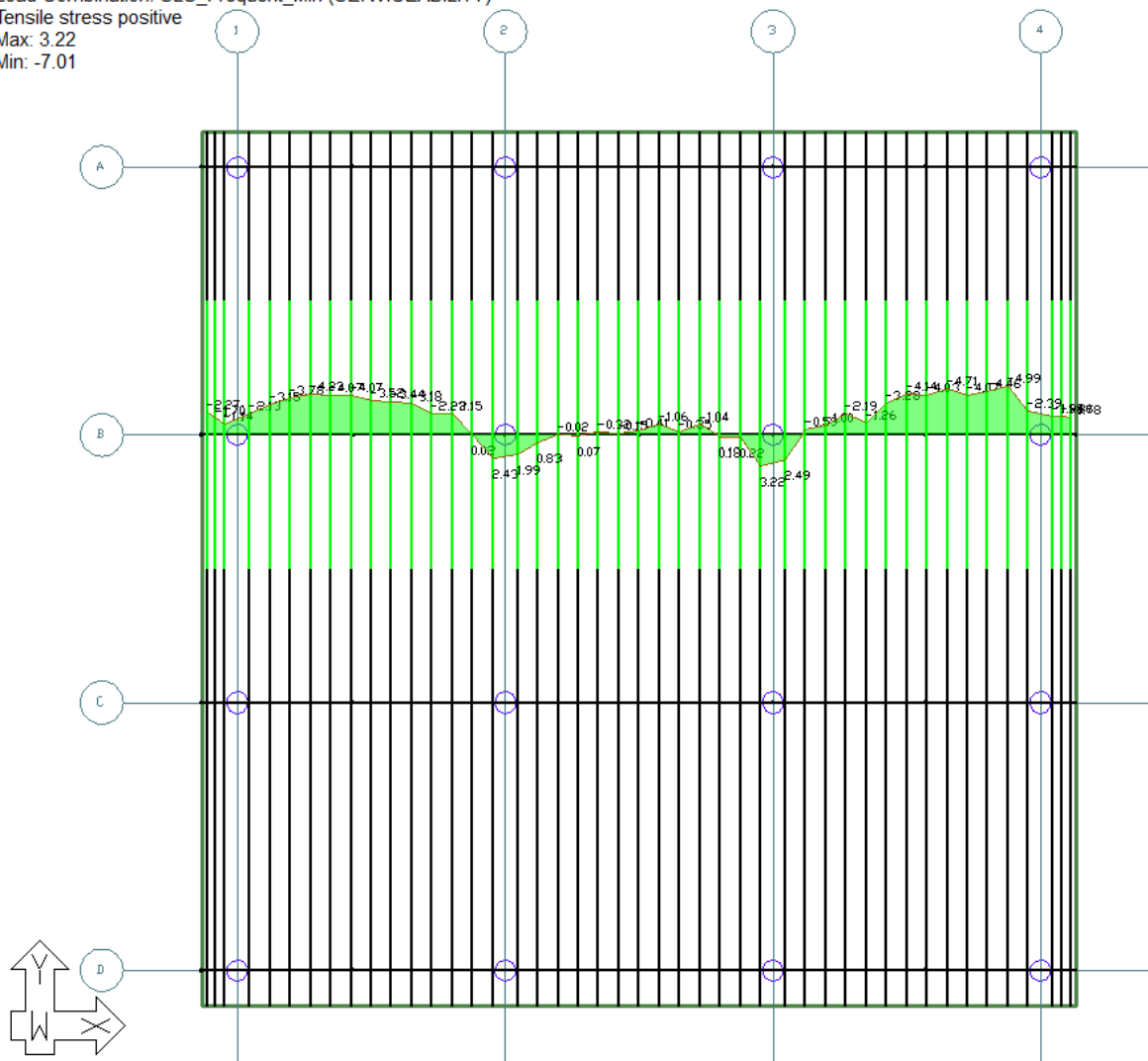
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 6.28
 Min: -7.97



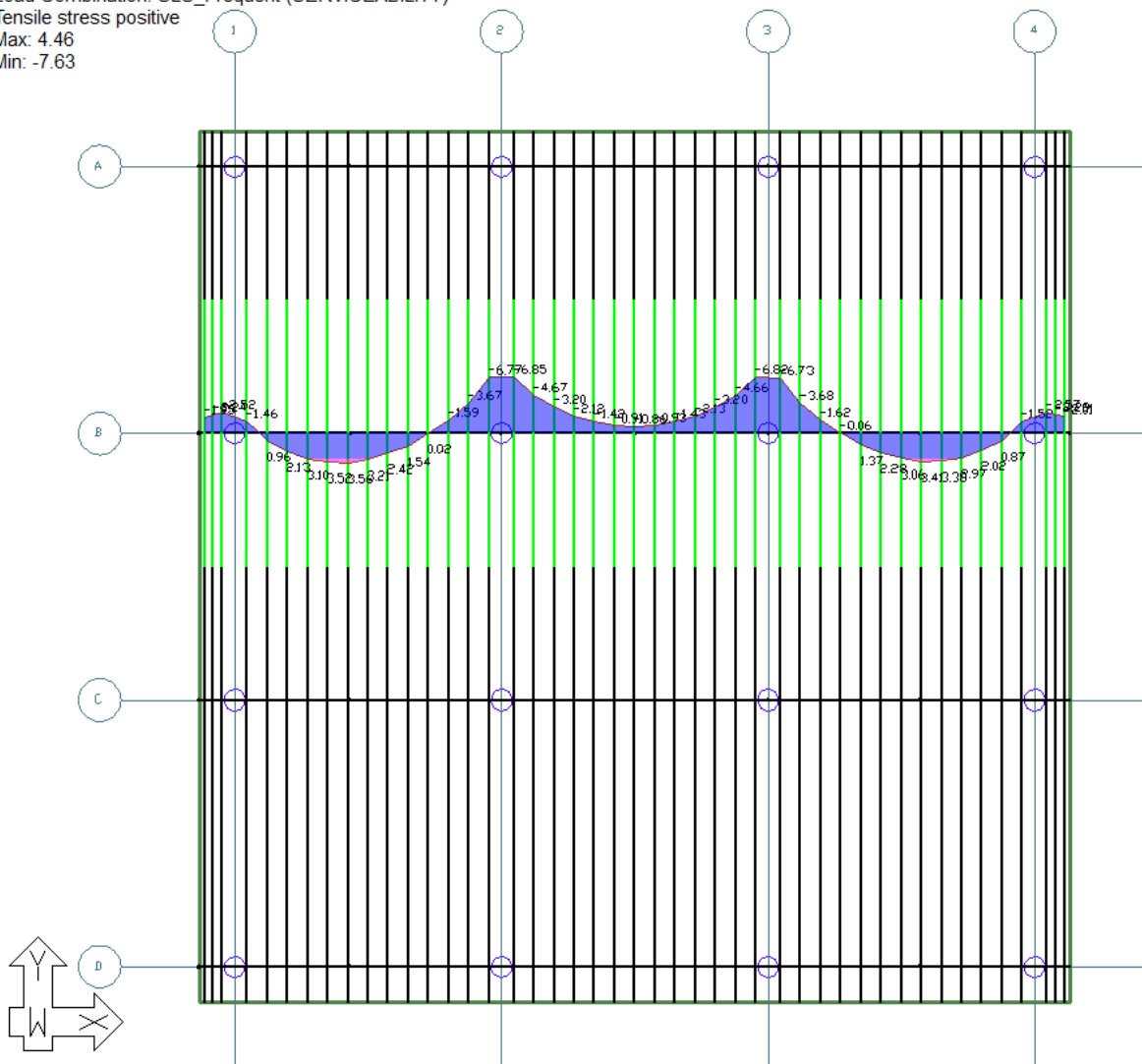
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, minimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 3.22
 Min: -7.01



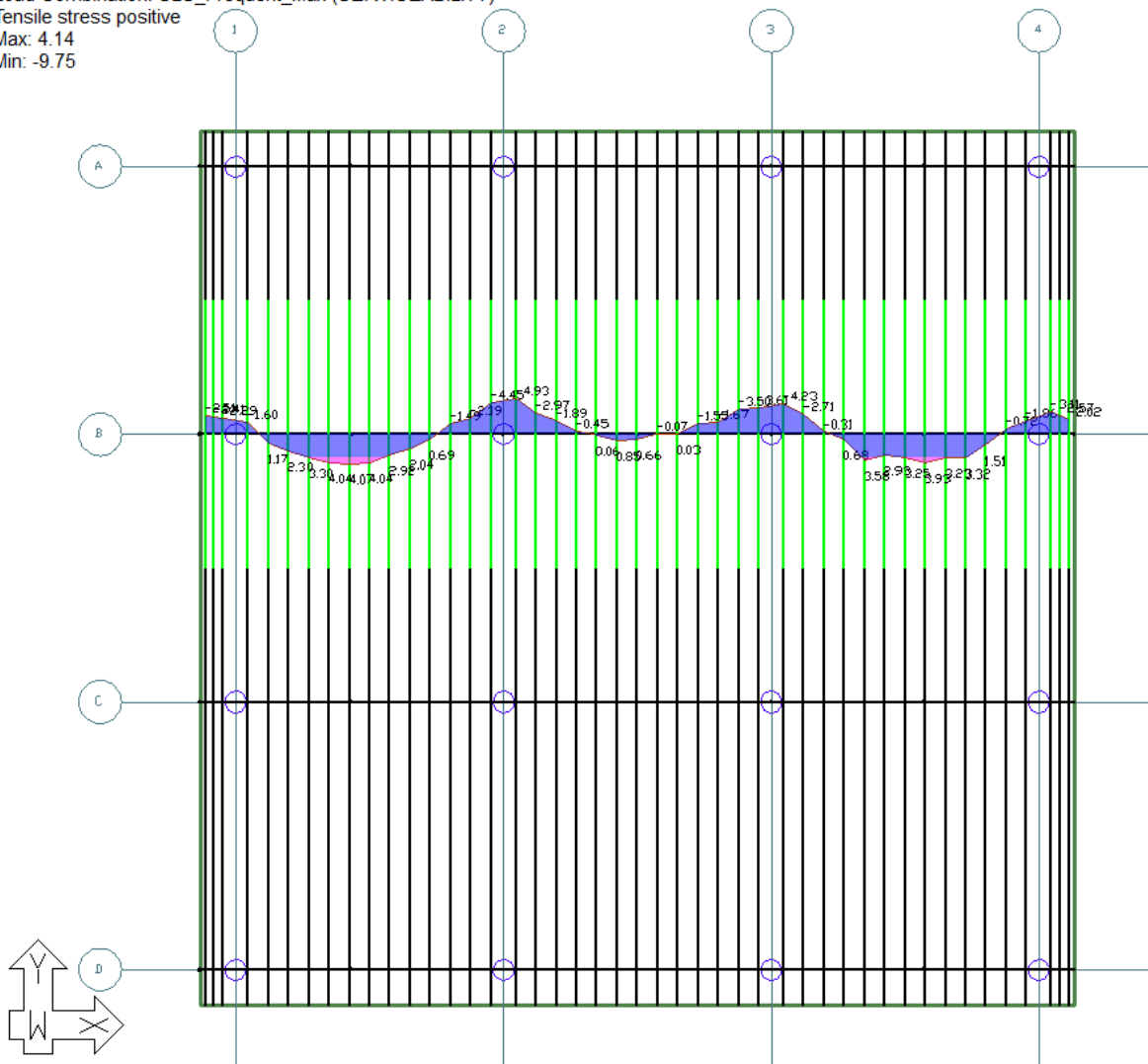
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorma koko laatan alalla) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.46
 Min: -7.63



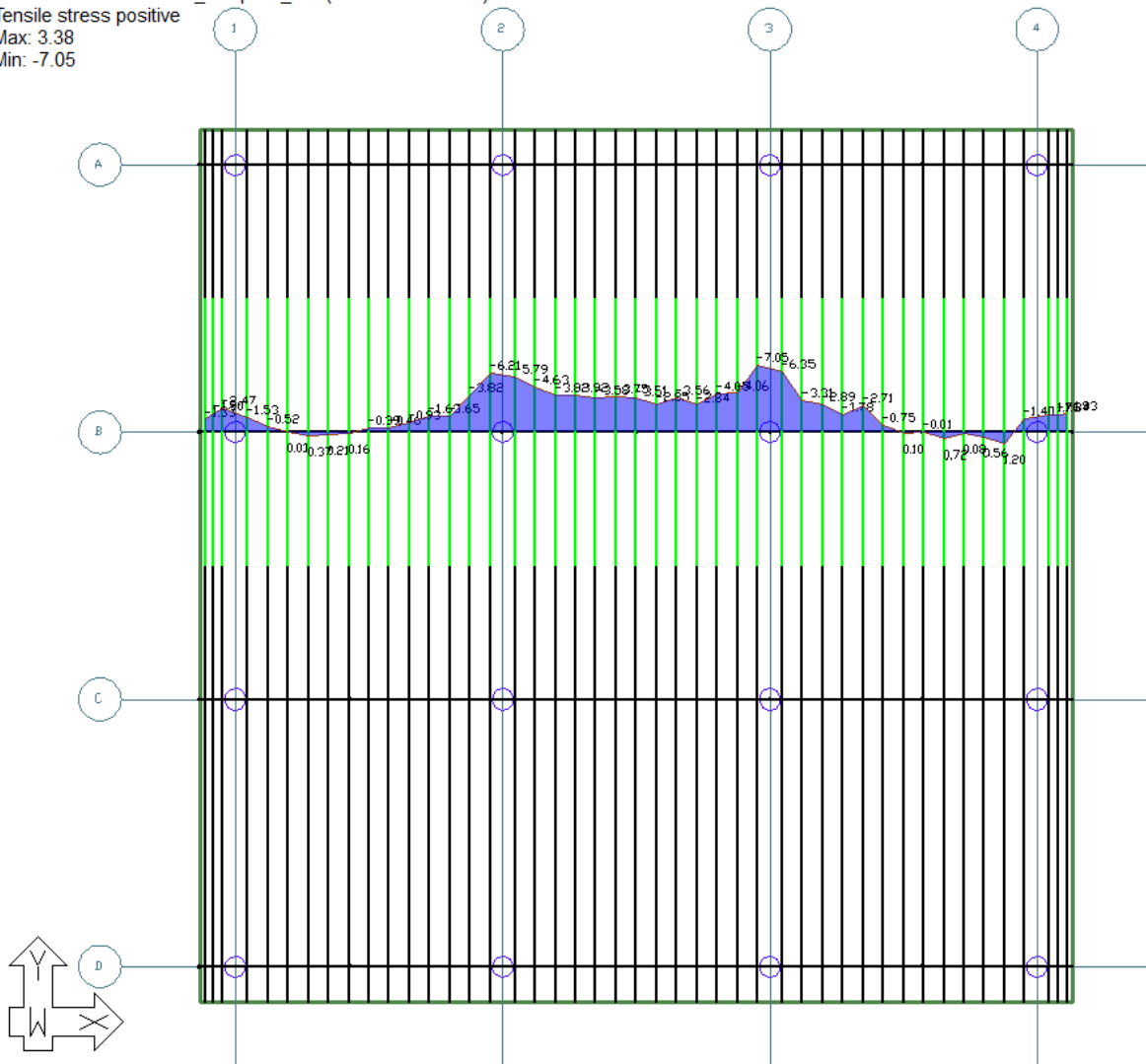
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, maksimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Max (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.14
 Min: -9.75



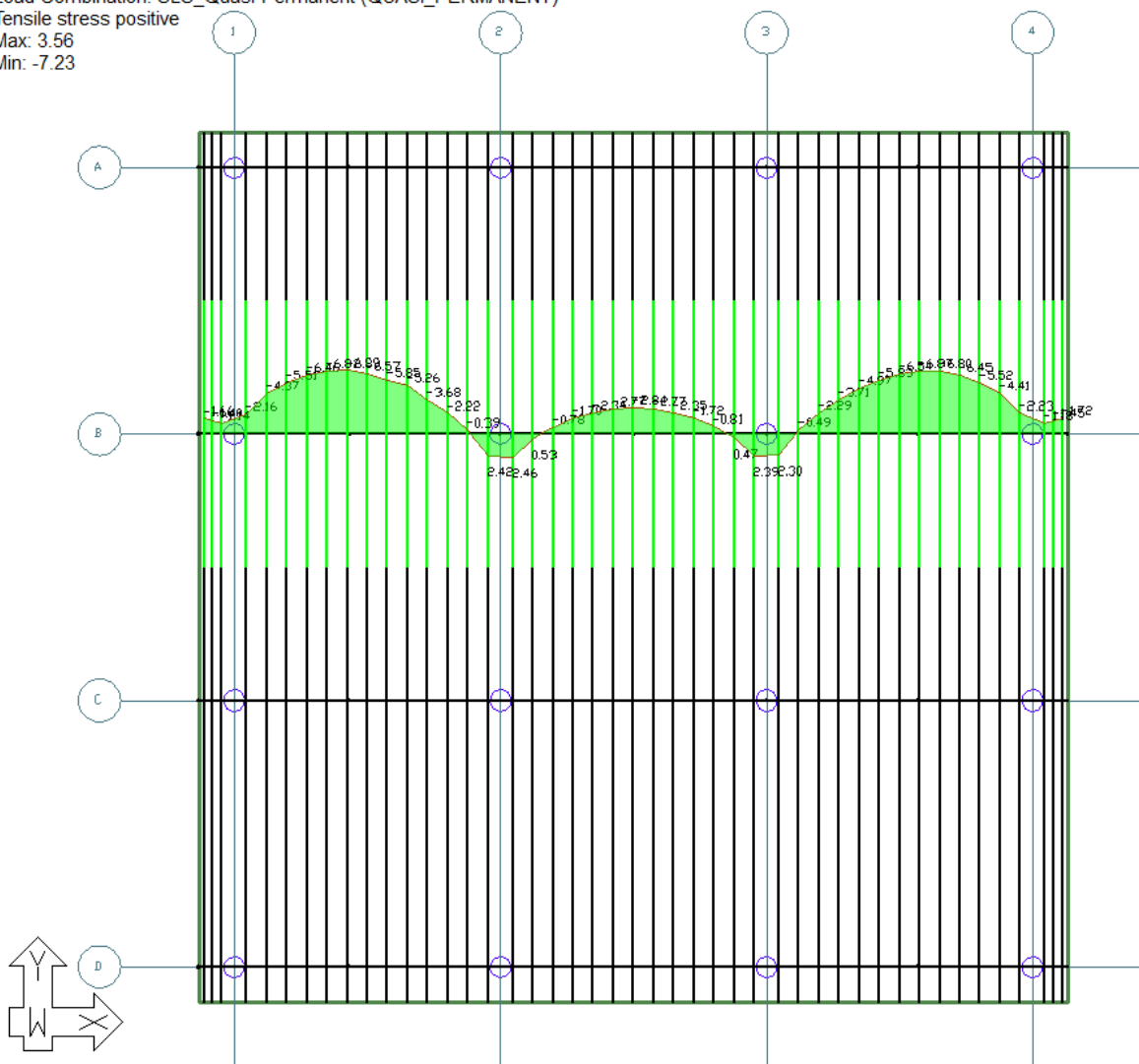
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa (hyötykuorman epäedullinen vaikutus, mi-nimi) [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent_Min (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 3.38
 Min: -7.05



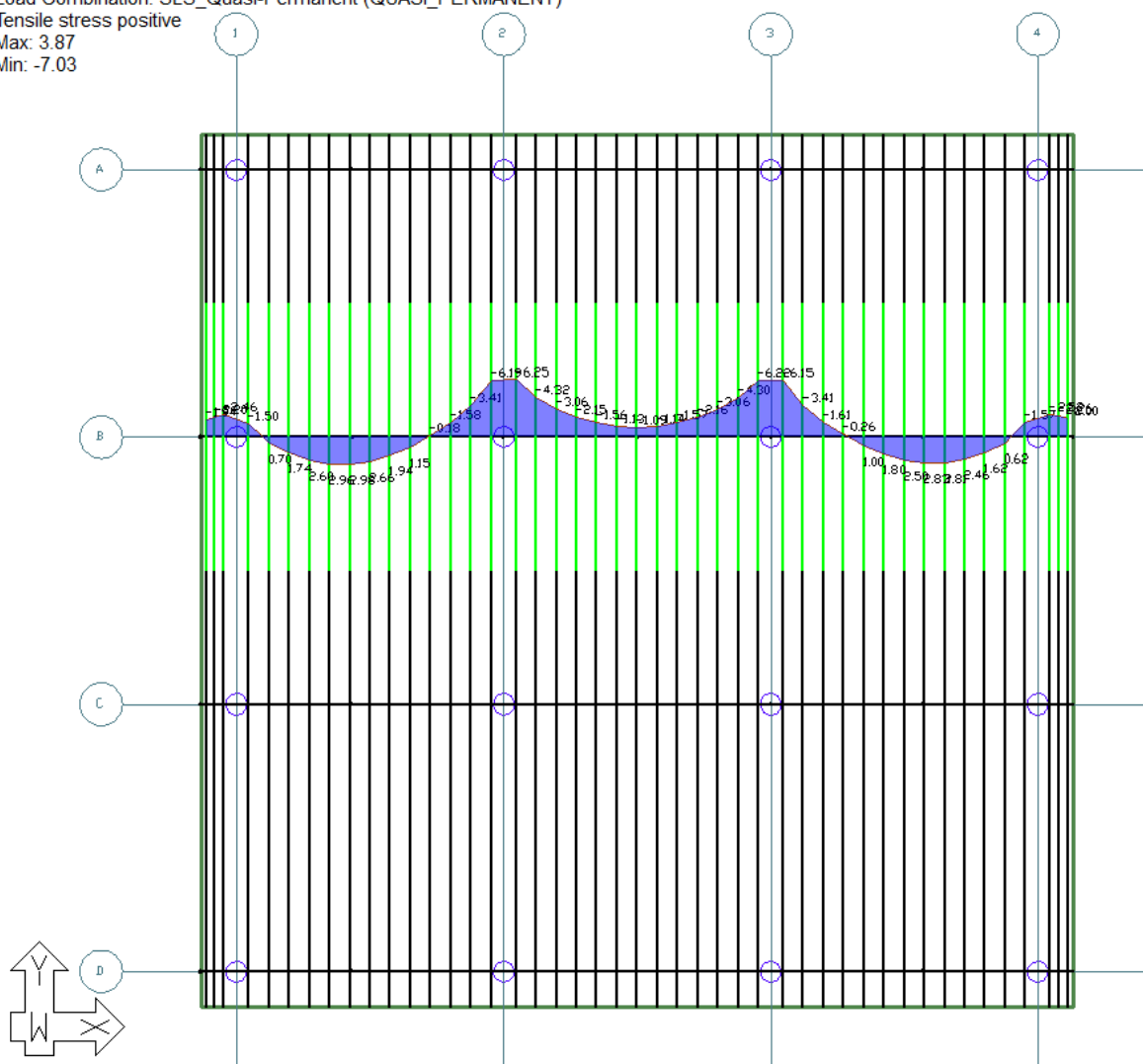
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 3.56
 Min: -7.23



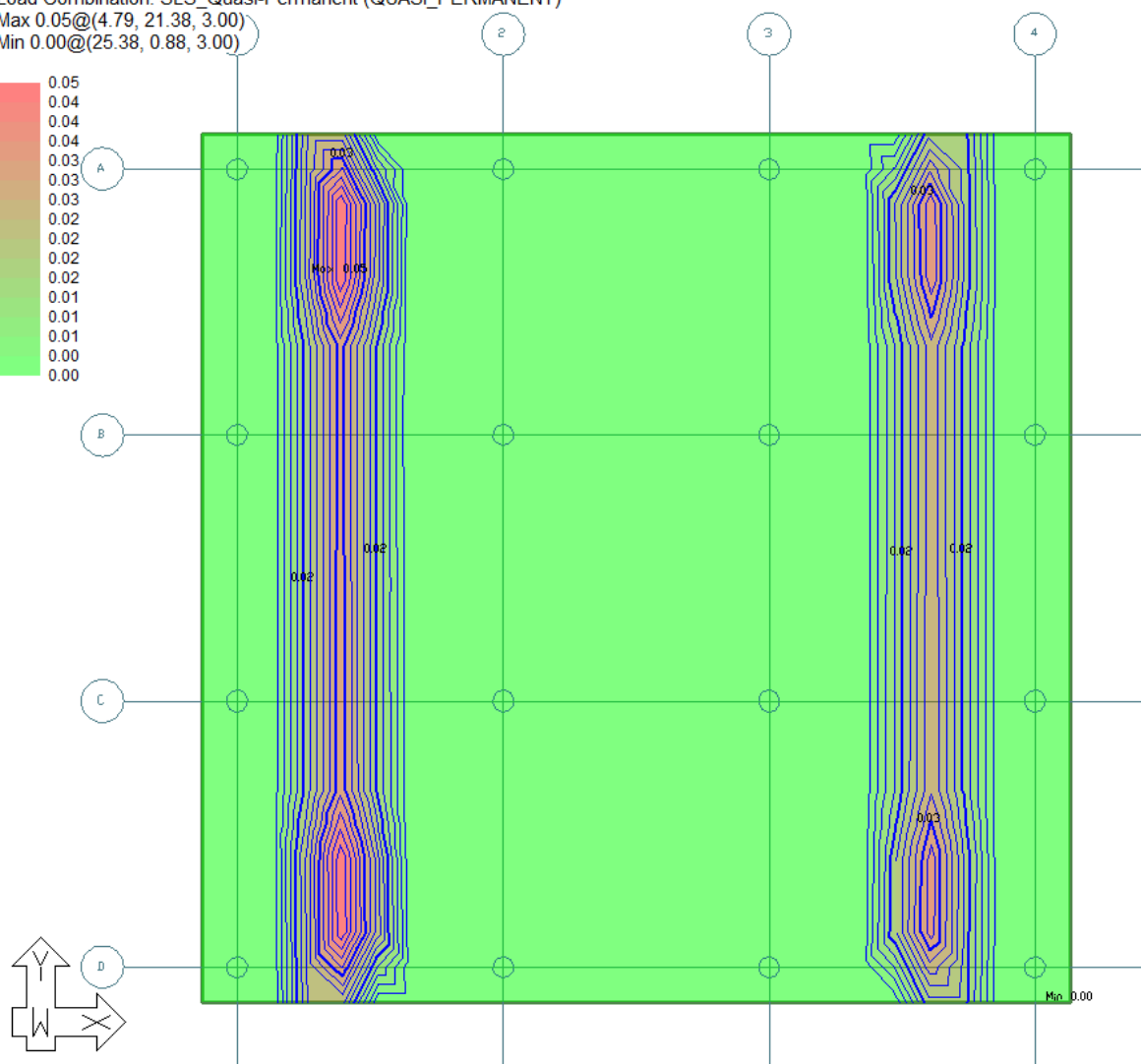
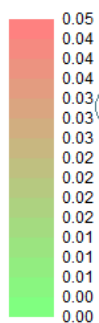
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 3.87
 Min: -7.03



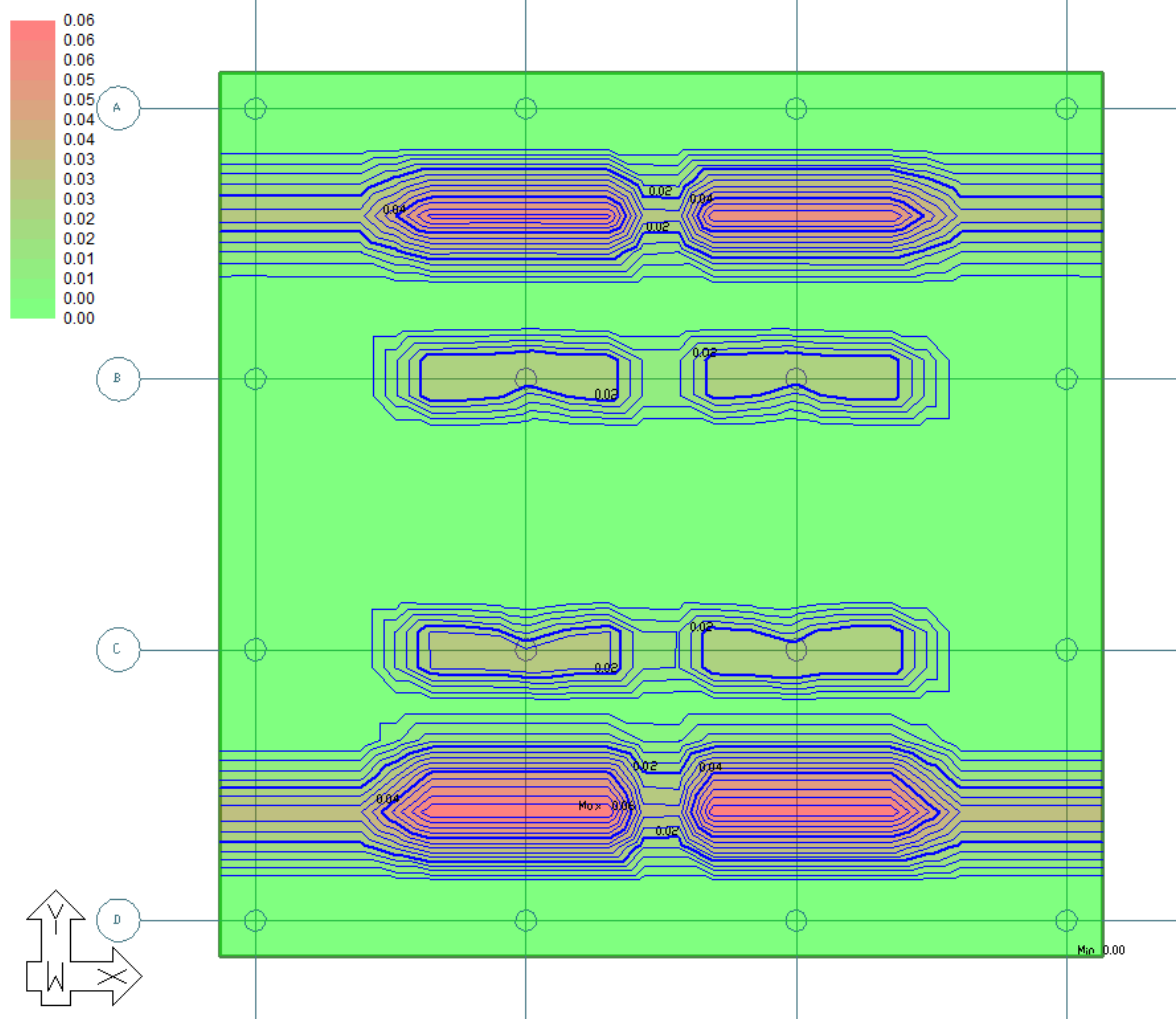
Pitkäaikaisyhdistelmän halkeaman leveys x-suunnassa [mm]

Slab, Actions (contour map), Cracks along strip Y - (width) (mm)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Max 0.05@(4.79, 21.38, 3.00)
 Min 0.00@(25.38, 0.88, 3.00)



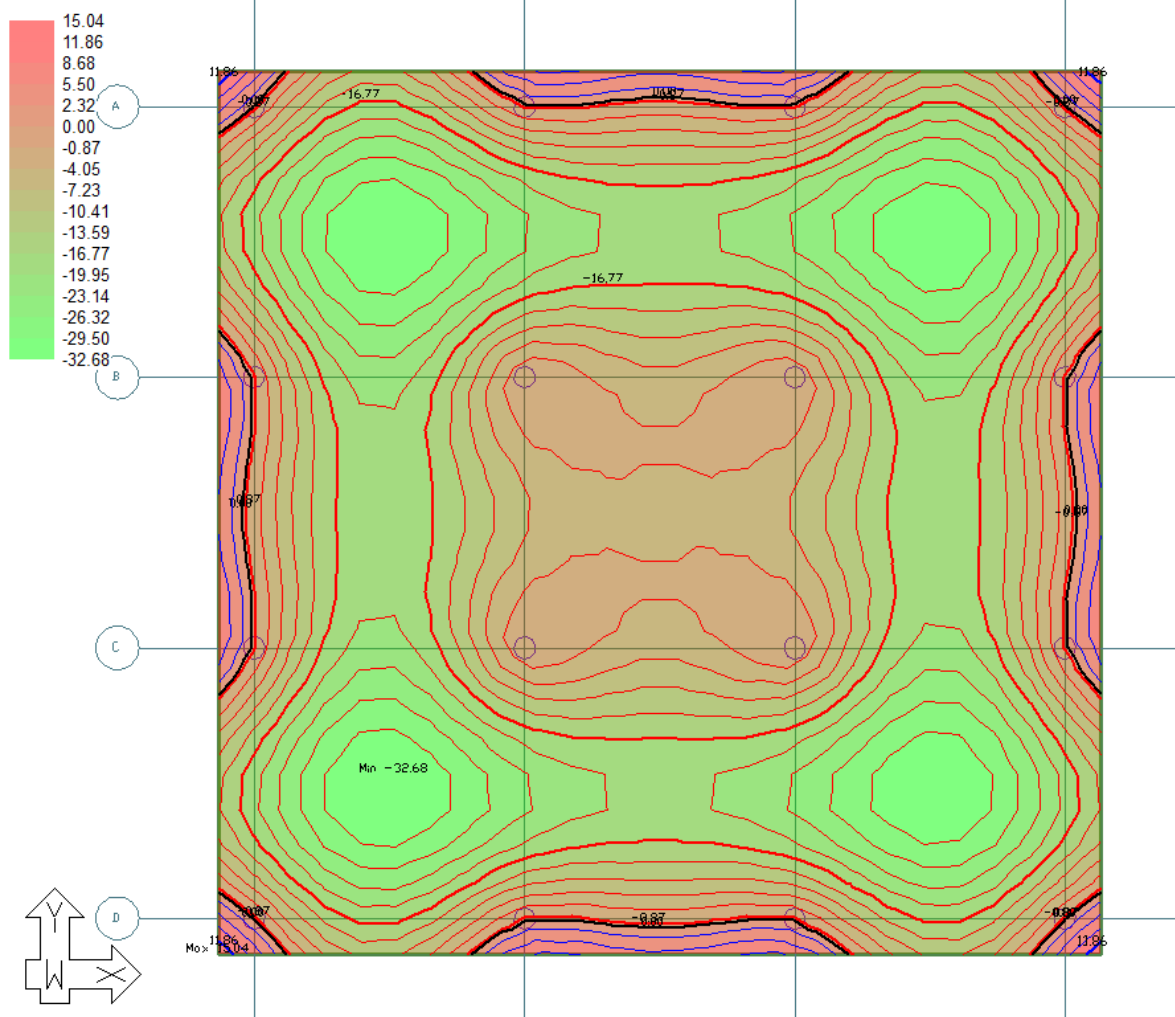
Pitkäaikaisyhdistelmän halkeaman leveys y-suunnassa [mm]

Slab, Actions (contour map), Cracks along strip X - (width) (mm)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Max 0.06@(11.66, 4.87, 3.00)
 Min 0.00@(25.38, 0.88, 3.00)



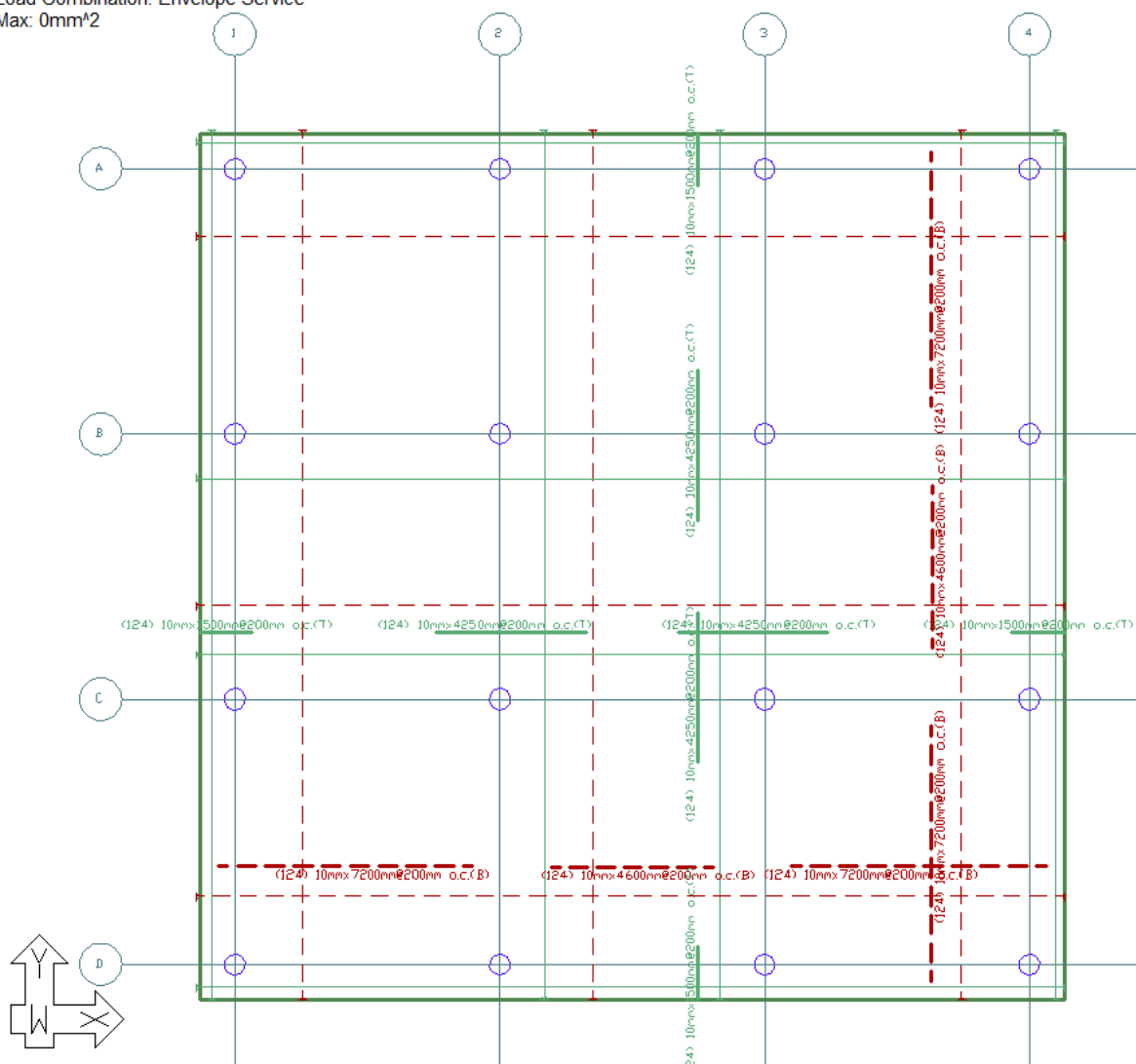
Laatan pitkäaikainen taipuma viruma huomioon ottaen (halkeillut poikkileikkaus) [mm]

Slab, Deformation, Z-Translation (mm)
 Load Combination: cracked_SLS_Long_Term
 Max 15.04@(0.88, 0.88, 3.00)
 Min -32.68@(5.78, 5.87, 3.00)



Käyttörajan vaadittu rauditus (= vähimmäisraudoitus)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)
 Load Combination: Envelope Service
 Max: 0mm²



Käyttörajan vaaditun raudoituksen paino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	496	10mm	7.20	3571.20	2186.65	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
Total				7564.00	4631.44		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

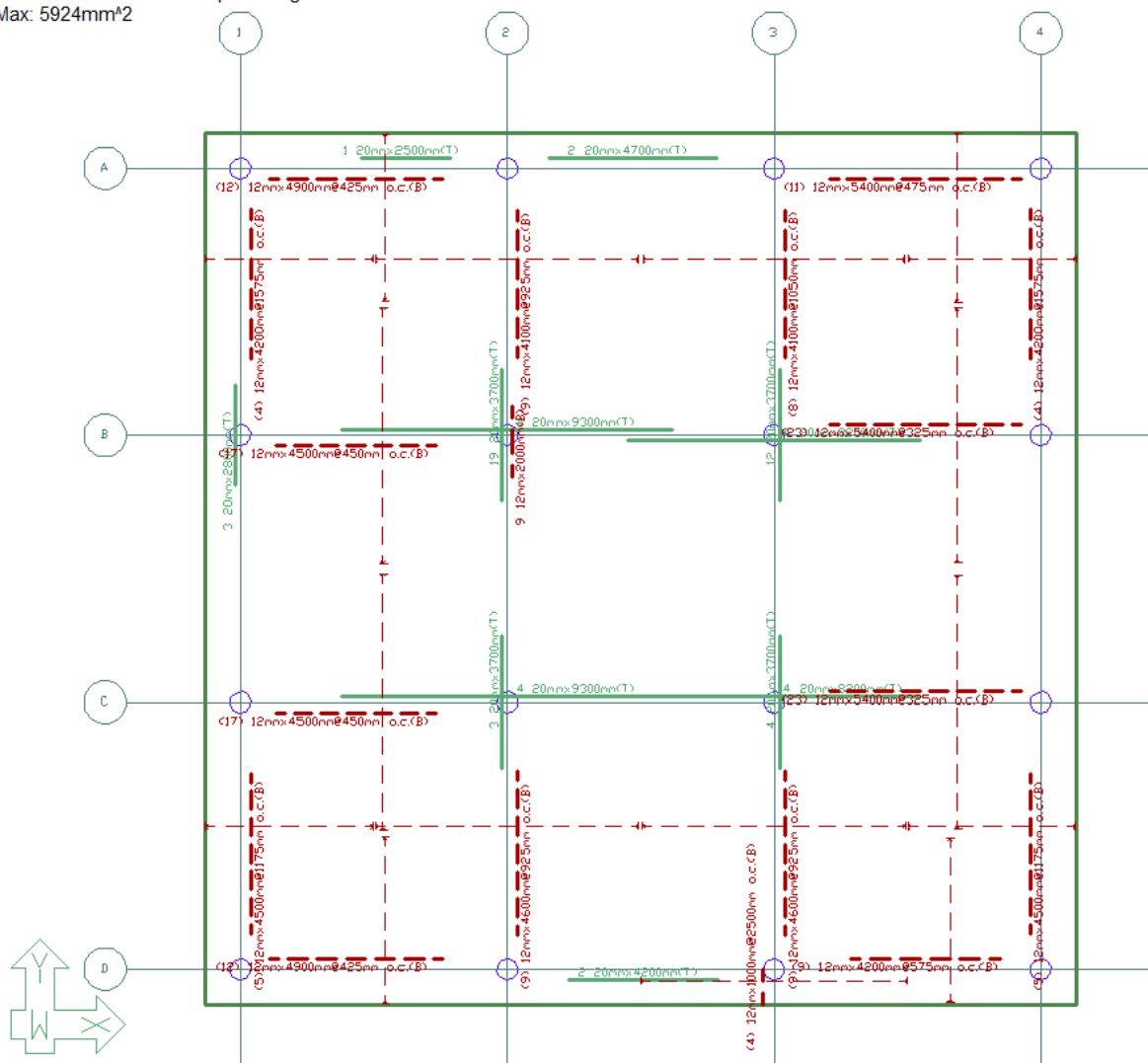
Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	600.25	150.06	4631.44	7.72	30.86	0.00
Total	600.25	150.06	4631.44	7.72	30.86	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Murtorajatilan vaadittu rauditus (käyttörajatilan raudoituksen lisäksi)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)
 Load Combination: Envelope Strength
 Max: 5924mm²



Raudoituksen kokonaispaino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	496	10mm	7.20	3571.20	2186.65	0.00	0.00
2	248	10mm	4.60	1140.80	698.51	0.00	0.00
3	496	10mm	4.25	2108.00	1290.73	0.00	0.00
4	496	10mm	1.50	744.00	455.55	0.00	0.00
5	57	12mm	5.40	307.80	271.39	0.00	0.00
6	24	12mm	4.90	117.60	103.69	0.00	0.00
7	18	12mm	4.60	82.80	73.01	0.00	0.00
8	44	12mm	4.50	198.00	174.58	0.00	0.00
9	17	12mm	4.20	71.40	62.95	0.00	0.00
10	17	12mm	4.10	69.70	61.46	0.00	0.00
11	9	12mm	2.00	18.00	15.87	0.00	0.00
12	4	12mm	1.00	4.00	3.53	0.00	0.00
13	8	20mm	9.30	74.40	182.22	0.00	0.00
14	8	20mm	8.20	65.60	160.67	0.00	0.00
15	2	20mm	4.70	9.40	23.02	0.00	0.00
16	2	20mm	4.20	8.40	20.57	0.00	0.00
17	38	20mm	3.70	140.60	344.36	0.00	0.00
18	3	20mm	2.80	8.40	20.57	0.00	0.00
19	1	20mm	2.50	2.50	6.12	0.00	0.00
Total				8742.60	6155.45		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

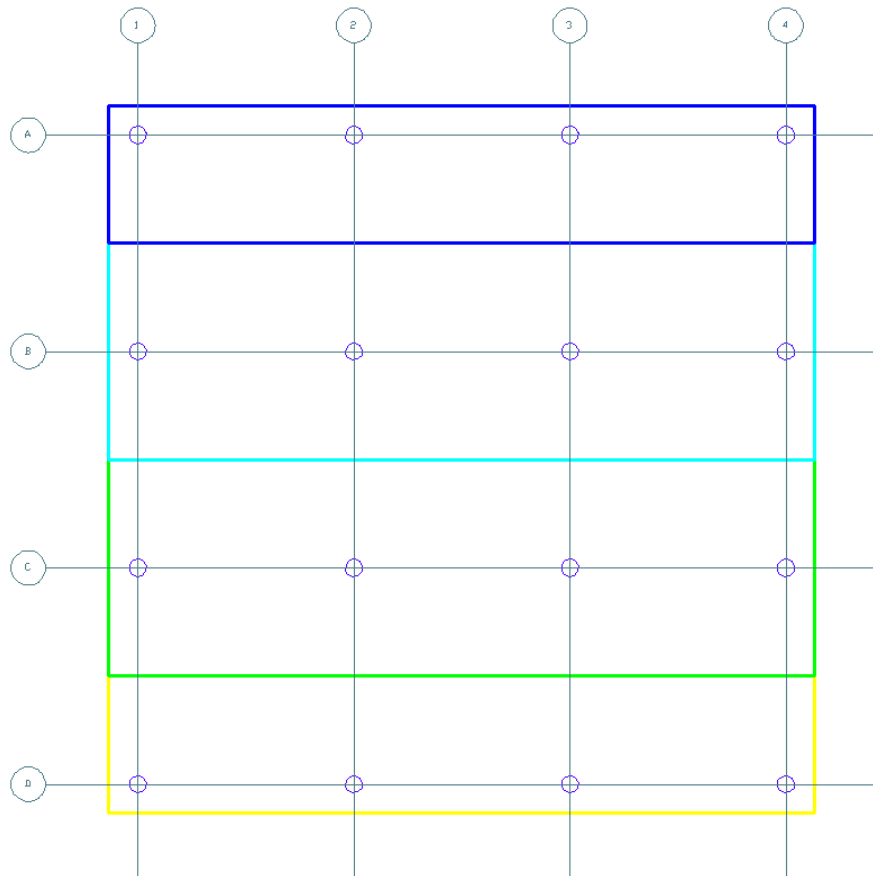
Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

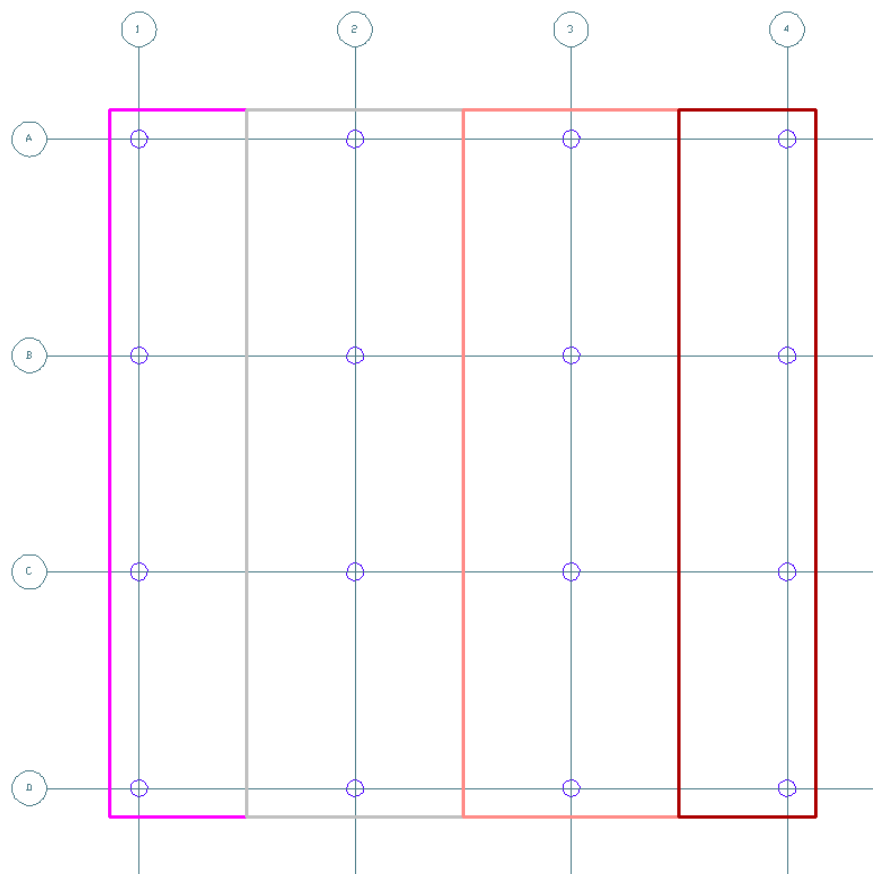
Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	600.25	150.06	6155.45	10.25	41.02	0.00
Total	600.25	150.06	6155.45	10.25	41.02	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Mitoituskaistat x-suunnassa

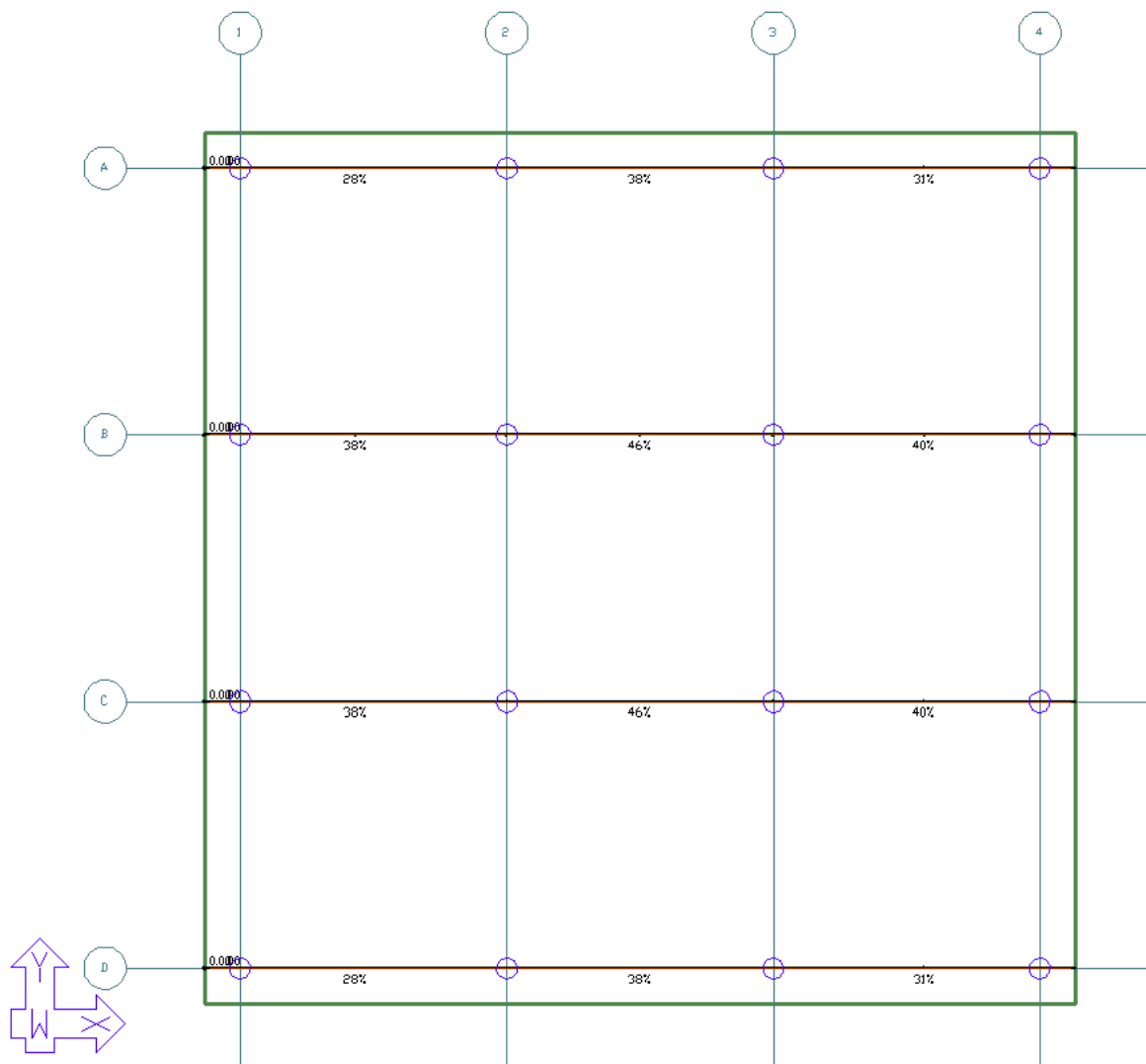


Mitoituskaistat y-suunnassa



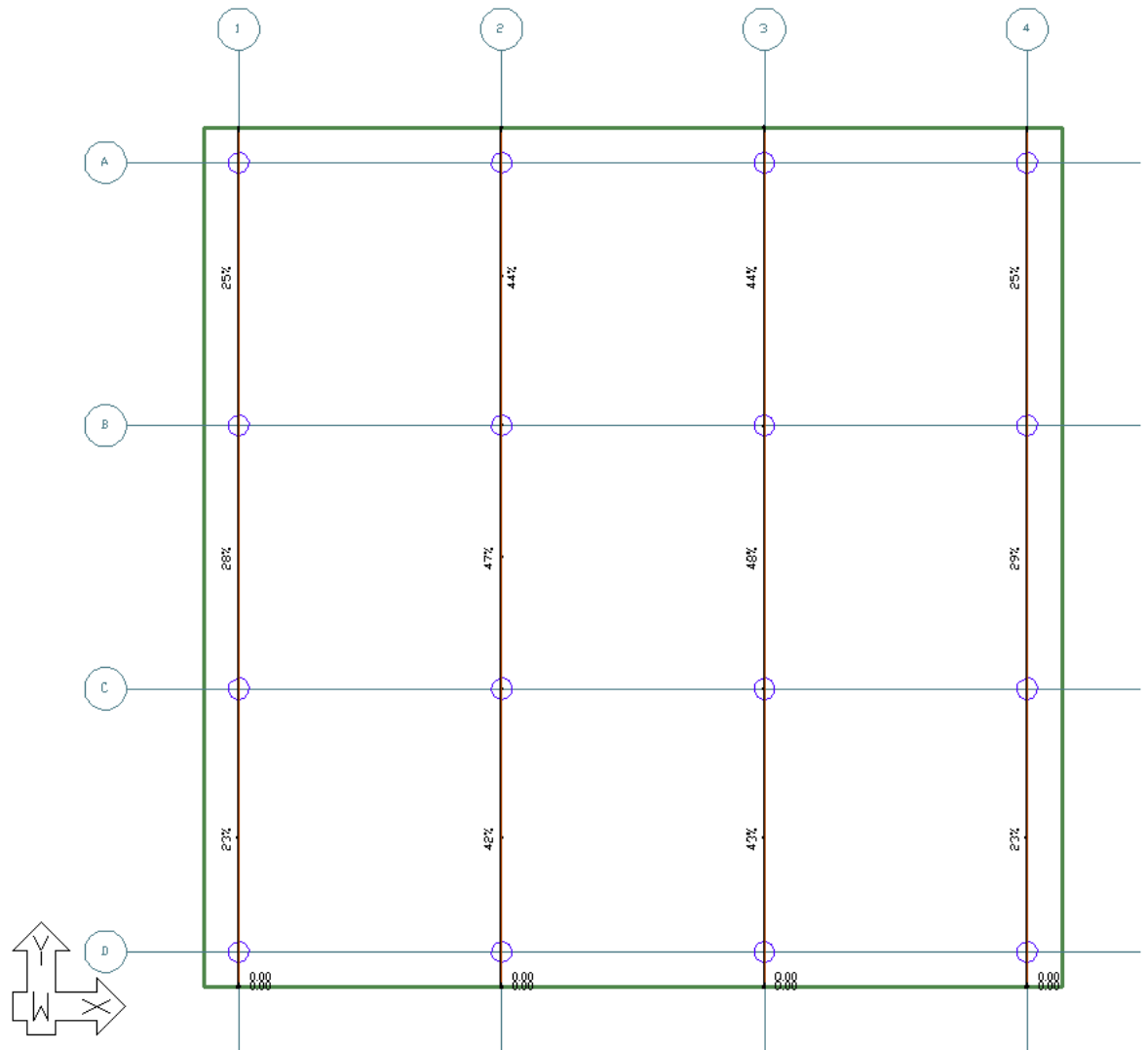
Pysyvän kuorman tasapainotus x-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Pysyvän kuorman tasapainotus y-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Jännittämishetken esijännityksen määrää x-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

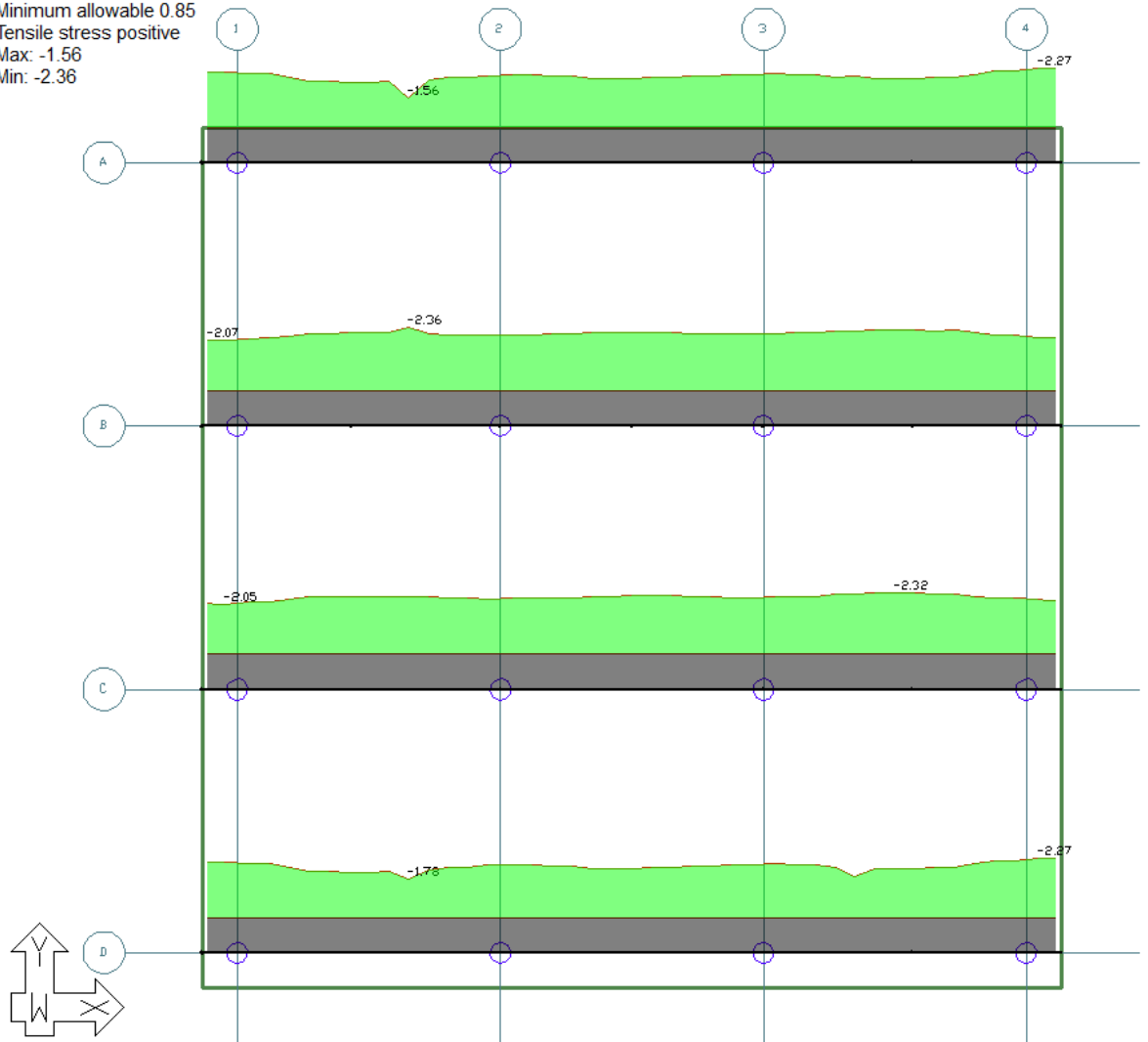
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -1.56

Min: -2.36



Jännittämishetken esijännityksen määrää y-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

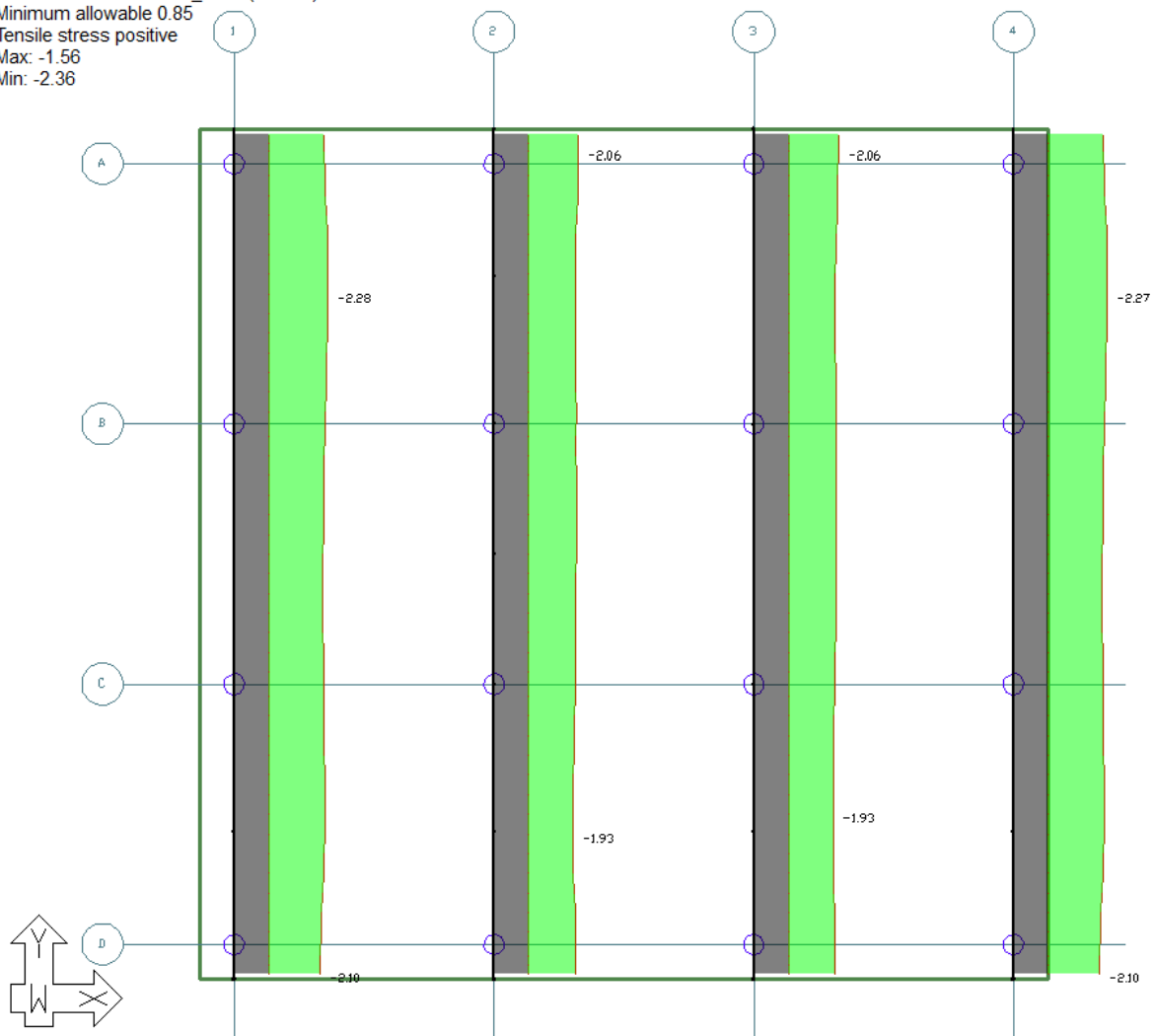
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -1.56

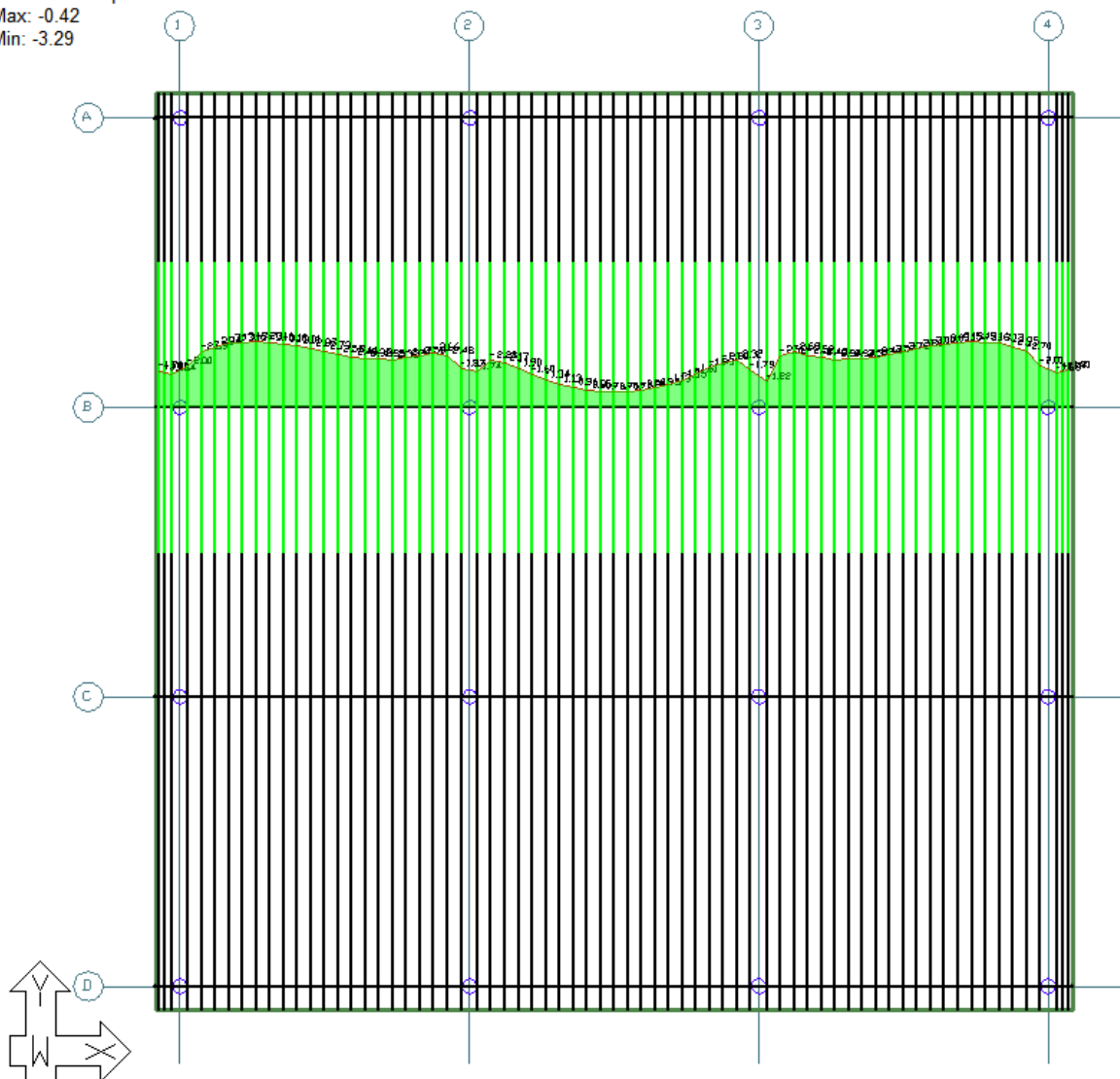
Min: -2.36



LIITE 1.2: TÄYSLEVEÄN MITOITUSKAISTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (JV=12 m)

Jännittämishetken betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)
 Tensile stress positive
 Max: -0.42
 Min: -3.29



Jännittämishetken betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

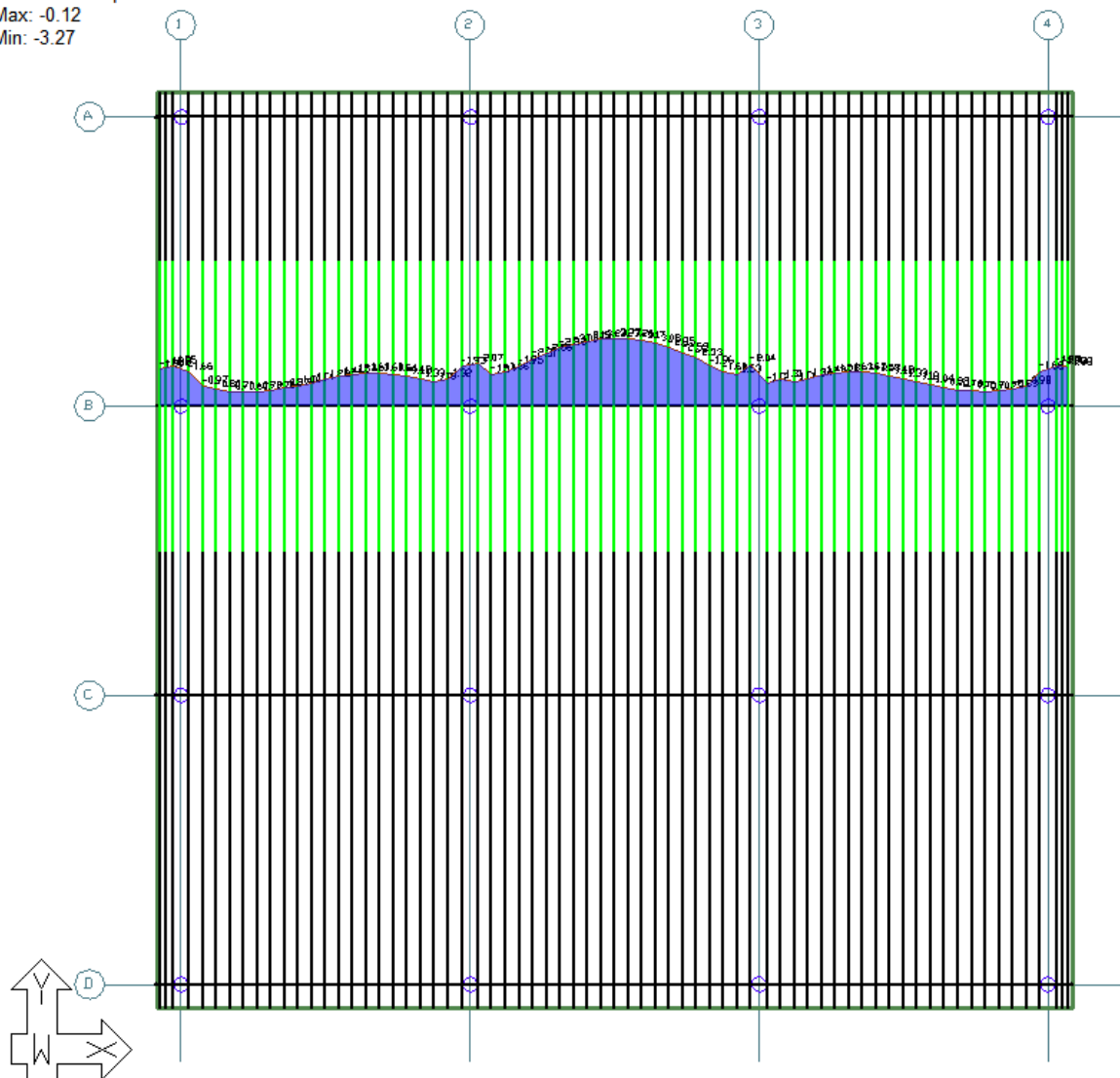
Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)

Load Combination: SLS_initial (INITIAL)

Tensile stress positive

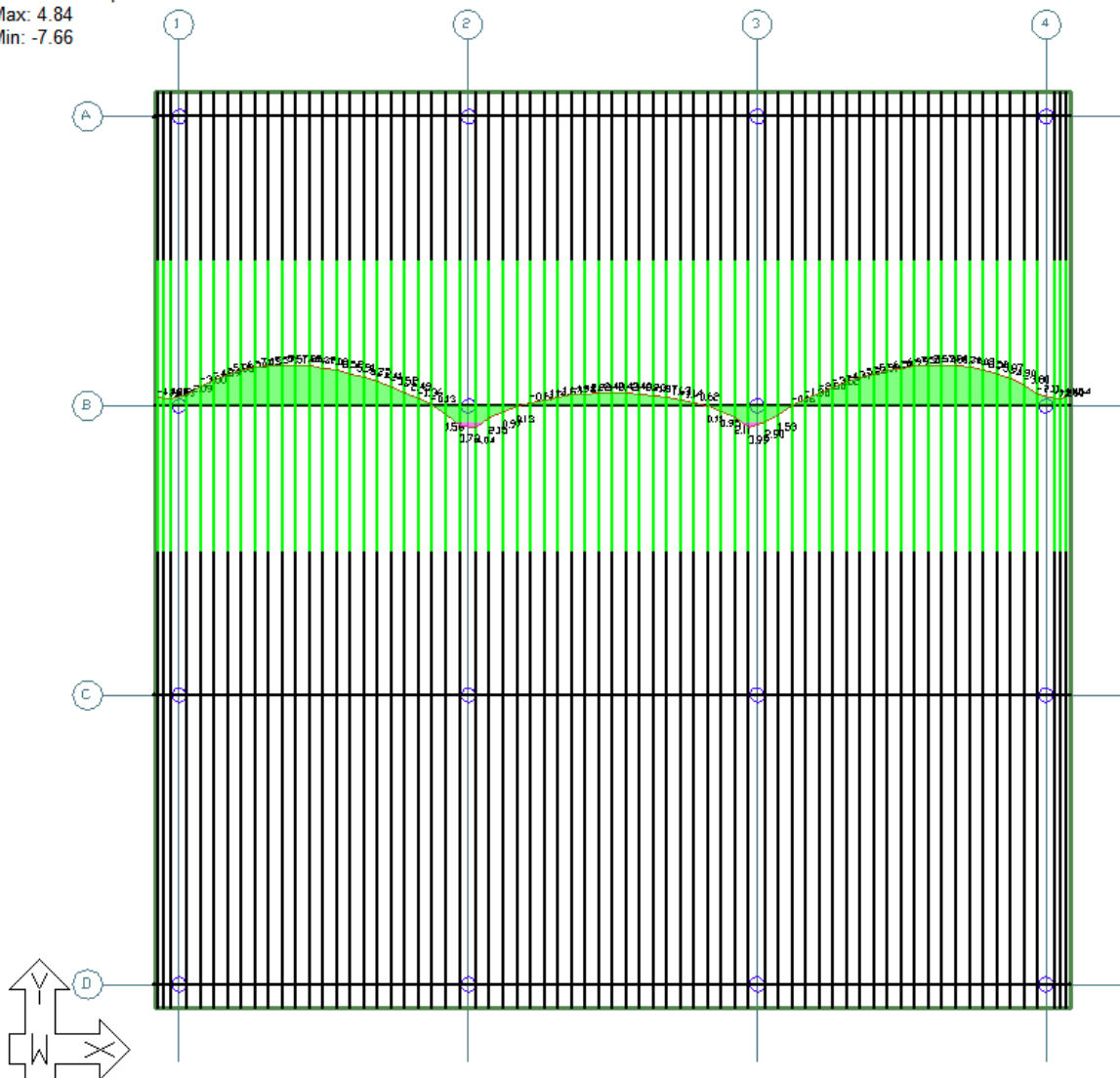
Max: -0.12

Min: -3.27



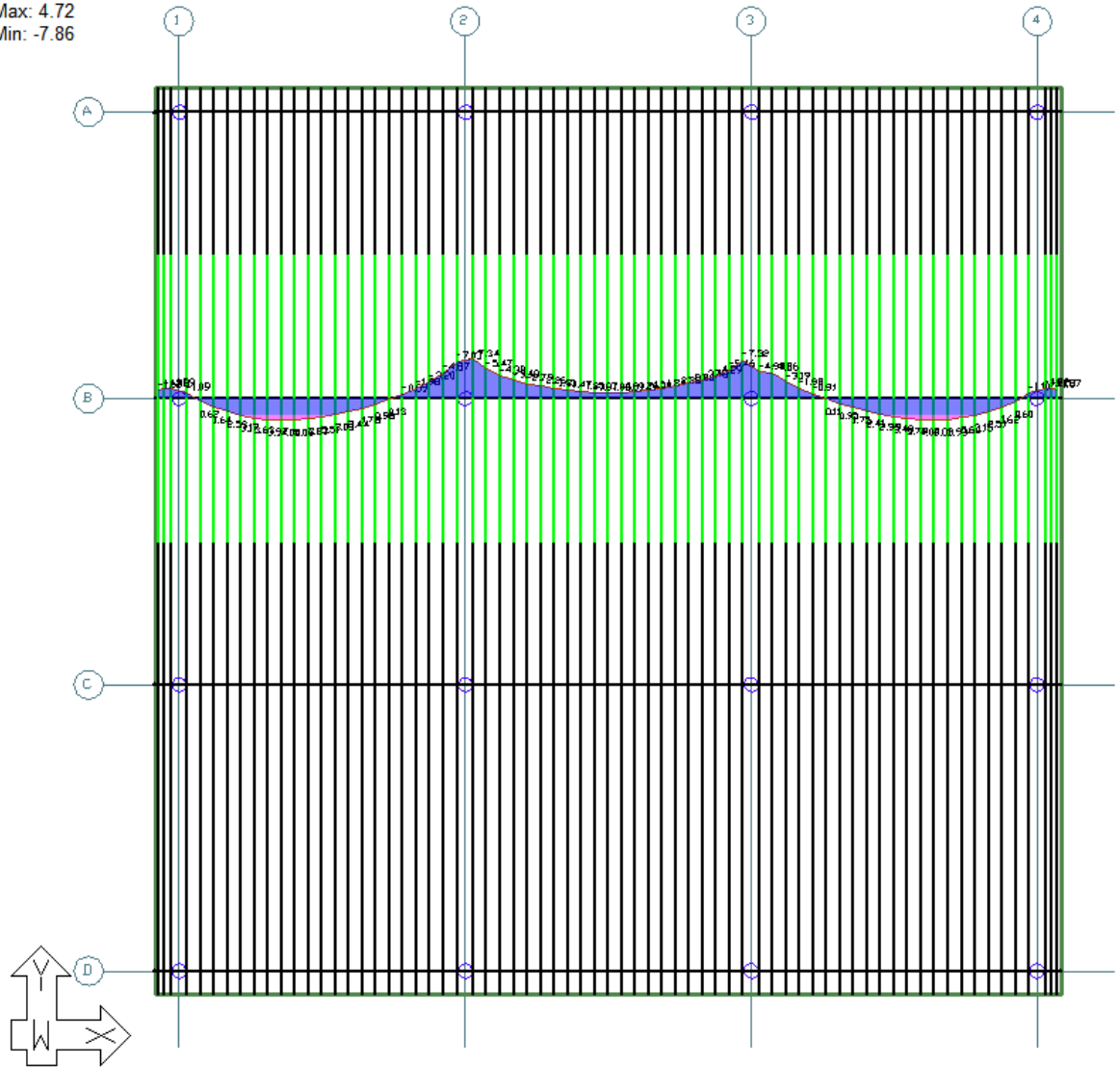
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.84
 Min: -7.66



Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
Tensile stress positive
Max: 4.72
Min: -7.86



Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

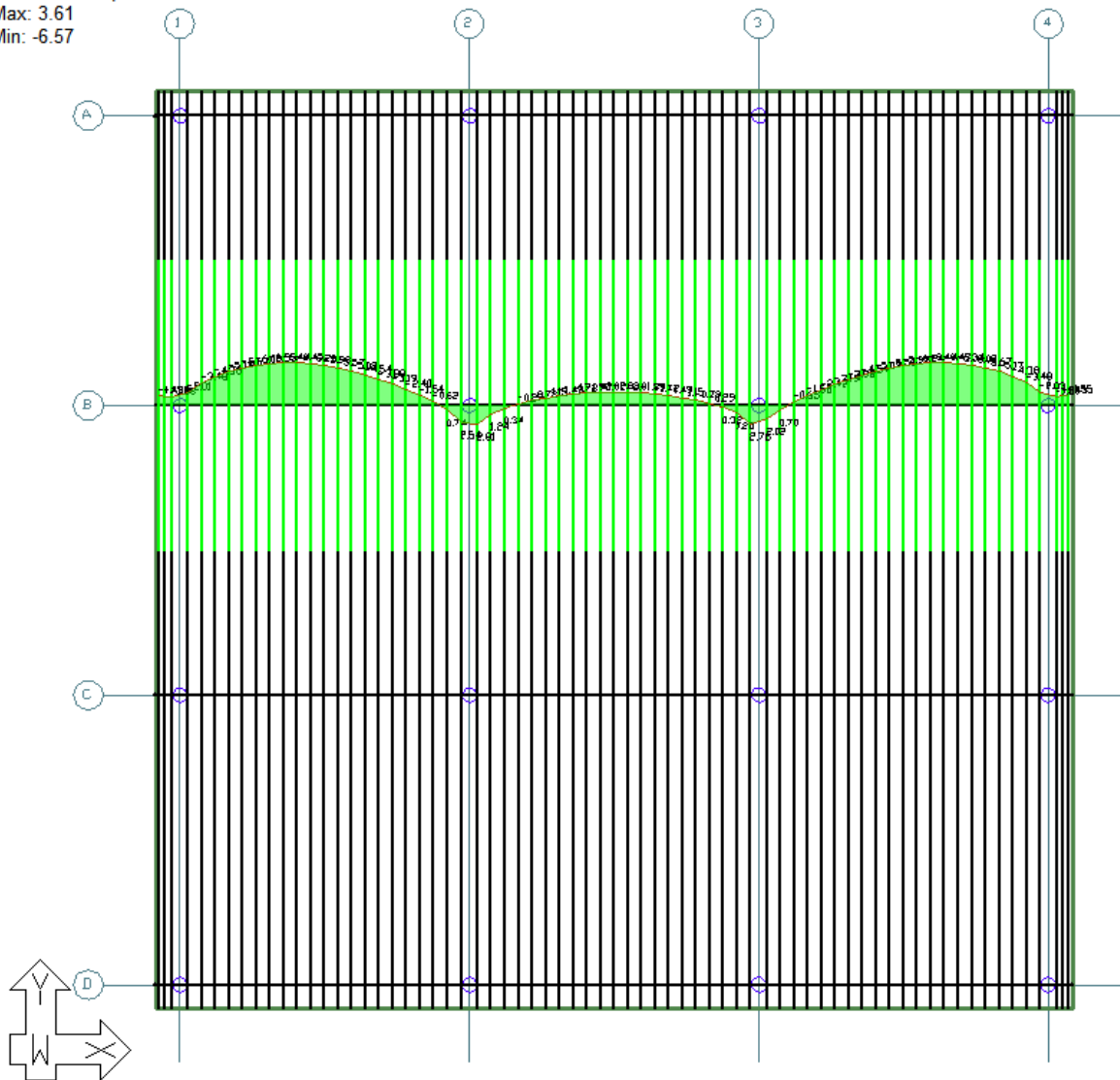
Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)

Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)

Tensile stress positive

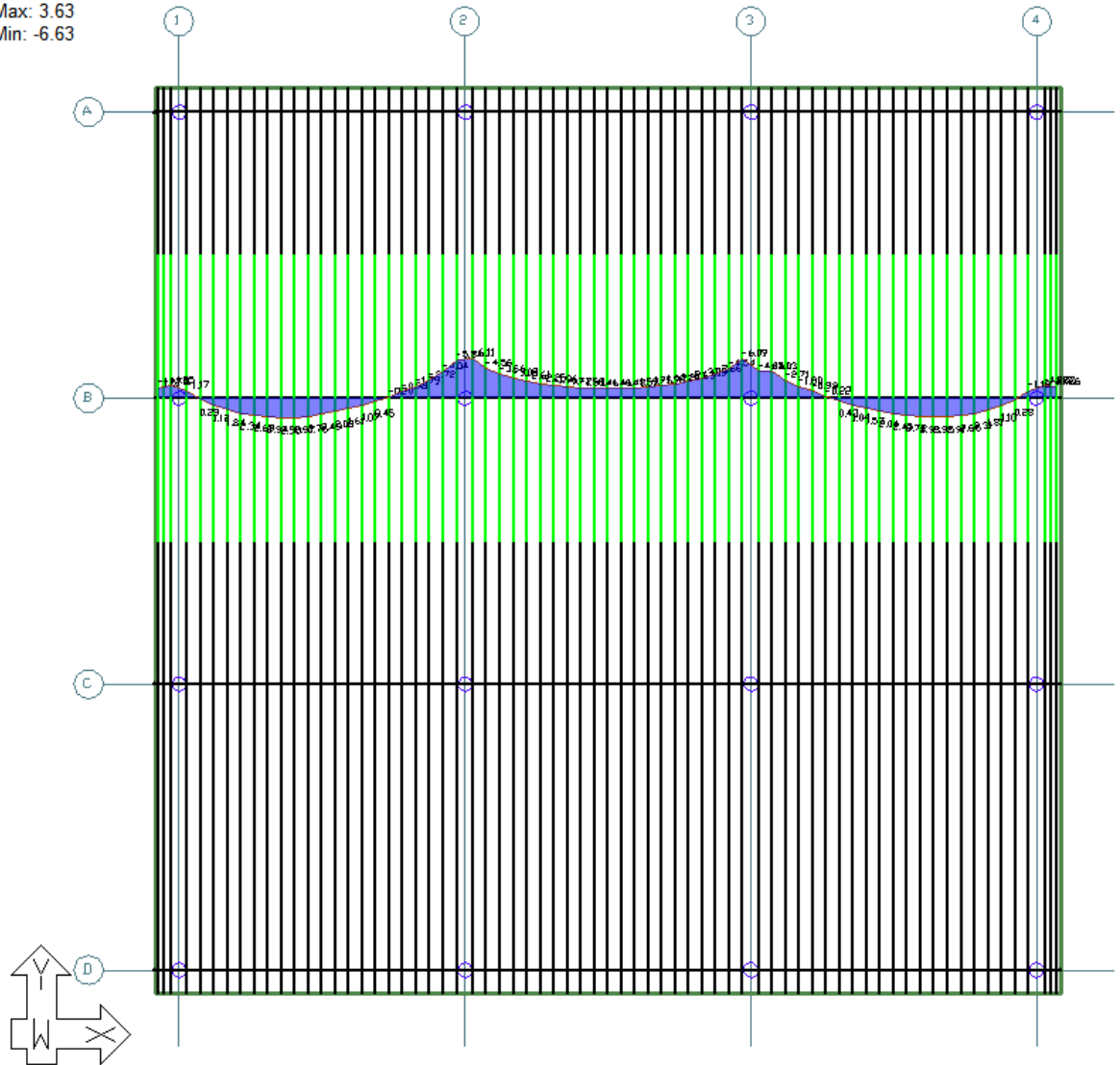
Max: 3.61

Min: -6.57



Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 3.63
 Min: -6.63



Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

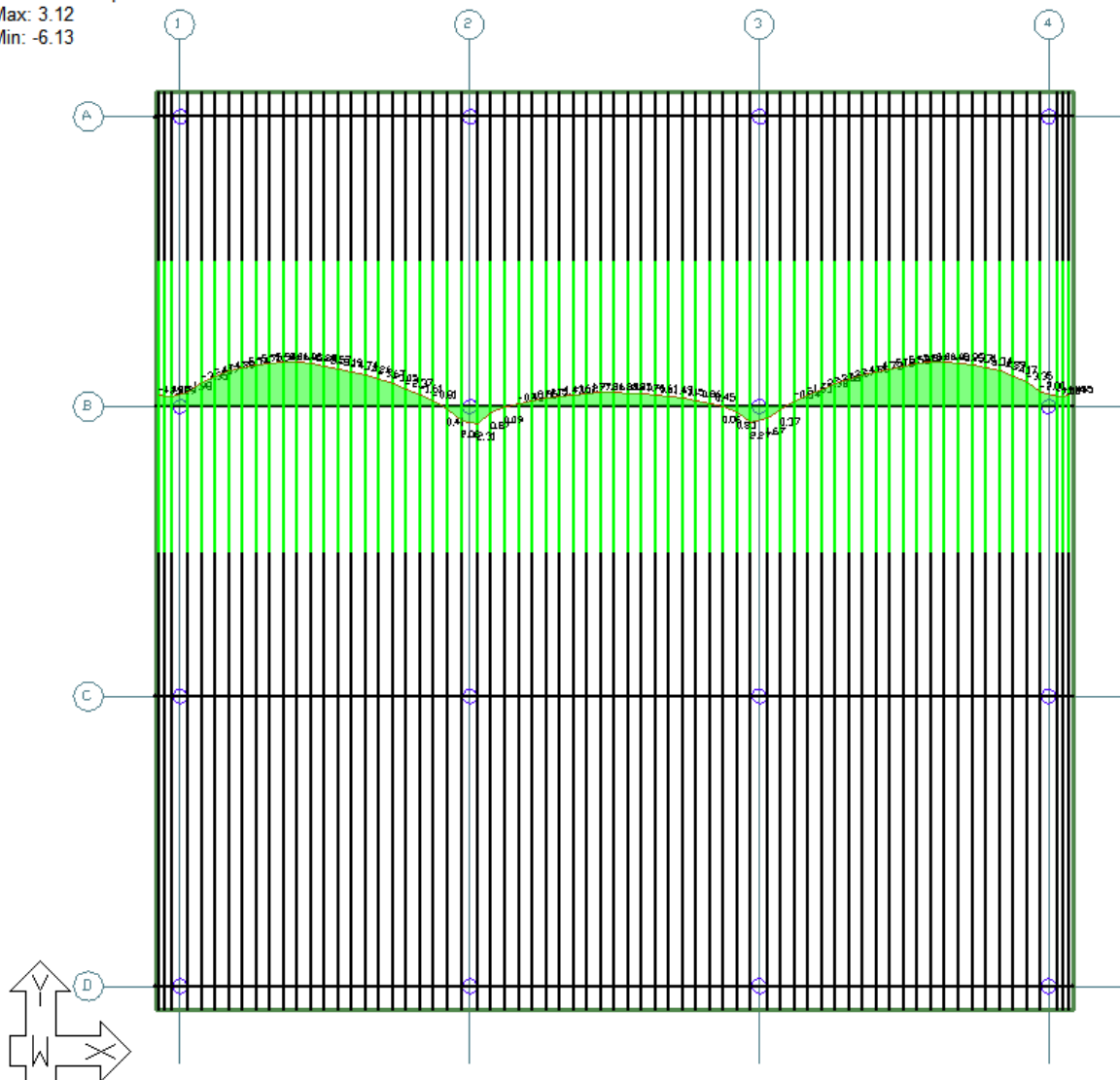
Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)

Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)

Tensile stress positive

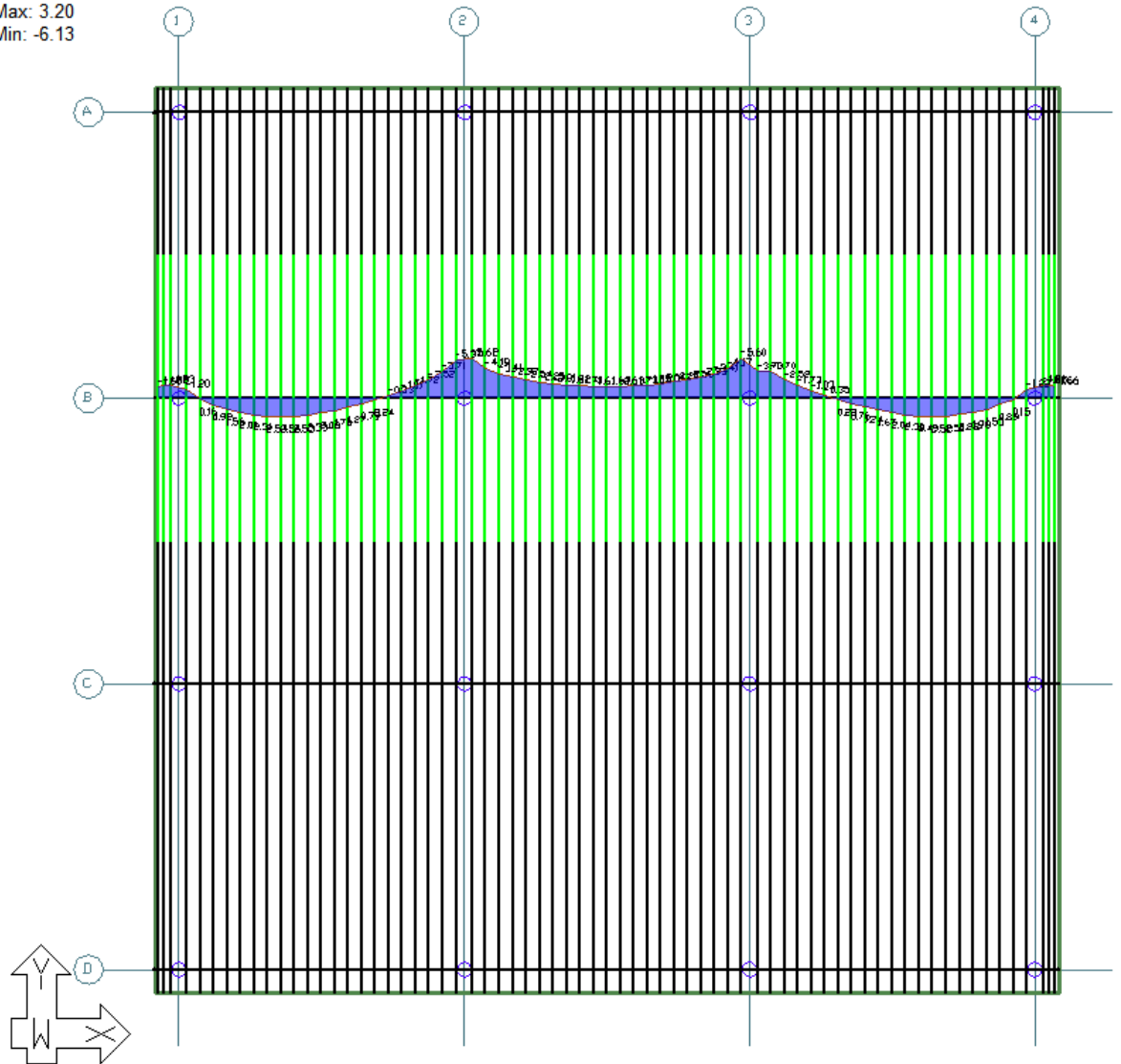
Max: 3.12

Min: -6.13



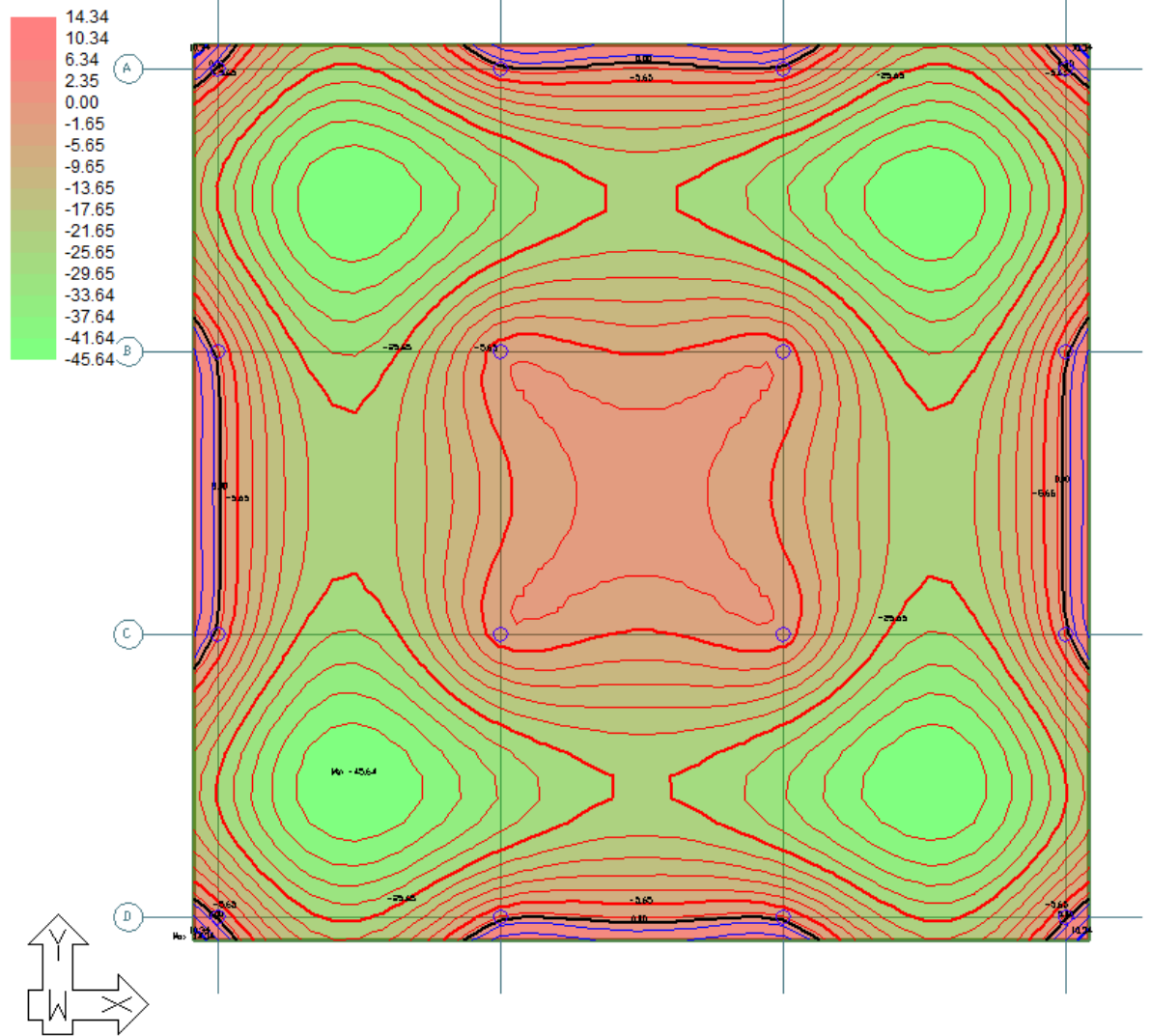
Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
 Tensile stress positive
 Max: 3.20
 Min: -6.13



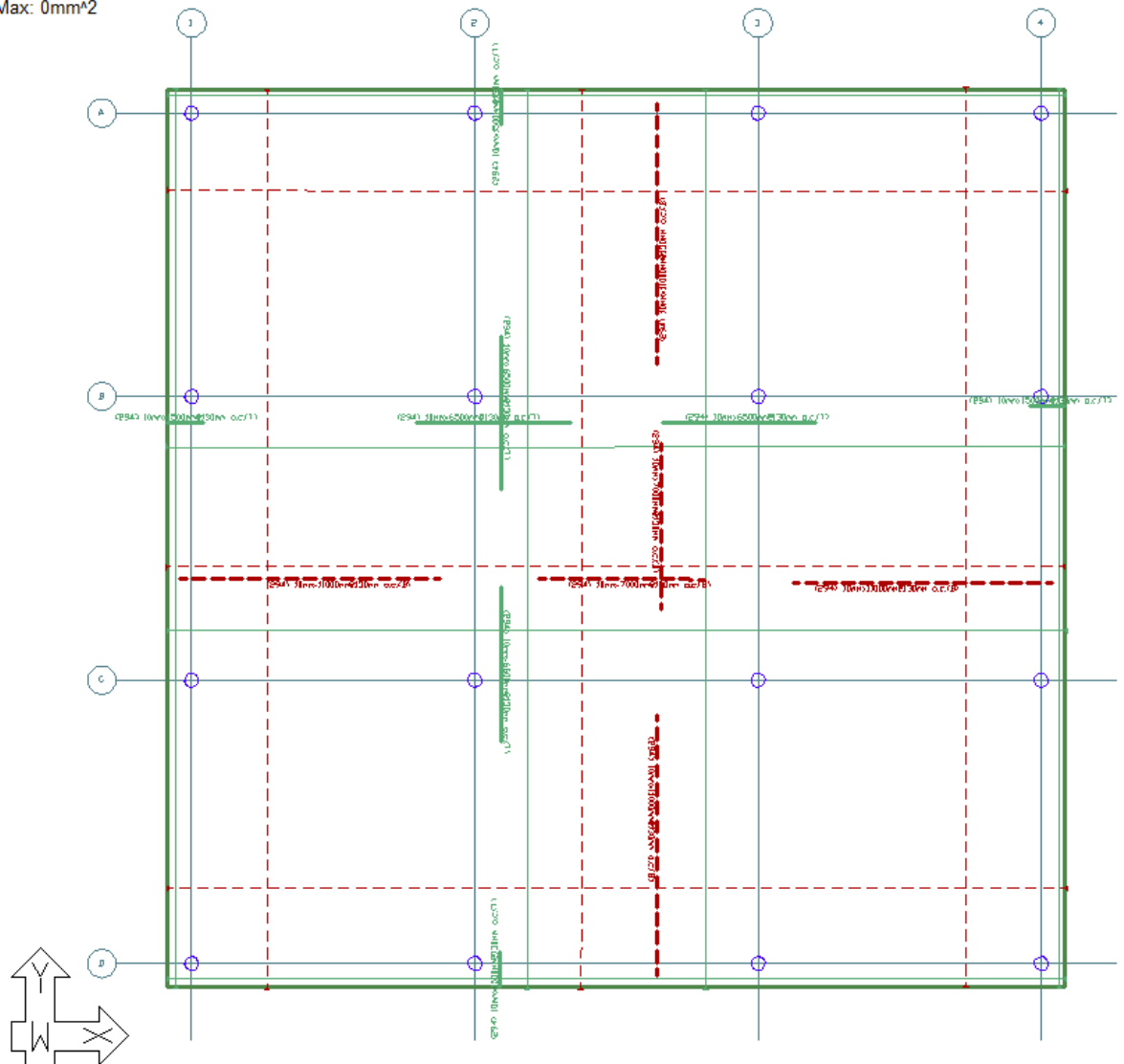
Laatan pitkäaikainen taipuma viruma huomioon ottaen (halkeilematon poikkileikkaus) [mm]

Slab, Deformation, Z-Translation (mm)
 Load Combination: SLS_Long_Term (LONG_TERM_DEFLECTION)
 Max 14.34@(0.88, -12.63, 3.00)
 Min -45.64@(7.70, -5.63, 3.00)



Käyttörajan vaadittu rauditus (= vähimmäisraudoitus)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)
 Load Combination: Envelope Service
 Max: 0mm²



Käyttörajan vaaditun raudoituksen paino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	1176	10mm	11.00	12936.00	7920.71	0.00	0.00
2	588	10mm	7.00	4116.00	2520.23	0.00	0.00
3	1176	10mm	6.50	7644.00	4680.42	0.00	0.00
4	1176	10mm	1.50	1764.00	1080.10	0.00	0.00
Total				26460.00	16201.46		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

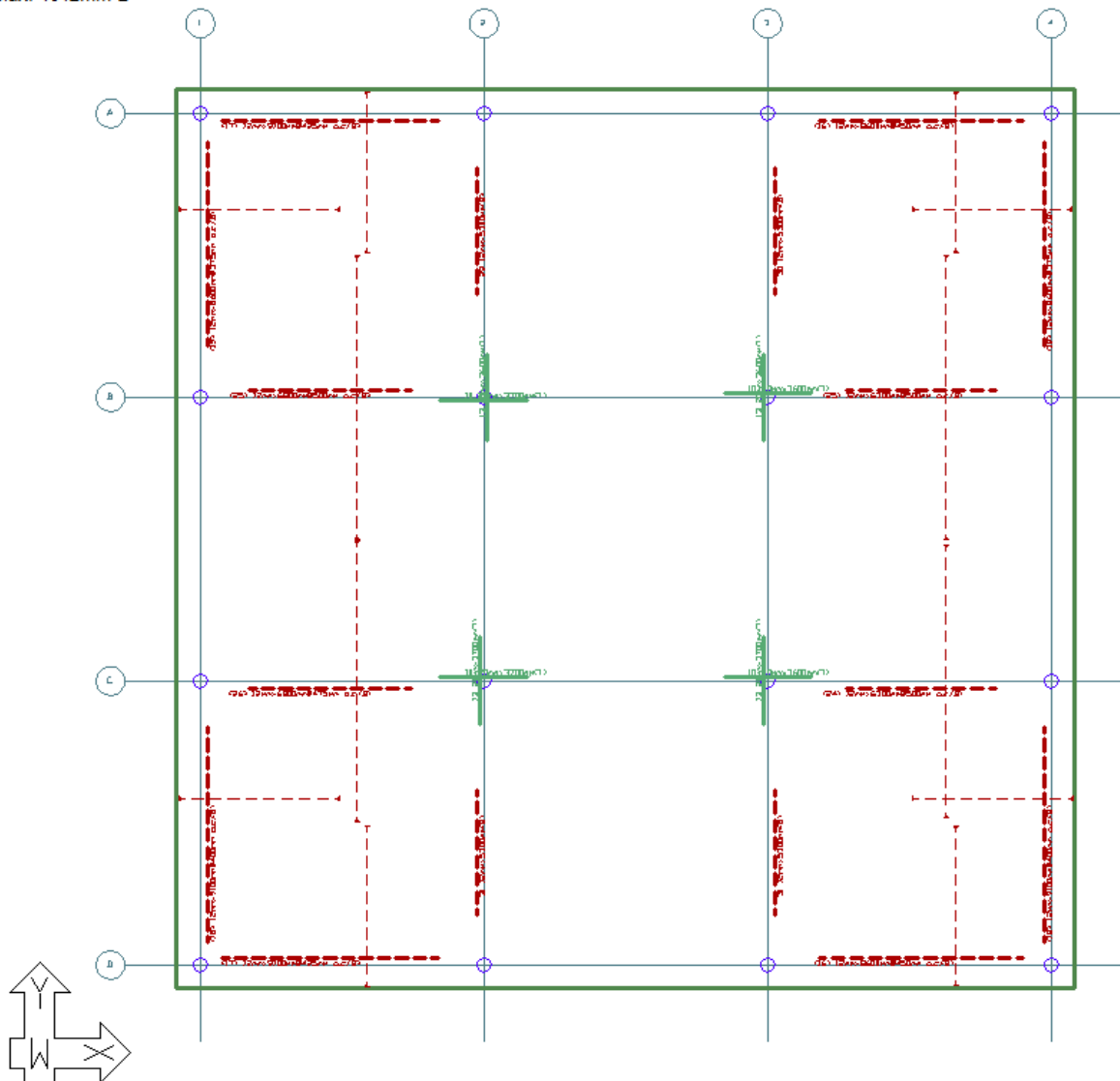
Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	1444.00	577.60	16201.46	11.22	28.05	0.00
Total	1444.00	577.60	16201.46	11.22	28.05	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

Murtorajatilan vaadittu raudoitus (käyttörajatilan raudoituksen lisäksi)

Design Sections, Reinforcement (Longitudinal), Calculated (required)

Load Combination: Envelope Strength

Max: 4042mm²

Raudoituksen kokonaispaino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	1176	10mm	11.00	12936.00	7920.71	0.00	0.00
2	588	10mm	7.00	4116.00	2520.23	0.00	0.00
3	1176	10mm	6.50	7644.00	4680.42	0.00	0.00
4	1176	10mm	1.50	1764.00	1080.10	0.00	0.00
5	70	12mm	9.10	637.00	561.65	0.00	0.00
6	70	12mm	8.60	602.00	530.79	0.00	0.00
7	51	12mm	6.80	346.80	305.78	0.00	0.00
8	49	12mm	6.30	308.70	272.18	0.00	0.00
9	121	12mm	5.30	641.30	565.44	0.00	0.00
10	46	20mm	3.70	170.20	416.85	0.00	0.00
11	46	20mm	3.60	165.60	405.59	0.00	0.00
Total				29331.60	19259.74		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

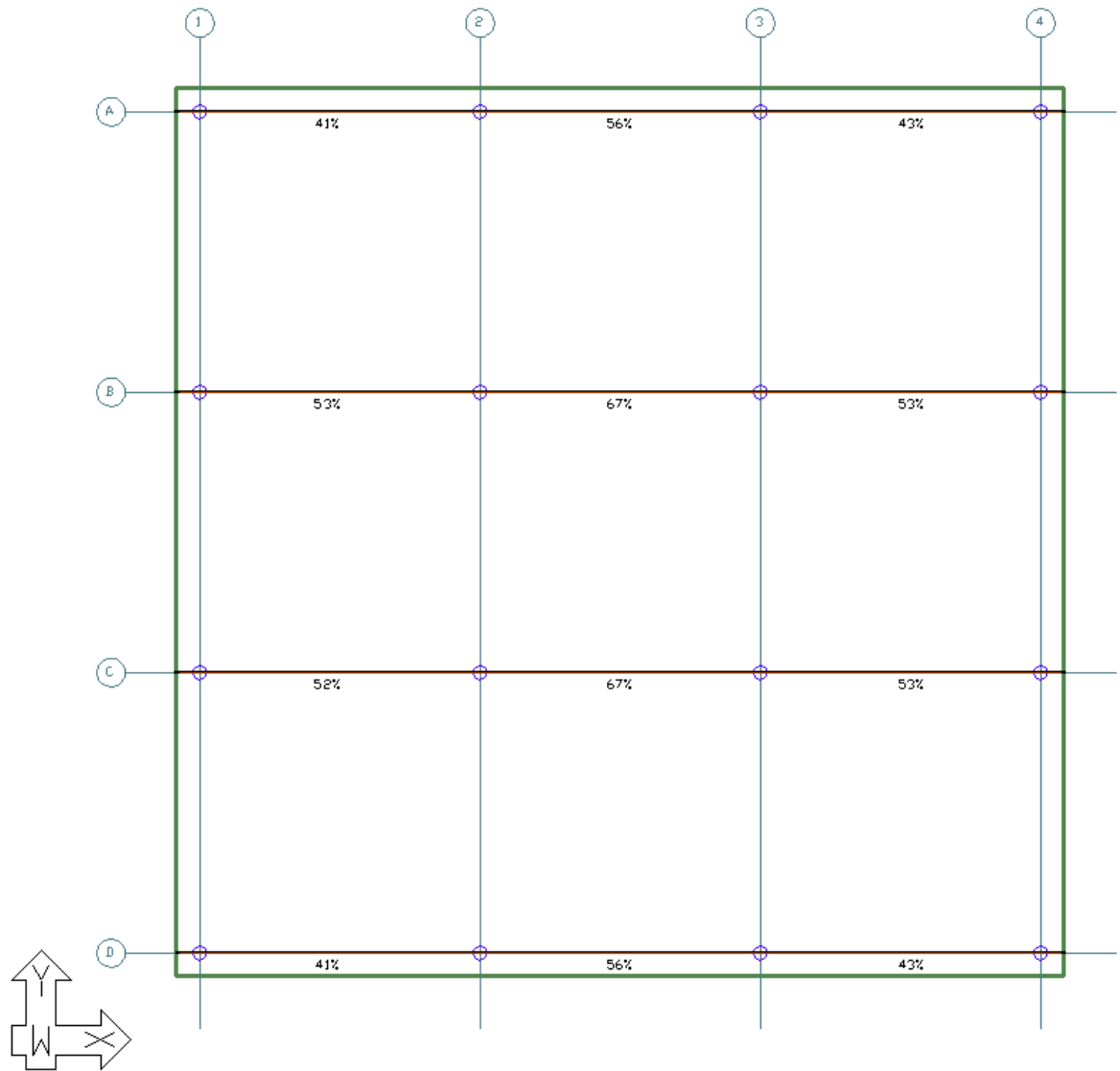
Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	1444.00	577.60	19259.74	13.34	33.34	0.00
Total	1444.00	577.60	19259.74	13.34	33.34	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

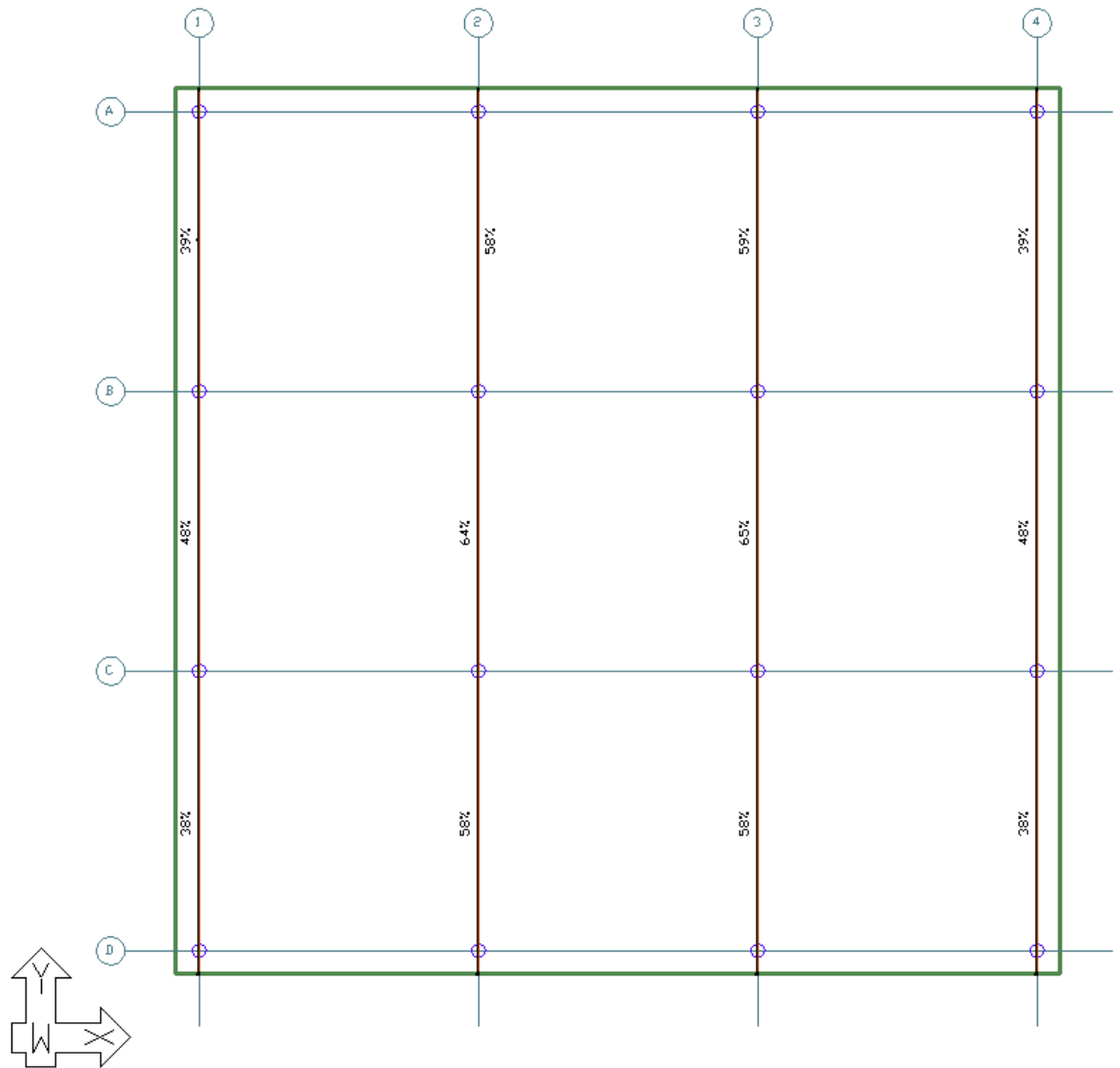
Pysyvän kuorman tasapainotus x-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Pysyvän kuorman tasapainotus y-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
Maximum allowable: 100.00%



Jännittämishetken esijännityksen määrää x-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

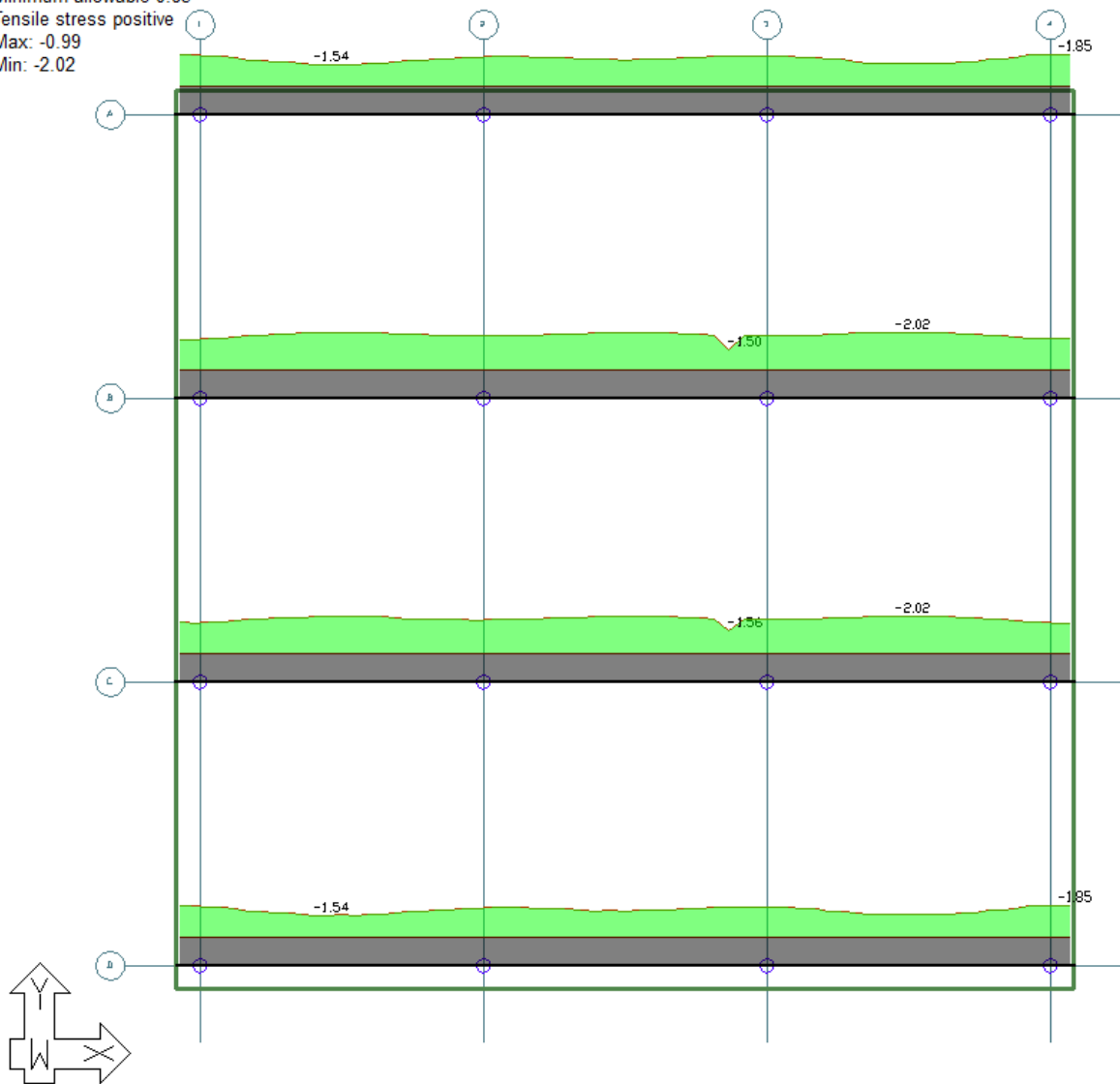
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -0.99

Min: -2.02



Jännittämishetken esijännityksen määrää y-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

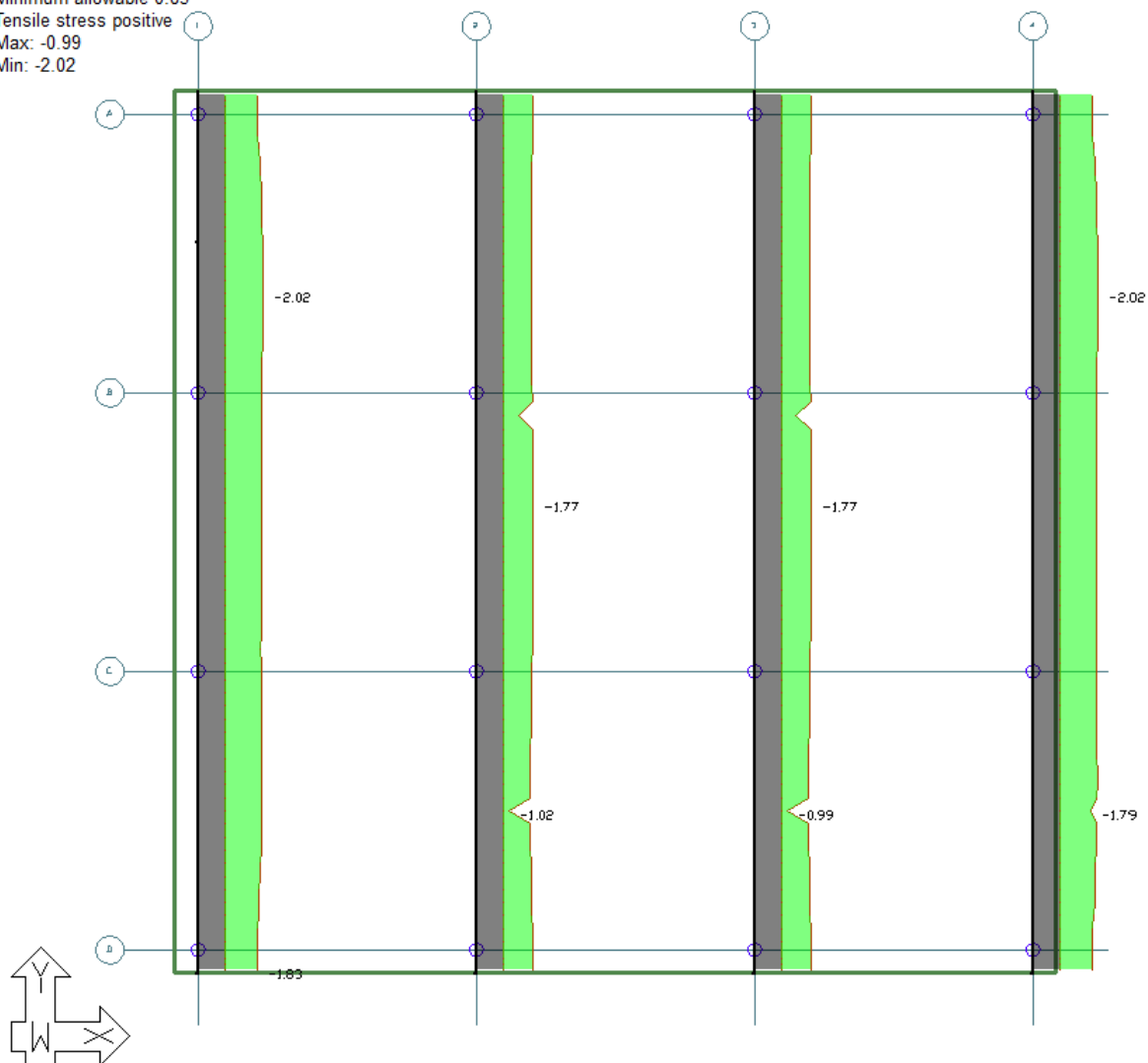
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -0.99

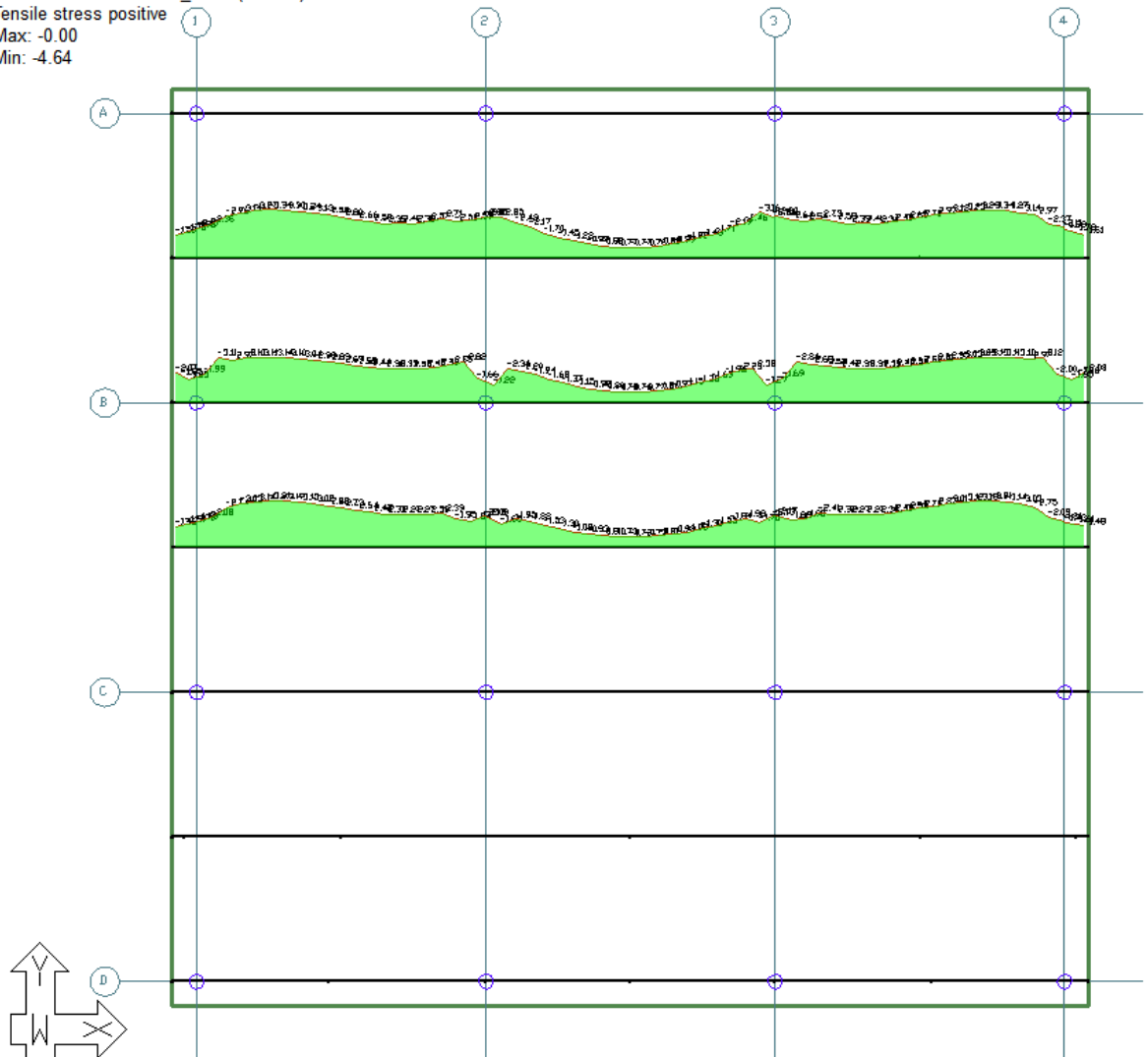
Min: -2.02



LIITE 2.2: PILARI- JA KESKIKAIKSTAMENETELMÄN LASKENTATULOKSET (JV=12 m)

Jännittämishetken betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)
 Tensile stress positive
 Max: -0.00
 Min: -4.64



Jännittämishetken betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

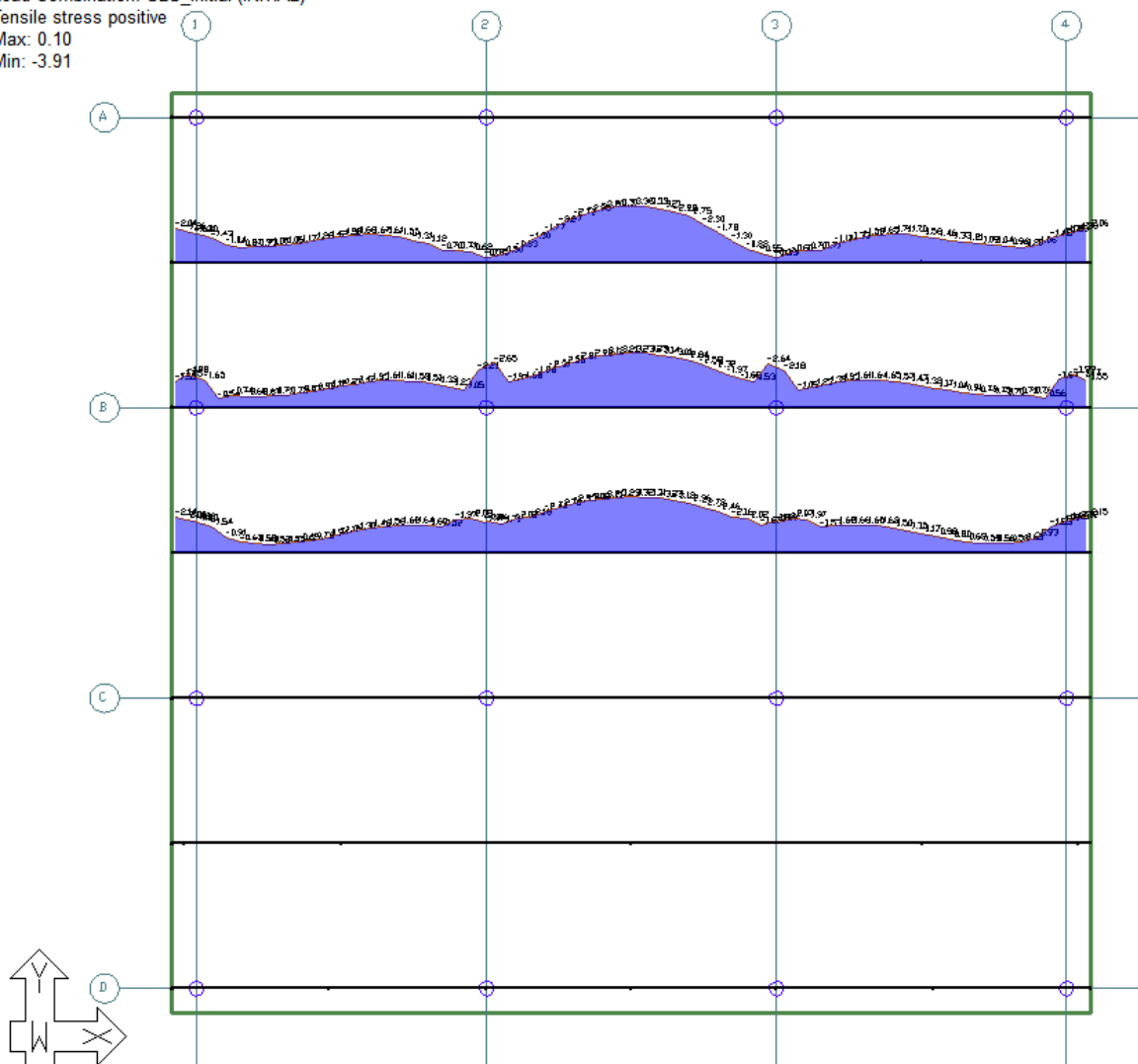
Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)

Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Tensile stress positive

Max: 0.10

Min: -3.91



Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

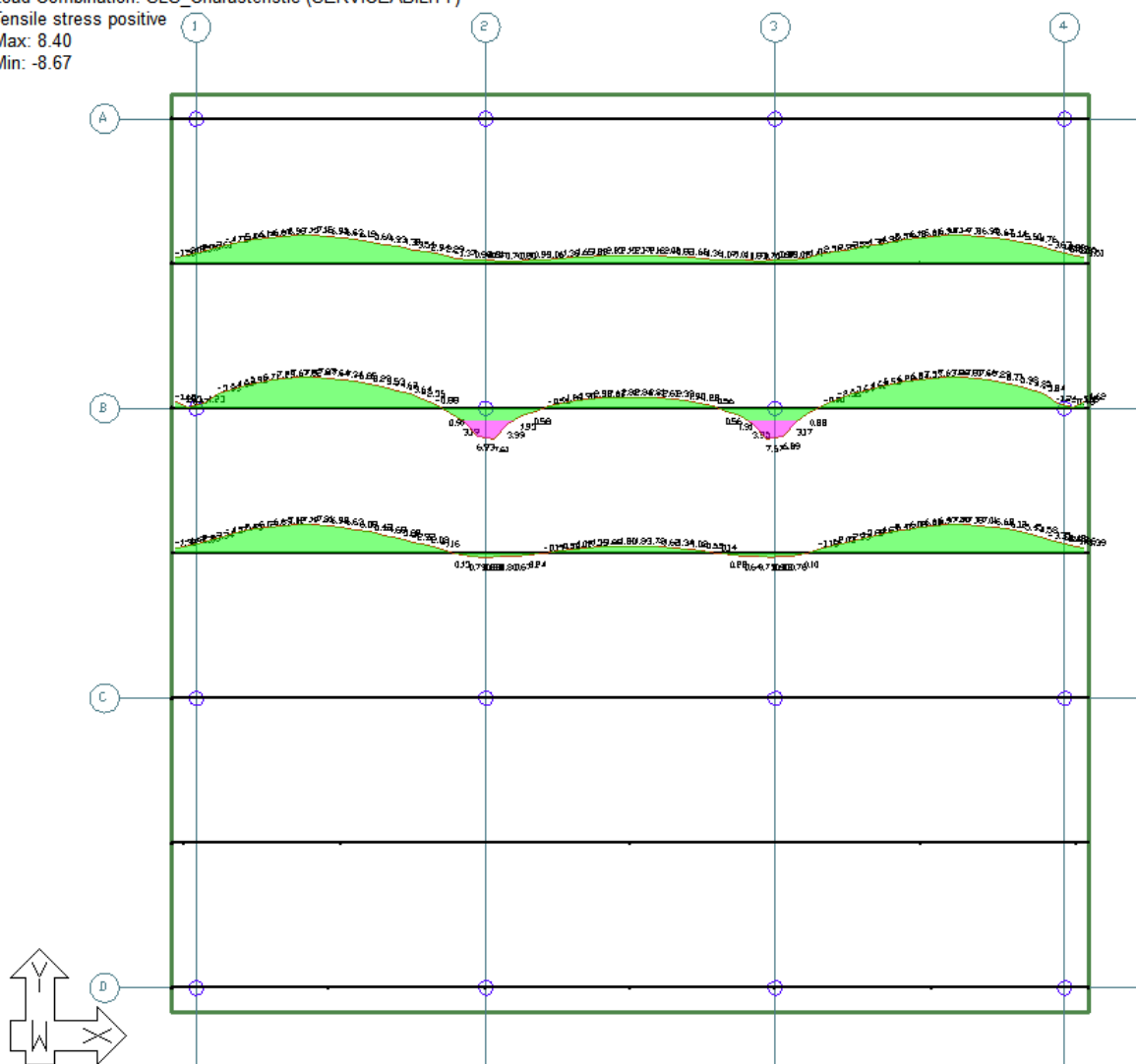
Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)

Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)

Tensile stress positive

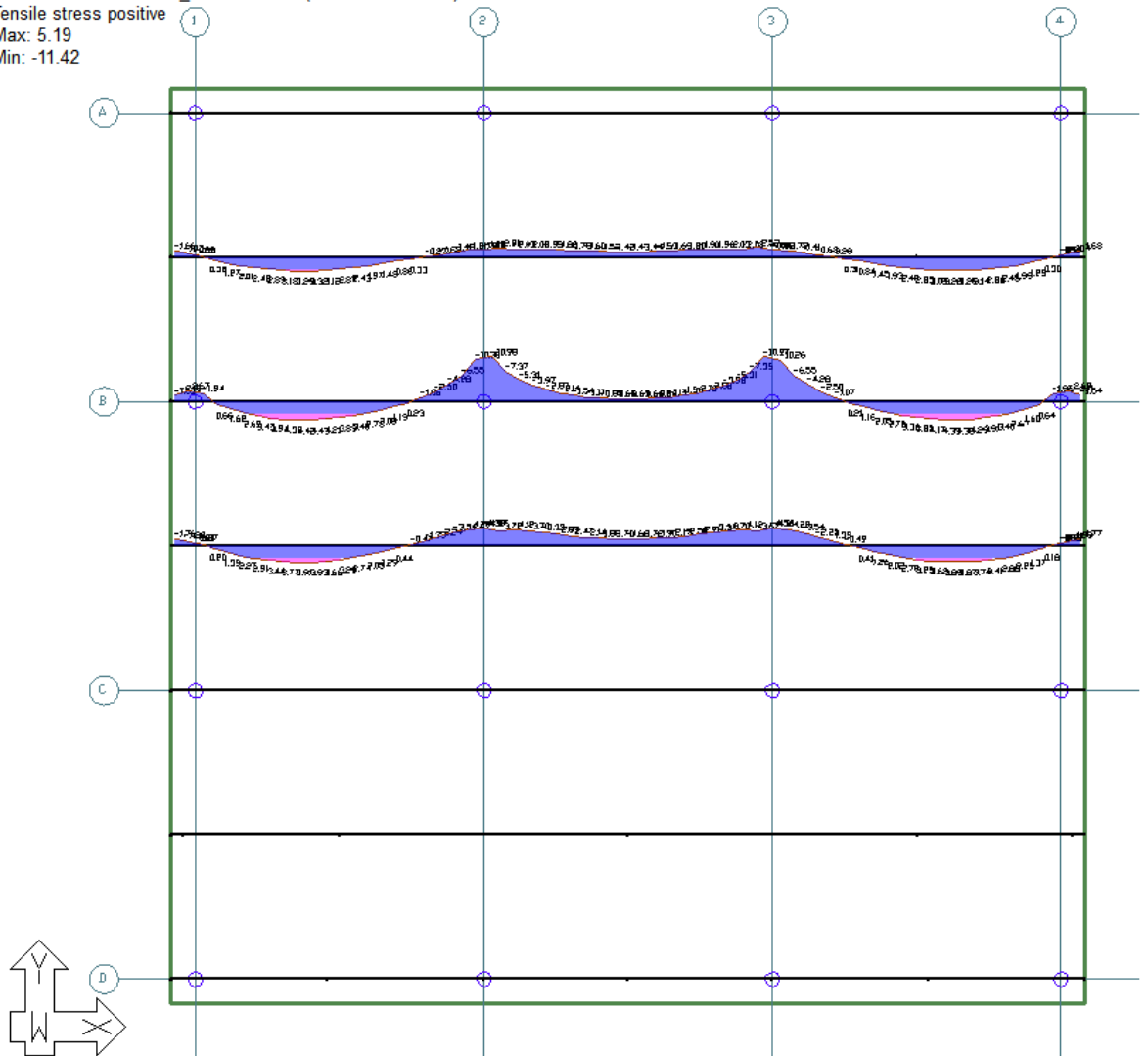
Max: 8.40

Min: -8.67



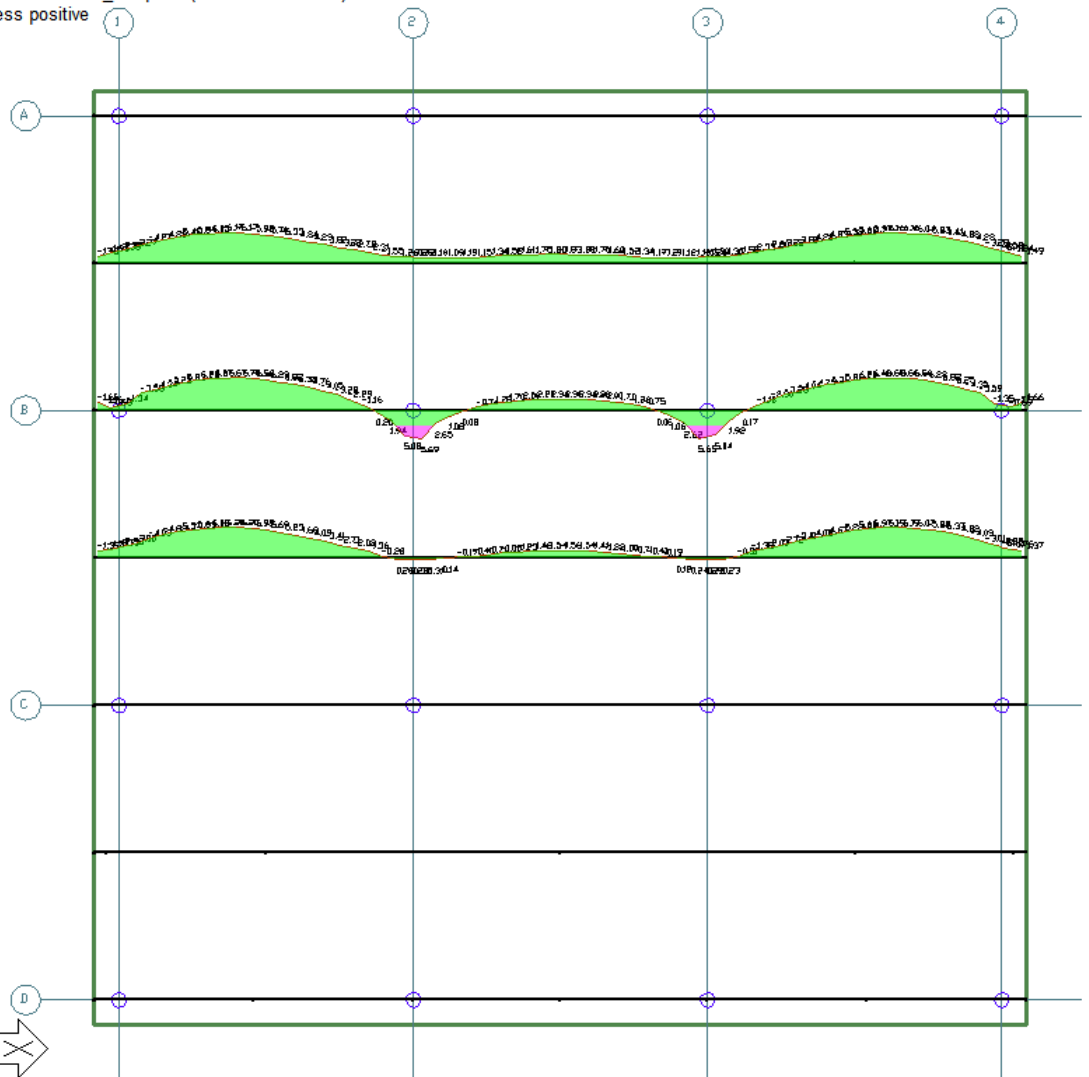
Ominaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Characteristic (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 5.19
 Min: -11.42



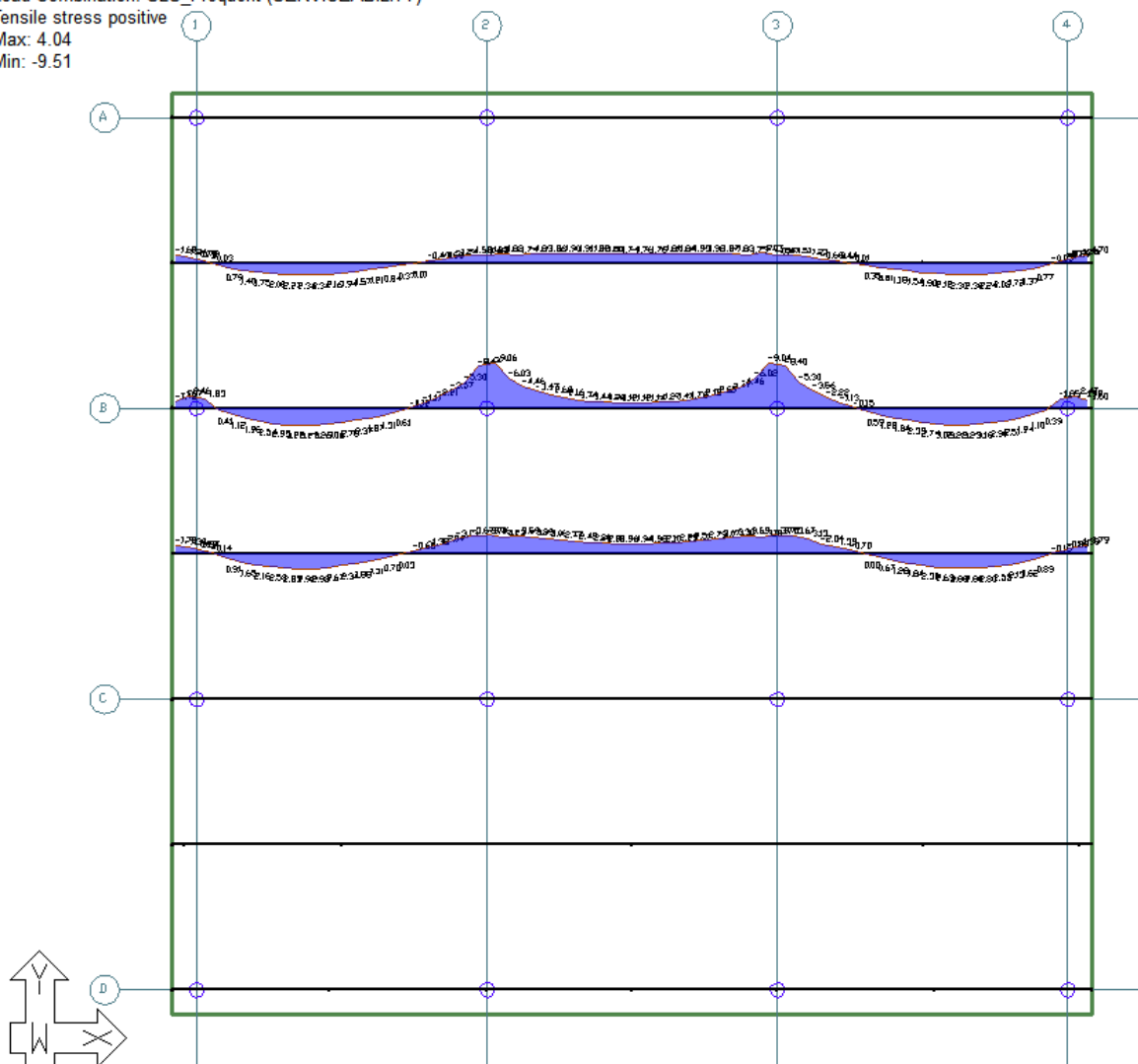
Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys yläpinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Top (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 6.49
 Min: -7.55



Tavallisen yhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)
 Load Combination: SLS_Frequent (SERVICEABILITY)
 Tensile stress positive
 Max: 4.04
 Min: -9.51



Pitkäaikaisyhdistelmän betonin reunajännitys alapinnassa [MPa]

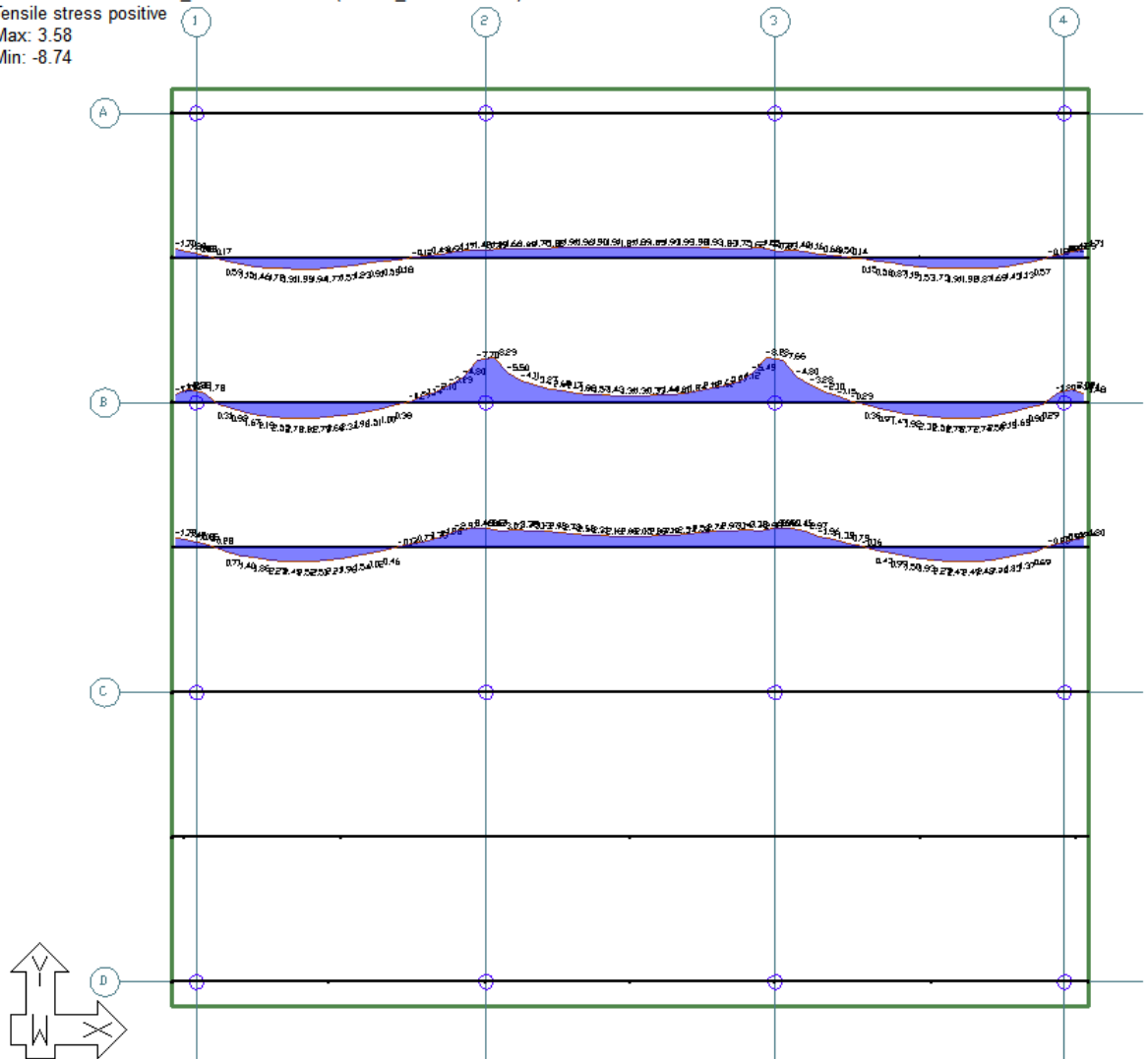
Design Sections, Stresses, Bottom (N/mm²)

Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)

Tensile stress positive

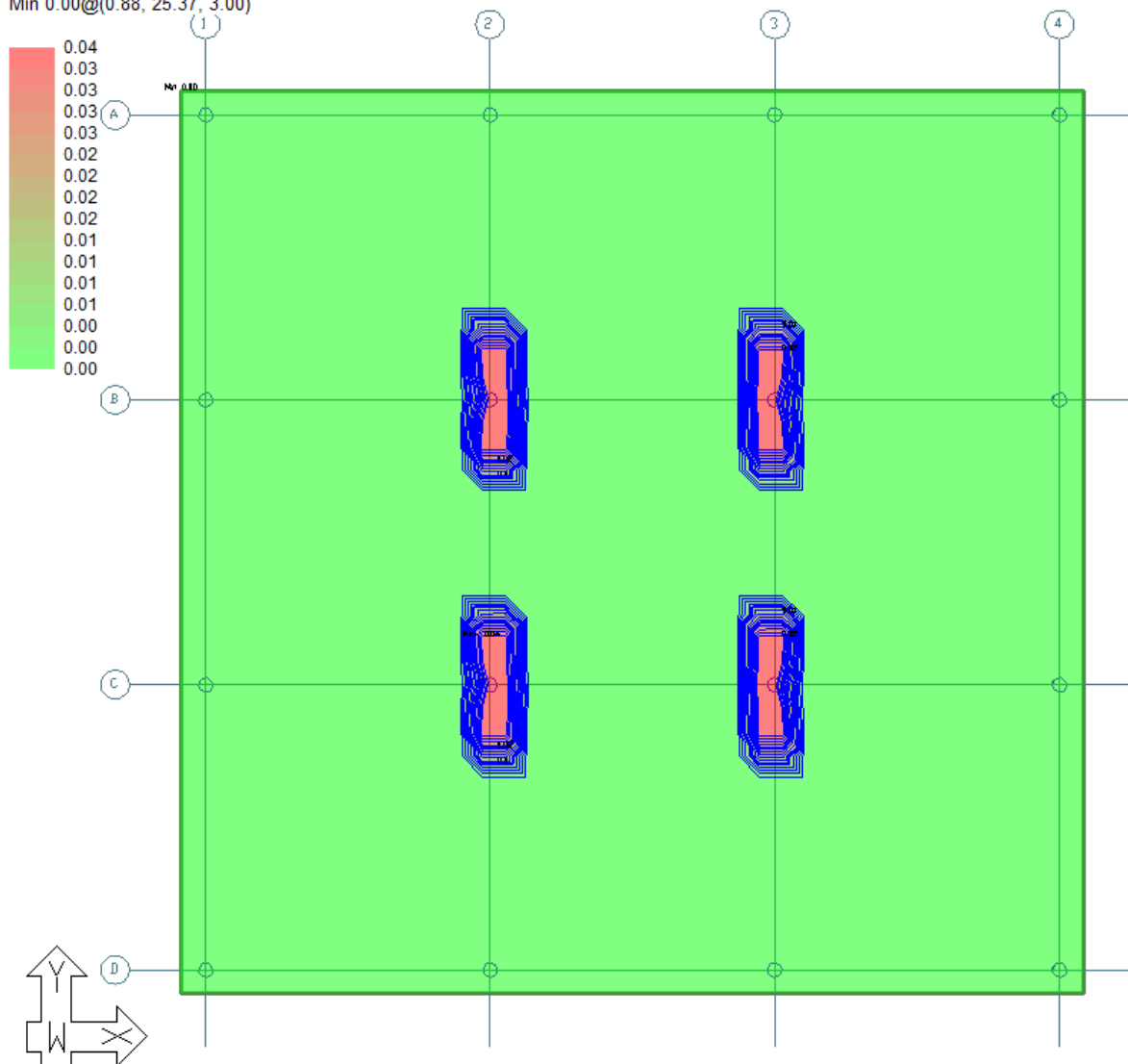
Max: 3.58

Min: -8.74



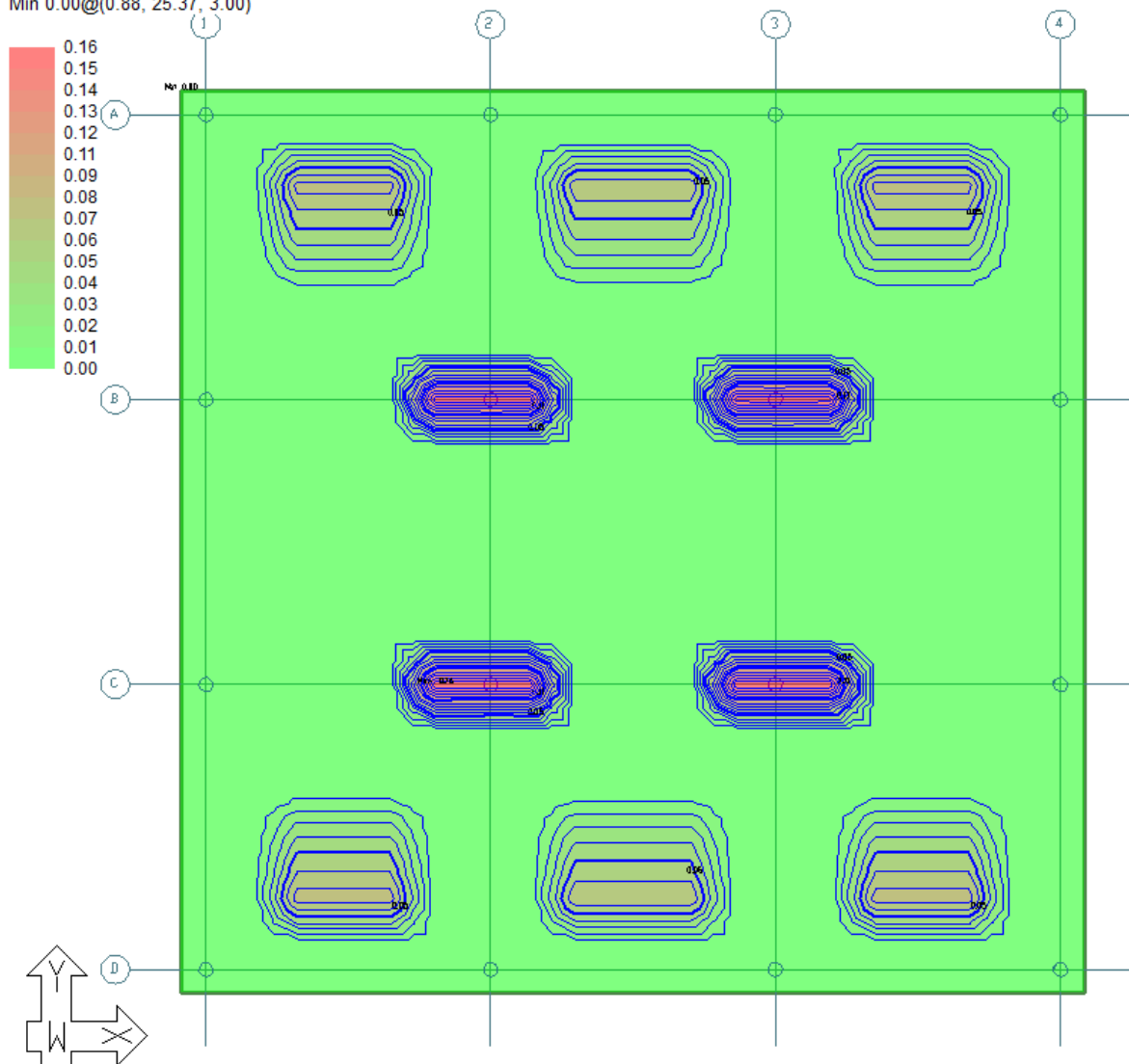
Pitkäaikaisyhdistelmän halkeaman leveys x-suunnassa [mm]

Slab, Actions (contour map), Cracks along strip Y - (width) (mm)
Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
Max 0.04@(13.54, 2.34, 3.00)
Min 0.00@(0.88, 25.37, 3.00)



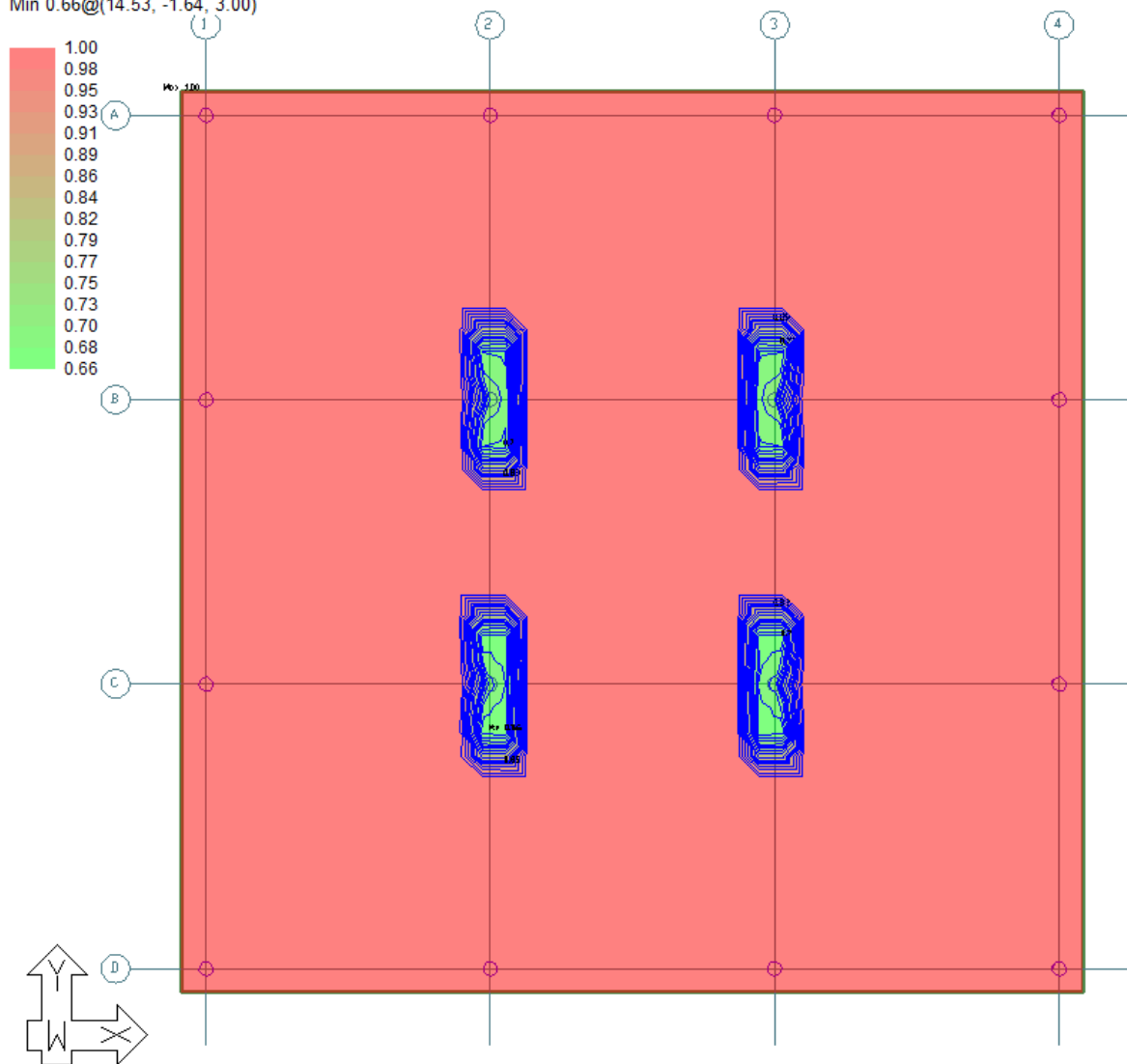
Pitkäaikaisyhdistelmän halkeaman leveys y-suunnassa [mm]

Slab, Actions (contour map), Cracks along strip X - (width) (mm)
Load Combination: SLS_Quasi-Permanent (QUASI_PERMANENT)
Max 0.16@(11.59, 0.36, 3.00)
Min 0.00@(0.88, 25.37, 3.00)



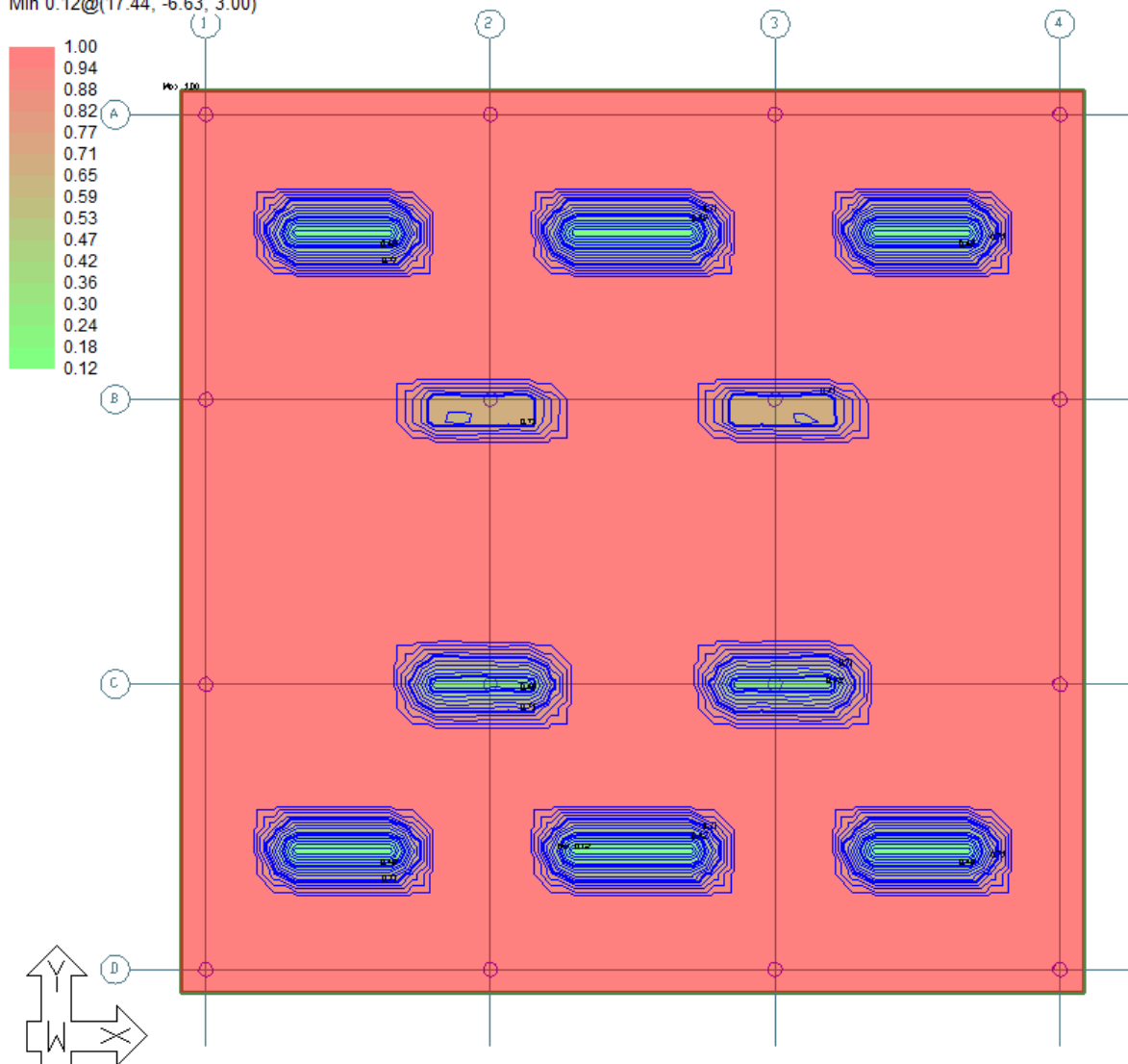
Halkeilun aiheuttama taivutusjäykkyyden aleneminen leveys x-suunnassa

Slab, Actions (contour map), Reduced rotational stiffness about YY
Load Combination: cracked_SLS_Cracked_Quasi-Permanent
Max 1.00@(0.88, 25.37, 3.00)
Min 0.66@(14.53, -1.64, 3.00)



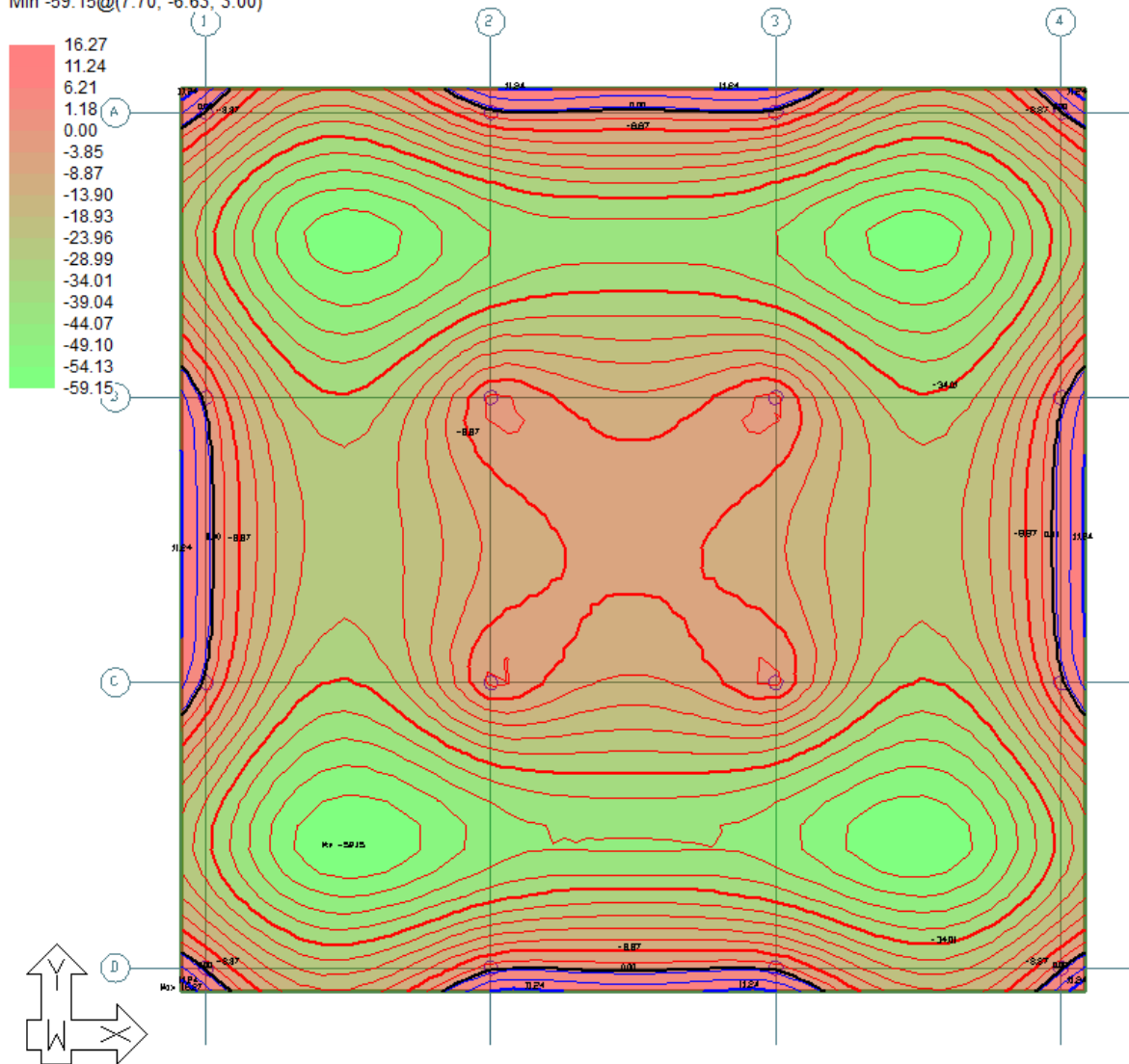
Halkeilun aiheuttama taivutusjäykkyyden aleneminen leveys y-suunnassa

Slab, Actions (contour map), Reduced rotational stiffness about XX
 Load Combination: cracked_SLS_Cracked_Quasi-Permanent
 Max 1.00@(0.88, 25.37, 3.00)
 Min 0.12@(17.44, -6.63, 3.00)



Laatan pitkäaikainen taipuma viruma huomioon ottaen (halkeillut poikkileikkaus) [mm]

Slab, Deformation, Z-Translation (mm)
 Load Combination: cracked_SLS_Long_Term
 Max 16.27@(0.88, -12.63, 3.00)
 Min -59.15@(7.70, -6.63, 3.00)



Käyttörajan vaaditun raudoituksen paino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	1176	10mm	11.00	12936.00	7920.71	0.00	0.00
2	588	10mm	7.00	4116.00	2520.23	0.00	0.00
3	1176	10mm	6.50	7644.00	4680.42	0.00	0.00
4	1176	10mm	1.50	1764.00	1080.10	0.00	0.00
5	124	12mm	1.30	161.20	142.13	0.00	0.00
6	11	20mm	6.10	67.10	164.34	0.00	0.00
Total				26688.30	16507.93		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm2/m		mm	mm2/m	m 2	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m2	m3	kg	kg/m2	kg/m3	Euro
Current plane	1444.00	577.60	16507.93	11.43	28.58	0.00
Total	1444.00	577.60	16507.93	11.43	28.58	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m3

Raudoituksen kokonaispaino [kg]

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	1176	10mm	11.00	12936.00	7920.71	0.00	0.00
2	588	10mm	7.00	4116.00	2520.23	0.00	0.00
3	1176	10mm	6.50	7644.00	4680.42	0.00	0.00
4	1176	10mm	1.50	1764.00	1080.10	0.00	0.00
5	272	12mm	11.20	3046.40	2686.05	0.00	0.00
6	139	12mm	10.60	1473.40	1299.11	0.00	0.00
7	32	12mm	9.10	291.20	256.75	0.00	0.00
8	14	12mm	8.90	124.60	109.86	0.00	0.00
9	32	12mm	8.60	275.20	242.65	0.00	0.00
10	41	12mm	7.90	323.90	285.59	0.00	0.00
11	41	12mm	7.40	303.40	267.51	0.00	0.00
12	3	12mm	6.00	18.00	15.87	0.00	0.00
13	8	12mm	5.60	44.80	39.50	0.00	0.00
14	10	12mm	5.10	51.00	44.97	0.00	0.00
15	2	12mm	2.20	4.40	3.88	0.00	0.00
16	11	20mm	15.80	173.80	425.67	0.00	0.00
17	68	20mm	5.00	340.00	832.73	0.00	0.00
18	76	20mm	4.80	364.80	893.47	0.00	0.00
19	8	20mm	3.90	31.20	76.42	0.00	0.00
20	22	20mm	3.70	81.40	199.36	0.00	0.00
21	22	20mm	3.60	79.20	193.98	0.00	0.00
Total				33486.70	24074.82		0.00

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm ² /m		mm	mm ² /m	m ²	kg	Euro/kg	Euro
Total								0.00		0.00

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

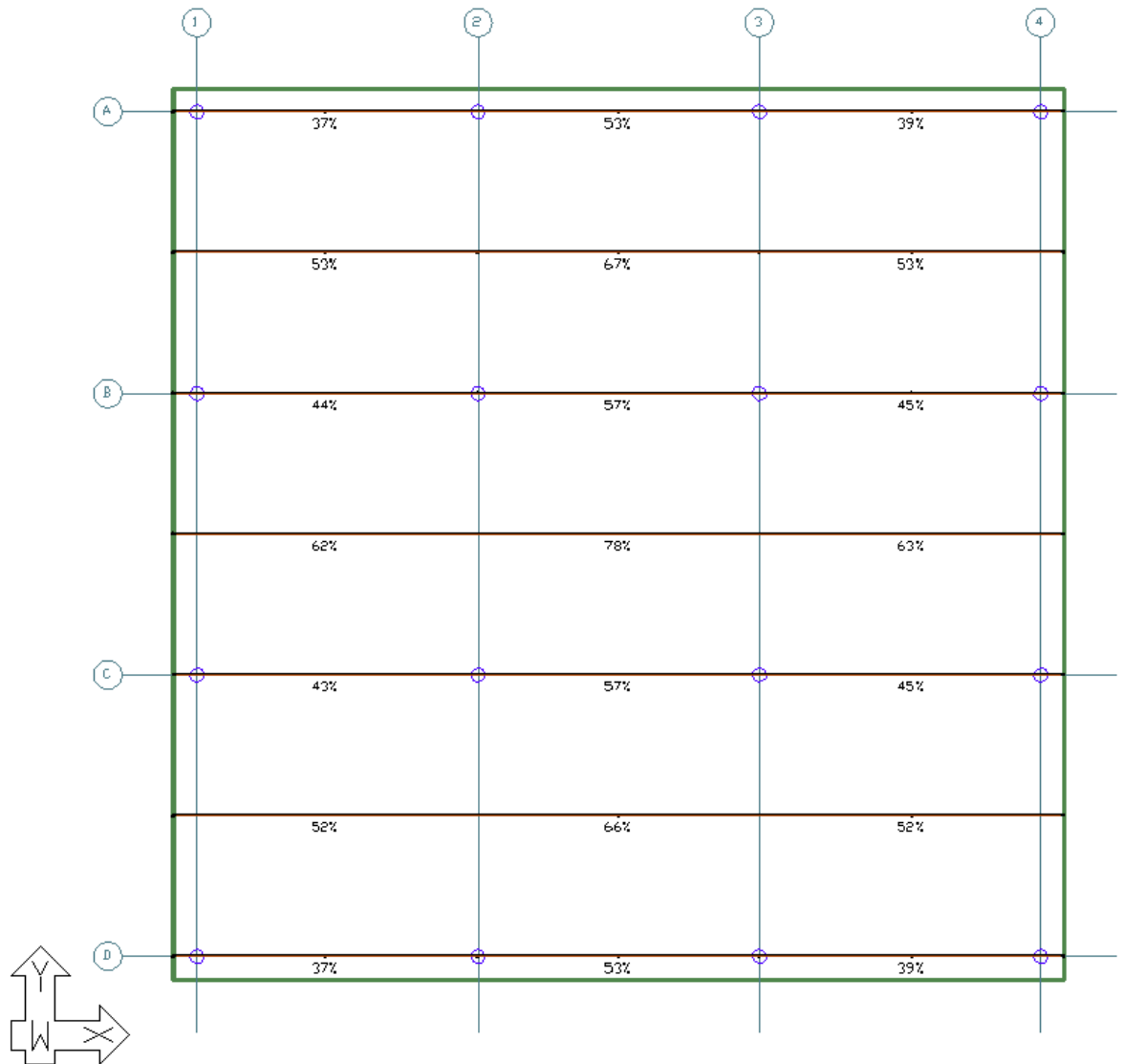
Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	1444.00	577.60	24074.82	16.67	41.68	0.00
Total	1444.00	577.60	24074.82	16.67	41.68	0.00

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m³

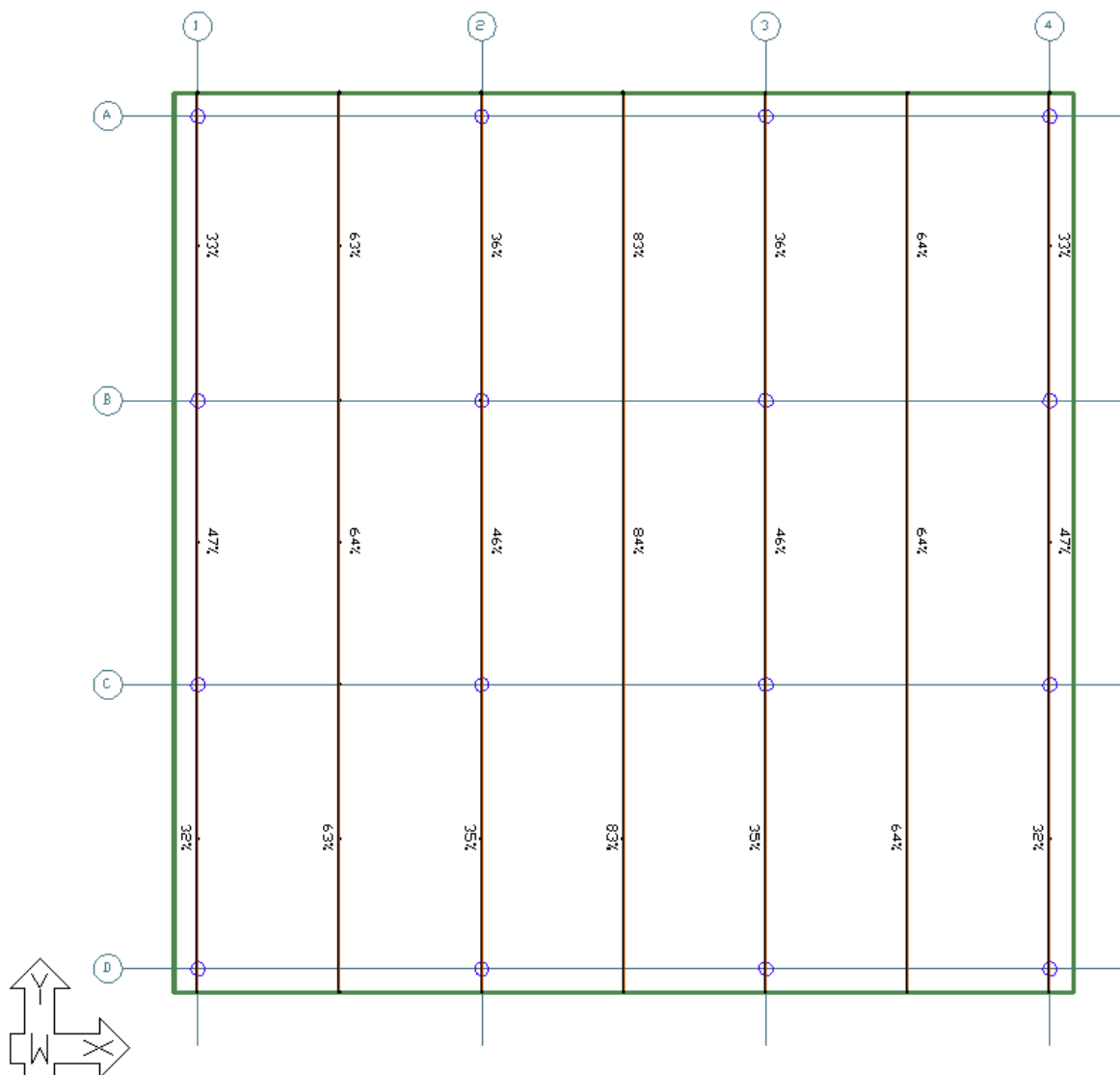
Pysyvän kuorman tasapainotus x-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
 Maximum allowable: 100.00%



Pysyvän kuorman tasapainotus y-suunnassa

Design Sections, Balanced Loading, Balanced Loading (FEM)
 Maximum allowable: 100.00%



Jännittämishetken esijännityksen määrää x-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

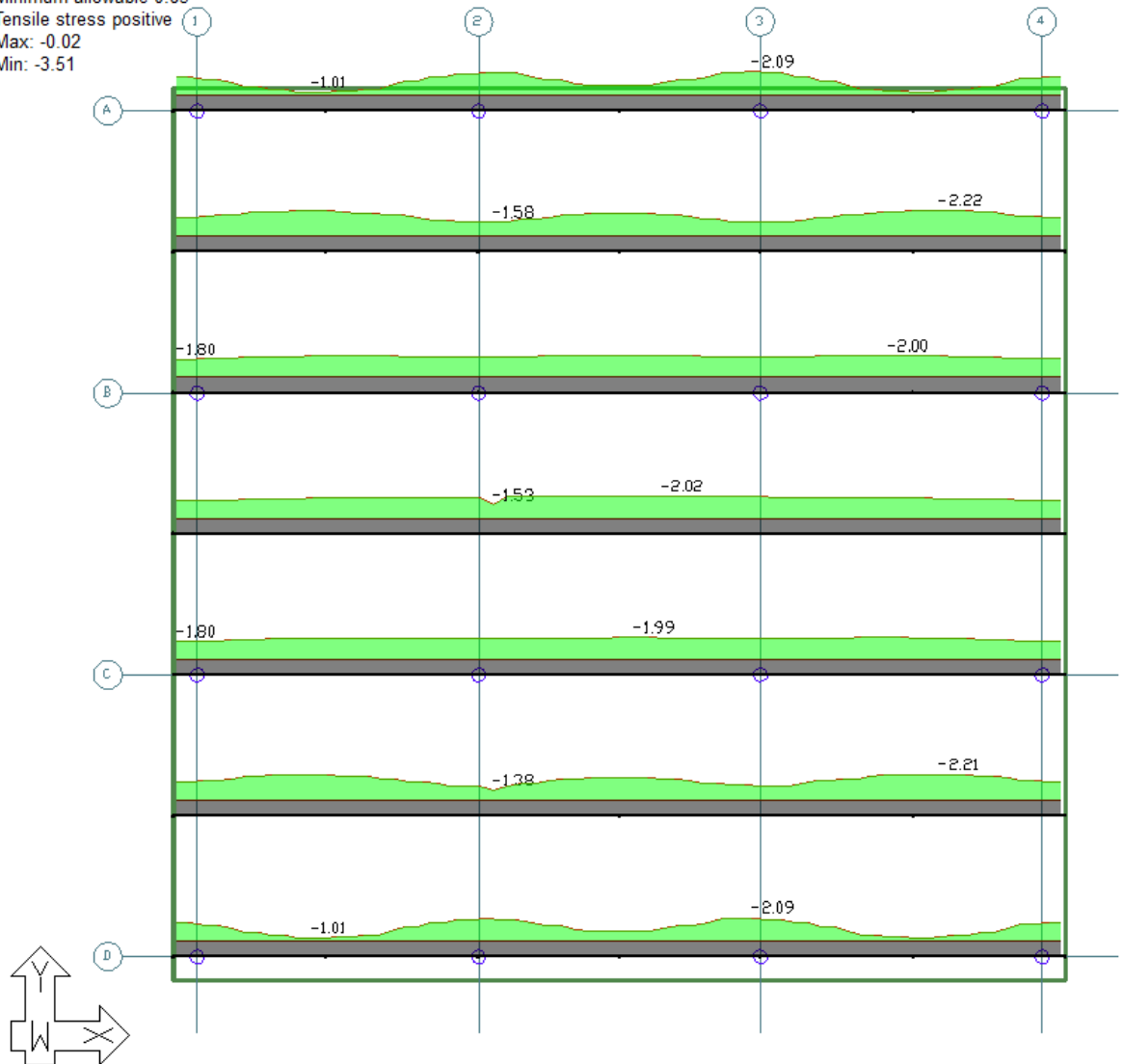
Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -0.02

Min: -3.51



Jännittämishetken esijännityksen määrää y-suunnan mitoituskaistoissa [MPa]

Design Sections, Stresses, P/A (Precompression FEM) (N/mm²)

Load Combination: SLS_Initial (INITIAL)

Minimum allowable 0.85

Tensile stress positive

Max: -0.02

Min: -3.51

