OULUN AMMATTIKORKEAKOULU

Tuomas Mettiäinen

MAANALAISEN BETONIRAKENTEISEN TUNNELIRAKENNUKSEN SUUNNITTELU

MAANALAISEN BETONIRAKENTEISEN TUNNELIRAKENNUKSEN SUUNNITTELU

Tuomas Mettiäinen
Opinnäytetyö
Kevät 2021
Rakennustekniikka
Oulun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Oulun ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma, rakennesuunnittelu

Tekijä: Tuomas Mettiäinen
Opinnäytetyön nimi: Maanalaisen betonirakenteisen tunnelirakennuksen suunnittelu
Työn ohjaajat: lehtori Antti Ukonmaanaho, Oulun ammattikorkeakoulu. Joonas Makkonen, A-Insinöörit Suunnittelu Oy
Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: Kevät 2021
Sivumäärä: 60 + 3 liitettä

Betoni on maailman eniten käytetty rakennusmateriaali monipuolisuutensa ja lujuusominaisuuksiensa vuoksi. Muokattavuutensa ansiosta betoni sopii käytettäväksi erittäin haastavissa olosuhteissa.

Opinnäytetyössä tutkittiin maan alle sijoittuvan tunnelirakenteen kestävyyttä. Tunnelirakennus on betoninen paikallavalurakenne, jota kuormittavat pysyvinä kuormina oma paino ja maan paino sekä muuttuvina kuormina rakenteiden hyötykuormat ja yläpuolisen tien liikennekuormat. Rakenne on osa Ouluun rakennettavaa Tulevaisuuden Sairaala 2030 -hanketta ja se mahdollistaa sairaalarakennusten välisen potilasliikenteen maan alla.

Opinnäytetyössä käytiin läpi eurokoodien mukaisia betonirakenteiden mitoitusohjeita, suunnittelun perusteita sekä laattarakenteita koskevia mitoitusehtoja. Tunnelirakenteeseen laskettiin eurokoodin mukaiset kuormitusyhdistelmät, joista määräävimpiä arvoja käytettiin murtorajatilan ja käyttörajatilan tarkasteluissa.

Opinnäytetyössä tuotettiin rakennesuunnitelmat betonirakenteiselle tunnelirakennukselle käyttäen suunnitteluohjeena Eurokoodeja sekä laskentaan RFEM-ohjelmaa. RFEM-ohjelma laski tulokset rakenteen geometrian läpi elementtimenetelmää käyttäen.

Asiasanat: betoni, betonirakenteet, laatta, mitoitus, FEM

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Civil Engineering, House Building Engineering

Author: Tuomas Mettiäinen
Title of thesis: Designing of Underground Concrete Tunnel Structure
Supervisors: Lecturer Antti Ukonmaanaho, Oulu University of Applied Sciences. Joonas Makkonen, A-Insinöörit Suunnittelu Ltd.
Term and year when the thesis was submitted: Spring 2021
Number of pages: e.g. 60 + 3 appendices

Concrete is the most widely used building material in the world due to its versatility and strength properties. Thanks to its formability, concrete is suitable for use almost anywhere under the stress of weather and other external stresses.

In the thesis the durability of an underground tunnel structure was investigated. The tunnel building is a concrete cast-in-place structure, which carries its own weight and the weight of the ground as permanent loads, and the payloads of the structures and the traffic loads from the road above as variable loads. The structure is part of the Tulevaisuuden Sairaala 2030 hospital project in Oulu.

The theoretical part of the thesis conducted instructions and regulations from the Eurocodes referring to slabs made from reinforced concrete. The most dominant values of the load combinations were calculated using Eurocodes, which were used in the examinations of ultimate limit state and serviceability limit state

As a result of this thesis construction plans were conducted using Eurocodes and RFEM calculation program. The RFEM program calculated the results through the geometry of the structure using the finite element method.

Keywords: Concrete, Concrete Structures, Slab, Design, FEM

SISÄLLYS

1 JOHDANTO 6
2 TULEVAISUUDEN SAIRAALA 2030 7
3 KUORMAT JA MATERIAALIOMINAISUUDET 10
3.1 Pysyvät kuormat 10
3.2 Muuttuvat kuormat 11
3.3 Kuormakaavio LM1 12
3.4 Materiaalitiedot 13
4 KUORMITUSYHDISTELMÄT, RAKENNEMALLI JA VOIMASUUREET 16
4.1 Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät 16
4.2 Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät 18
4.3 Tunnelirakenteen laskentamalli ja voimasuureet 20
5 TUNNELIRAKENTEEN MITOITUS 23
5.1 Murtorajatila 23
5.1.1 Taivutus 23
5.1.2 Leikkaus 27
5.1.3 Lävistys 29
5.1.4 Raudoituksen ankkurointi 38
5.2 Käyttörajatila 42
5.2.1 Taipuma 43
5.2.2 Halkeilun rajoittaminen ja laskenta 46
6 YHTEENVETO 57
LÄHTEET 59
LIITTEET 61

1 JOHDANTO

Betonirakentaminen on nopeaa ja kestävää rakentamista. Betonin kosteuden kesto, lujuus, jäykkyys ja muokattavuus ovat nostaneet sen suosioon rakenteiden runkomateriaalina. Betonin lujuusominaisuuksista on hyötyä vaativissa ja rasitetuissa olosuhteissa. Lujuusominaisuuksia voidaan säätää lisäaineiden sekä vesi-sementti-suhteen avulla. Lujuutensa ja jäykkyytensä ansiosta betoni eristää ääntä hyvin ja vaimentaa värähtelyjä. Se on myös täysin palamaton materiaali ja toimii siksi luotettavana palo-osastoivana rakenteena. (Betoni.com 2020.)

Opinnäytetyön tavoitteena on tuottaa rakennesuunnitelmat betonirakenteisen tunnelirakennuksen kantaville rakenteille kansallisten Eurokoodi-suunnitteluperusteiden mukaan. Kantavina rakenteina toimivat rakenteen yläpohja, maanpaineseinät sekä maanvarainen laatta. Suunnittelutyökaluina käytetään Tekla Structures 3d -mallinnusohjelmaa, joka toimii suunnitteluohjelmien pohjana eri osapuolten välillä. Rakenteen geometria ja tulokset lasketaan Dlubalin RFEM-laskentaohjelmalla.

Kohteen suunnittelun alussa selvitetään tilaajan käyttötarpeet, minkä jälkeen arkkitehdit luonnostelevat rakenteen geometrian ja valitsevat käytettävät rakennusmateriaalit yhdessä rakennesuunnittelijoiden kanssa. Tämän jälkeen rakennesuunnittelija suunnittelee ja mitoittaa rakenteet toimiviksi ympäröivät kuormitustekijät huomioon ottaen.

Työn tilaajana toimii A-Insinöörit Suunnittelu Oy ja työ liittyy Tulevaisuuden Sairaala 2030 -hankkeen B-talon rakennusvaiheeseen. Hanke toteutetaan allianssimallina, jolloin rakentamisen keskeiset osapuolet eli tilaaja, rakennuttajakonsultti, suunnittelijat ja urakoitsija muodostavat yhteisen organisaation ja vastaavat yhdessä projektin toteutuksesta ja suunnittelusta. A-Insinöörit Suunnittelu Oy on osa suomalaista A-Insinöörit-konsernia, joka tarjoaa asiakkailleen kiinteistö- ja rakennusalan suunnittelu- ja konsulttipalveluita yli 60 vuoden kokemuksella. (A-Insinöörit 2019.)

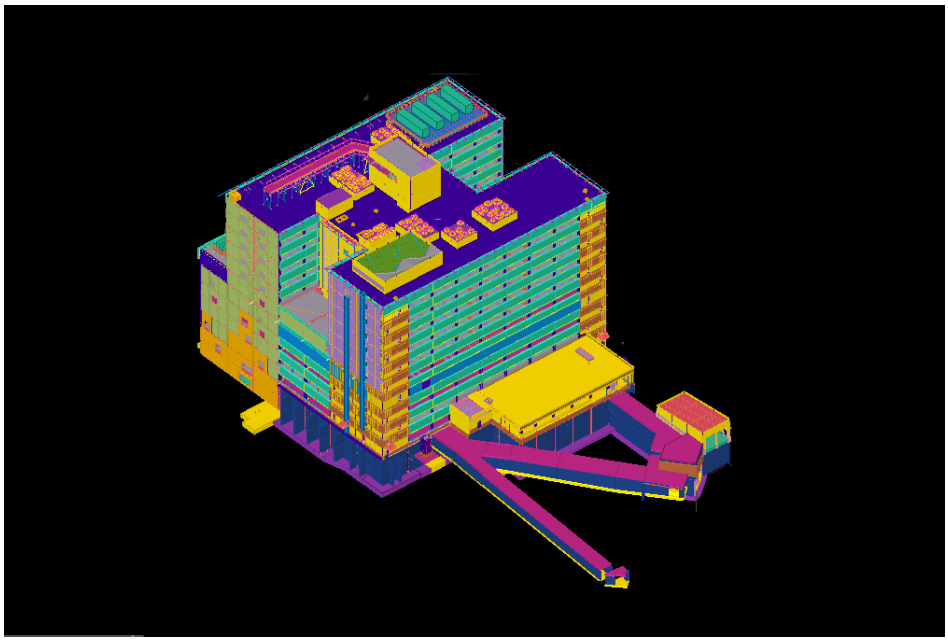
2 TULEVAISUUDEN SAIRAALA 2030

Ouluun rakennetaan parhaillaan uutta yliopistollista sairaalaa vanhan tilalle. Uusien rakennusten tieltä purettiin vanha parkkihalli ja hallintorakennus. Niiden tilalle nousee hankkeen ensimmäisessä vaiheessa kaksi kymmenkerroksista päärakennusta, A- ja B-rakennus, jotka näkyvät kuvassa 1. B-rakennuksesta lähtee maanalainen tunnelirakennus, joka yhdistyy vanhaan kaupunginsairaalaan sekä myöhemmin rakennettavaan C-rakennukseen. Tunnelien käyttötarkoituksena on mahdollistaa henkilö- ja logistiikkaliikenne rakennusten välillä. Tunnelien rakentaminen aloitetaan keväällä 2021. (Pohjois-Pohjanmaan sairaanhoitopiiri 2021.)

KUVA 1. Tulevaisuuden sairaala 2030 -hankkeen ensimmäinen vaihe (Pohjois-Pohjanmaan sairaanhoitopiiri 2021)

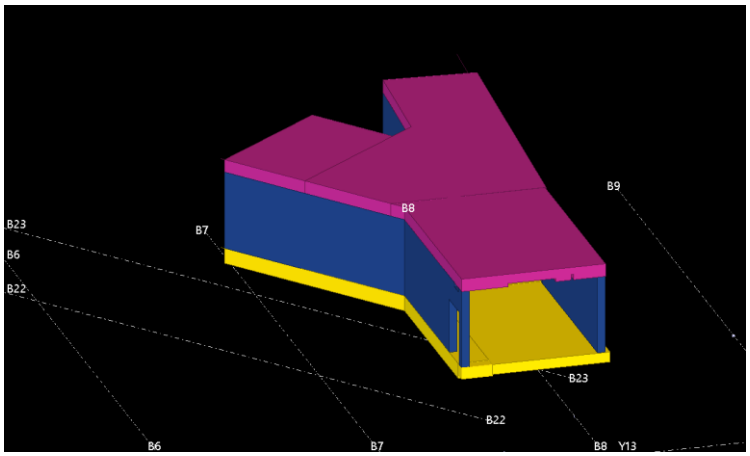
Tunnelit ovat rakenteeltaan yksi- ja kaksikerroksisia. Kerroksien vapaa korkeus vaihtelee 2,9 m:stä 4,8 m:iin, yläpohjan jänneväli on 3,6–5,6 metriä kulkuväylien käyttötarkoitusten mukaan. Seinät,

maanvarainen laatta sekä yläpohja rakennetaan paikallavalurakenteena teräsbetonista. Kaksikerroksisten tunnelien välipohjat toteutetaan kuorilaatoilla sekä pintavalulla. Kuvassa 2 on esitetty hankkeen B-rakennus sekä siihen liittyvät tunnelit.



KUVA 2. Tulevaisuuden Sairaala 2030 -hankkeen B-rakennus ja tunnelit Tekla Structures -ohjelmassa

Rakenteen laajuuden vuoksi opinnäytetyöhön on rajattu mitoitukseen yksikerrostunneleiden risteysalueen yläpohja. Liitteestä 1 löytyy yläpohjarakenteen mitoitus käsin laskettuna RFEM-ohjelmaa apuna käyttäen sekä liitteestä 3 valmis raudoitussuunnitelma. Tunnelien risteysalue on esitetty kuvassa 3.



KUVA 3. Tunnelien risteysalue

Rakenteen seinät on mallinnettu Tekla Structuresissa Concrete Panel -työkalulla, yläpohja ja maanvarainen laatta Concrete Slab -työkalulla. Yläpohja toimii risteysalueella ristiin kantavana laattana, muualla yhteen suuntaan kantavana laattana.

Rakenne sijaitsee maan alla ja toimii lämpimänä tilana. Tunneleita pitkin vedetään sairaaloiden välinen putkipostiliikenne sekä muita LVIS-yhteyksiä alakatossa. Lisäksi maanvaraiseen lattiaan tehdään 700 mm leveä lattiakanaali sähkökaapeleiden vetoja varten. Kun kyseessä on jatkuva betonirakenne, asennetaan siihen liikuntasaumoja ottamaan vastaan kutistumasta aiheutuvat pakkovoimat. Tunnelien päällä kulkee henkilö- ja ajoneuvoliikennettä, joten nämä muuttujat otetaan huomioon myöhemmin laskettavissa kuormitusyhdistelmissä.

3 KUORMAT JA MATERIAALIOMINAISUUDET

Rakennukseen kohdistuvat kuormitukset voidaan luokitella kolmeen eri luokkaan:

- pysyvät kuormat (G), esim. rakenteiden, kiinteiden laitteiden ja tiepäällysteen oma paino
- muuttuvat kuormat (Q), esim. rakennusten välipohjiin, palkkeihin ja vesikattoon kohdistuvat hyötykuormat, tuulikuormat ja lumikuormat sekä liikenteen aiheuttamat liikennekuormat
- onnettomuuskuormat (A), esim. räjähdykset tai ajoneuvojen törmäykset (SFS-EN 1990 2002, 52).

Tunnelirakennukseen kohdistuu pysyviä ja muuttuvia kuormia. Sisäinen trukkiliikenne voi aiheuttaa viiston 75 kN suuruisen törmäyskuorman. Seinien paksuus ja ympäröivä maa-aines tiedetään toimivan riittävän vahvana kuormaa vastaan, joten onnettomuuskuormia ei tutkita tässä sen enempää. Onnettomuuskuormista on kerrottu lisää Eurokoodissa SFS-EN 1991-1-7. (SFS-EN 1991-1-7 2014, 32.)

3.1 Pysyvät kuormat

Pysyvät kuormat vaikuttavat rakenteeseen koko käyttöikänsä ajan. Tunnelirakennuksen pysyväksi kuormaksi määräytyivät rakenteen oma paino sekä ympäröivän maa-aineksen paino. Rakenteet laskettiin tilavuuspainon ja rakenteen mittojen mukaan. Teräsbetonin tilavuuspainona käytettiin arvoa 25 kN/m^3. Geosuunnitelmissa maan tilavuuspainoksi annettiin 18 kN/m^3. Rakennus sijaitsee pohjavesipinnan yläpuolella, joten veden vaikutusta ei otettu huomioon. Taulukossa 1 on laskettu rakenteen yläpohjan pysyvät kuormat.

TAULUKKO 1. Rakenteen yläpohjan pysyvät kuormat

Rakennekerrokset	rakennepaksuus [m]	paino [kg/m3]
Maa-aines	1	18
Lämmöneriste Finnfoam FL-400	0,3	0,5
Paikallavalu C35/45	0,5	25
Yläpohjan pysyvät kuormat yhteensä	30,65 kN/m2	

3.2 Muuttuvat kuormat

Muuttuvia kuormia ovat kuormat, jotka vaikuttavat rakenteeseen vain tiettynä ajankohtana ja joiden suuruus vaihtelee ajan myötä. Näitä voivat olla lumikuorma, tuulikuorma, hyötykuorma ja nosturikuorma. Muuttuvien kuormien suuruus vaihtelee tilan käyttötarkoituksen mukaan. Muuttuvien kuormien laskentaan kohdistuu enemmän epävarmuustekijöitä kuin pysyvien kuormien laskemiseen, joten tästä syystä niiden varmuuskertoimet ovat suuremmat. Tunnelirakennus sijaitsee maan alla, joten siihen ei kohdistu tuulikuormia. Myöskään lumikuormia ei oteta huomioon, sillä yläpuolisen maa-alueen oletetaan puhdistettavan lumesta sairaala-alueella henkilöliikenteen takia. (RIL 201-1-2017 2017, 21, 64-74.)

Rakenteeseen kohdistuvia muuttuvia kuormia ovat hyötykuormat, jotka aiheutuvat tilojen käytöstä. Niitä voivat olla normaali henkilökäyttö, huonekalut ja siirrettävät kohteet sekä ajoneuvojen kuormat. Jokaiselle tilalle määritettiin käyttöluokka, jonka avulla kohteisiin katsottiin taulukoista kuormien ominaisarvot. Muuttuvien kuormien varmuuskerroin on suurempi kuin pysyvillä kuormilla, sillä muuttuvien kuormien arviointi on epävarmempaa. Hyötykuormat jaetaan vaikutusajan perusteella pitkäaikaisiin ja lyhytaikaisiin. (SFS-EN 1991-1-1 2002, 28.)

Maanvarainen laatta tuli tarkastaa mitoituksessa trukkikuormien osalta. Trukkikuormat on jaettu mittojen, nettopainon ja taakan painon mukaan kuuteen eri luokkaan FL 1 – FL 6. Haarukkatrukkien arvot esitetään taulukossa 2 sekä niiden akselikuormat taulukossa 3. (SFS-EN 1991-1-1 2002, 34-36.)

TAULUKKO 2. FL-luokkien mukaiset haarukkatrukkien arvot (SFS-EN 1991-1-1 2002, 36)

Haarukkatrukin luokka	Nettopaino [kN]	Taakan paino [kN]	Raideleveys *a* [m]	Kokonaisleveys *b* [m]	Kokonaispituus *l* [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1.90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2.30	5,10

TAULUKKO 3. Haarukkatrukkien akselikuormat (SFS-EN 1991-1-1 2002, 36)

Trukkiluokka	Akselikuorma Q_k kN
FL 1	26
FL 2	40
FL 3	63
FL 4	90
FL 5	140
FL 6	170

Pihakannen liikennöintialueen luokka on G. Sen hyötykuormat saadaan taulukosta 4. Käytettävänä kuormitusmallina on yksittäinen akseli, jolta tuleva kokonaisvoima on pistekuorma Q_k sekä tasan jakautunut kuorma q_k. (SFS-EN 1991-1-1. 2002, 40.)

TAULUKKO 4. Liikennöintialueen kuormaluokat (SFS-EN 1991-1-1 2002, 40)

Liikennöintialueen luokka	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Luokka F		
Ajoneuvon kokonaispaino ≤ 30 kN	q_k	Q_k
Luokka G		
30 kN < ajoneuvon kokonaispaino ≤ 160 kN	5,0	Q_k
HUOM. 1 Luokassa F kuorman q_k arvo voidaan valita alueelta 1,5 … 2,5 kN/m^2 ja Q_k alueelta 10 … 20 kN. HUOM. 2 Luokassa G kuorman Q_k arvo voidaan valita alueelta 40 … 90 kN. HUOM. 3 Kansallisessa liitteessä voidaan antaa huomautuksissa 1 ja 2 mainittujen vaihteluvälien sijaan käytettävä arvo. Suositusarvot ovat alleviivattuina.		

3.3 Kuormakaavio LM1

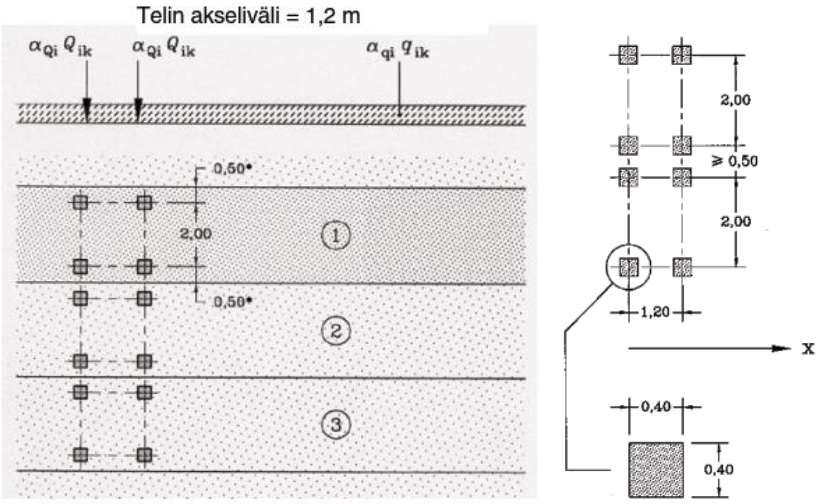
Tunneli sijaitsee kaksikaistaisen ajotien alla, joten risteysalueen mitoituksessa sovellettiin standardia SFS-EN 1991-2 muuttuvien kuormien osalta. Kuormakaavio LM1 on tarkoitettu ruuhkaisiin, sujuviin tai tukkeutuneisiin liikennetilanteisiin, kun suuri osa liikenteestä on raskaita kuorma-autoja. (SFS-EN 1991-2 2004, 31.)

Kuormakaavio LM1 koostuu kuormakaistoille sijoitettavista tasaisesti jakautuneista kuormista $\alpha_{qi} * q_{ik}$ sekä telikuormista $\alpha_{Qi} * Q_{ik}$. Kuormien ominaisarvot on esitetty taulukossa 5. α_{qi} sekä α_{Qi} ovat kuorman edessä kansallisesti valittavia sovituskertoimia. (SFS-EN 1991-2 2004, 31.)

TAULUKKO 5. Kuormakaavion LM1 ominaiskuormat (SFS-EN 1991-2 2004, 32)

Sijainti	Telikuorma	Tasan jakautunut kuorma
	Akselikuormat Q_{ik} (kN)	q_{ik} (tai q_{rk}) (kN/m^2)
Kuormakaista nro 1	300	9
Kuormakaista nro 2	200	2,5
Kuormakaista nro 3	100	2,5
Muut kuormakaistat	0	2,5
Kuormakaistojen ulkopuolinen alue (q_{rk})	0	2,5

Telikuormat jakaantuvat kahdeksi 1,2 m etäisyydellä olevaksi akselikuormaksi. Akselikuorma muodostuu kahdesta pyöräkuormasta, jotka ovat 2 m päässä toisistaan. Pyöräkuorman pinta-ala on 0,4 m * 0,4 m, josta kuorma jakaantuu alapuoliseen rakenteeseen murskekerroksessa suhteessa 2:1 ja pintarakenteissa suhteessa 1:1. Jokaisen pyöräkuorman oletetaan olevan yhtä suuria. Ajokaistojen ulkopuoliselle alueelle sijoitetaan taulukon 4 tasan jakautunut kuorma q_{ik}. Kuormien sijoitus ja pyöräkuormien kosketuspinta-alat näkyvät kuvassa 4. (SFS-EN 1991-2 2004, 31-32; NCCI 1 2017, 10.)



KUVA 4. Kuormakaavion yksityiskohdat (SFS-EN 1991-2 2004, 32)

3.4 Materiaalitiedot

Laskentaa varten tarvitaan rakenteeseen kohdistuvien kuormitusten lisäksi käytettävän materiaalin materiaalitiedot. Tunnelirakennus tehdään paikalla valetusta teräsbetonista, jonka lujuusluokka määritetään mitoitusprosessin aikana. Betonin lujuusominaisuuksista mitoituksen kannalta tärkein on puristuslujuus f_{ck}. Betoni on jaettu eri lujuusluokkiin puristuslujuuksien mukaan taulukossa 6.

Taulukossa on esitelty myös betoniluokkien oleellisimmat kestävyys- ja muodonmuutosominaisuudet. Betonilla on puristuslujuuden lisäksi myös vetolujuutta f_{ctm}, jonka arvo on noin 1/10 puristuslujuudesta. Betonin kimmokertoimen arvo E_{cm}, muodostuu betonin sisältämien raaka-aineiden, kiviaineksen ja sementtikiven, kimmokertoimista. (By 210 2008, 29-34.)

TAULUKKO 6. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS EN-1992-1-1 2002, 30)

Betonin lujuusluokka														
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_{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
$f_{ctk,\,0,05}$ (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
$f_{ctk,\,0,95}$ (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
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
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
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Betoniteräkset luokitellaan valmistuksen perusteella kuumavalssattuihin ja kylmämuokattuihin, hitsattavuuden perusteella hitsattaviin ja ei-hitsattaviin sekä sitkeyden perusteella sitkeisiin, normaalin sitkeyden ja korkean sitkeyden omaaviin teräksiin. Taulukossa 7 on esitelty betoniterästen luokitteluperusteita. (By 210 2008, 56.)

TAULUKKO 7. Betoniterästen luokitteluperusteet (By 210 2008, 56)

Teräksen geometria	*Mekaaniset ominaisuudet*	*Teknologiset ominaisuudet*
Koko (halkaisija)	Vetolujuus ja myötöraja	Ankkurointiominaisuudet
Pinnan muoto ja kuviointi	Sitkeys	Taivutettavuus
Tangot, kiepit	Väsymisominaisuudet	Hitsattavuus
	Käyttäytyminen äärilämpötiloissa	Lämpölaajeneminen

Teräs on lineaarikimmoinen materiaali myötäämisen alkuun saakka, eli tällöin jännitysten ja muodonmuutosten välinen suhde on lineaarinen. Kimmokertoimen suuruus E_s on 195 - 210 GPa, mutta betoniterästen kimmokertoimen suunnitteluarvona käytetään 200:aa GPa. (By 210 2008, 60.)

4 KUORMITUSYHDISTELMÄT, RAKENNEMALLI JA VOIMASUUREET

Luvuissa 4.1 ja 4.2 lasketaan rakenteen murtorajatilan sekä käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät sekä luvussa 4.4 selvitetään mitoituksen kannalta oleellisimmat voimasuureet. Näitä ovat laatan momentin ja leikkausvoiman mitoitusarvot.

Kuormitusyhdistelmillä lasketaan määräävin kuormitustilanne muuttuvien ja pysyvien kuormien eri vaikutusaikoina. Kuormitusyhdistelmien avulla saadaan laskettua käytettävät voimasuureet mitoituksessa.

4.1 Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät

Murtorajatilan kuormayhdistelyissä varmistetaan rakenteen kestävyys ja tasapaino. Kuormitustapauksissa yhdistetään samanaikaisesti vaikuttavat pysyvät ja muuttuvat kuormat. Tarkasteltavina kaavoina on staattisen tasapainon kaava (EQU) sekä rakenteen tai rakennusosan kestävyyden kaavat (STR1 ja STR2). Kuormayhdistelyissä rakenteita ja kuormituksia kerrotaan osavarmuusluvuilla, jotta saavutetaan luotettava varmuus. (RIL 201-1-2017 2017, 40.)

Opinnäytetyön tunnelirakenteiden seuraamusluokaksi on etukäteen määritetty luokka CC2. Seuraamusluokassa CC2 rakenteen vaurioitumisen aiheuttamat taloudelliset vahingot ovat merkittäviä ja hengenmenetysten seuraamukset keskisuuria. Luotettavuusluokka on RC2, jolloin kuormakertoimena K_{FI} käytetään arvoa 1,0. (SFS EN-1990 2010, 96.)

Staattisen tasapainon kaava (EQU) on esitetty kaavassa 1. Tasapainoon epäedullisesti vaikuttavat pysyvät kuormat kerrotaan kertoimella 1,1 * K_{FI} ja tasapainoa parantavat pysyvät kuormat kertoimella 0,9 $*$ K_{FI}. (RIL 201-1-2017 2017, 40.)

KAAVA 1. Staattisen tasapainon kaava (RIL 201-1-2017 2017, 40)

$$\begin{matrix} 1{,}1 * K_{Fi} \\ 0{,}9 \end{matrix} \Big\} \sum G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + 1{,}5 \cdot K_{Fi} \cdot Q_{k,1} + 1{,}5 \cdot K_{F_I} \cdot \Sigma \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

γ_P = osavarmuuskerroin

P = esijännitysvoima

K_{Fi} = luotettavuusluokka / kuormakerroin, joka määräytyy seuraamusluokan perusteella

$Q_{k,1}$ =määräävä muuttuva kuorma

$\Psi_{0,i}$ = yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

Murtorajatilan rakenteiden kestävyyden mitoituksessa pysyviä kuormia kerrotaan kertoimella 1,15 * K_{FI}, mikäli pysyvä kuorma aiheuttaa epäedullisen vaikutuksen rakenteelle. Jos pysyvä kuorman vaikutus on edullinen, pienennetään kuormaa kertoimella 0,9. Muuttuvien kuormien osalta määräävin kuormitus kerrotaan kertoimella 1,5 * K_{FI} ja loput muuttuvat kuormat 1,5 * K_{FI} * Ψ_0. Rakenteen kestävyyden tarkastelun kuormitusyhdistelmä STR1 on esitetty kaavassa 2 sekä muuttuvien kuormien yhdistelykertoimien Ψ arvot on esitetty taulukossa 8. (RIL 201-1-2017 2017, 40-41.)

KAAVA 2. Rakenteen kestävyyden tarkastelun kuormitusyhdistelmä STR 1 (RIL 201-1-2017 2017, 41)

$$\begin{matrix}1{,}15 * K_{Fi} \\ 0{,}9\end{matrix}\Big\} \sum G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + 1{,}5 \cdot K_{Fi} \cdot Q_{k,1} + 1{,}5 \cdot K_{F_1} \cdot \Sigma\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

TAULUKKO 8. Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet (SFS-EN 1990-1- 1+NA 2016, 18)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun $s_k < 2{,}75$ kN/m^2	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2{,}75$ kN/m^2	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma **)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ-arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. **) Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

Lisäksi on tarkistettava kaavan 3 kuormitusyhdistelmä STR2, missä on huomioitu vain rakenteeseen kohdistuvat pysyvät kuormat. Epäedullisia kuormia kasvatetaan kertoimella 1,35 * K_{Fi} ja edullisia kuormia vähennetään kertoimella 0,9 * K_{Fi}. Kaavoista 2 ja 3 määräävämpää kuoritusyhdistelmää käytetään rakenneosan kestävyyden mitoituksessa. (RIL 201-1-2017 2017, 40–41.)

KAAVA 3. Rakenteen kestävyyden tarkastelun kuormitusyhdistelmä STR2 (RIL 201-1-2017 2017, 41)

$$\begin{matrix} 1{,}35 * K_{Fi} \\ 0{,}9 \end{matrix} \Big\} \sum G_{k,j}$$

K_{Fi} = luotettavuusluokka / kuormakerroin, joka määräytyy seuraamusluokan perusteella
$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

4.2 Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät

Käyttörajatilan yhdistelmiä on kolme kappaletta: ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä sekä pitkäaikaisyhdistelmä. Jokaista kuormitusyhdistelmää tulee käyttää tarkoituksenmukaisesti sille tarkoitetussa tilanteessa. (RIL 201-1-2017 2017, 44.)

Tavallinen kuormitusyhdistelmä on käytössä palautuvilla rajatiloilla. Näitä ovat käyttörajatilat, joissa kuormitustilanteen poistuttua kuorman vaikutukset palautuvat. Tavallisen kuormitusyhdistelmän laskeminen on esitetty kaavassa 4. (RIL 201-1- 2017 2017, 44.)

KAAVA 4. Käyttörajatilan tavallinen kuormitusyhdistelmä (RIL 201-1-2017 2017, 44)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma_{\mathrm{i}>1} \Psi_{2,j} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)
P = esijännitysvoima
$Q_{k,1}$=määräävä muuttuva kuorma
Ψ = yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

Ominaiskuormitusyhdistelmä on käytössä palautumattomille käyttörajatiloille. Tällaisissa rajatiloissa rakenteen muoto ei palaudu, vaan jää sellaiseksi kuin se kuormituksen vuoksi on muuttunut. Esimerkkinä palautumattomasta rajatilasta on haljennut ja murtunut poikkileikkaus. Käyttörajatilan ominaisyhdistelmä saadaan kaavasta 5. (RIL 201-1-2017 2017, 44.)

KAAVA 5. Käyttörajatilan ominaiskuormitusyhdistelmä (RIL 201-1-2017 2017, 44)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma_{\mathrm{i}>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)
P = esijännitysvoima
$Q_{k,1}$ =määräävä muuttuva kuorma
$\Psi_{0,i}$ = yhdistelykerroin
$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

Pitkäaikaiskuormitusyhdistelmää käytetään pitkäaikaisvaikutuksille. Tämän rajatilan kuormitukset vaikuttavat pitkällä aikavälillä, mistä ovat esimerkkinä betonirakenteiden viruman aiheuttamat vaikutukset. Pitkäaikaiskuormitusyhdistelmä lasketaan kaavalla 6. (RIL 201-1-2017 2017, 44.)

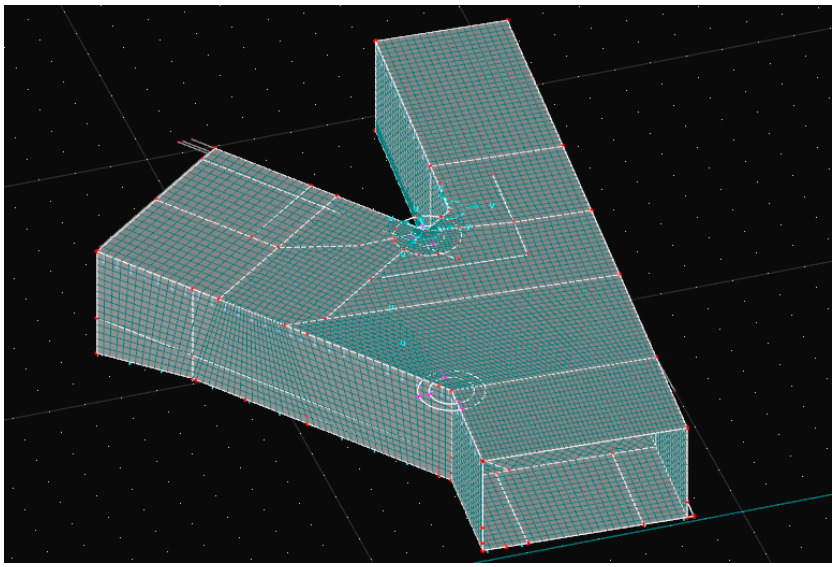
KAAVA 6. Käyttörajatilan pitkäaikaiskuormitusyhdistelmä (RIL 201-1-2017 2017, 44)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \Sigma_{\mathrm{i}>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)
P = esijännitysvoima
$\Psi_{0,i}$ = yhdistelykerroin
$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

4.3 Tunnelirakenteen laskentamalli ja voimasuureet

Kuormien selvittämisen jälkeen tunnelien risteysalueesta tehtiin laskentamalli RFEM-laskentaohjelmaan. RFEM-ohjelmalla voidaan mallintaa kohde kolmiulotteiseksi malliksi viivojen ja solmupisteiden avulla, minkä jälkeen malliin syötetään materiaalitiedot ja kuormitukset. Tämän jälkeen ohjelma laskee annettujen kuormitusten ja valitun standardin mukaiset kuormitusyhdistelyt sekä niiden tulokset (A-Insinöörit 2016). Laskentamalli näkyy kuvassa 5. Mallin muoto määräytyi liikuntasaumojen ja työsaumojen paikkojen mukaan.



KUVA 5. Tunnelin laskentamalli RFEM-ohjelmassa

Yläpohjalaatan ja maanpaineseinän kiinnitys käyttäytyi nivelellisenä liitoksena. Seinien alapää oli jäykästi kiinnitetty maanvaraiseen laattaan ja liitos keräsi maanpaineseinään syntyvän taivutusmomentin. Seinät ja laatat toimivat yhdessä kehäjäykistettynä rakenteena.

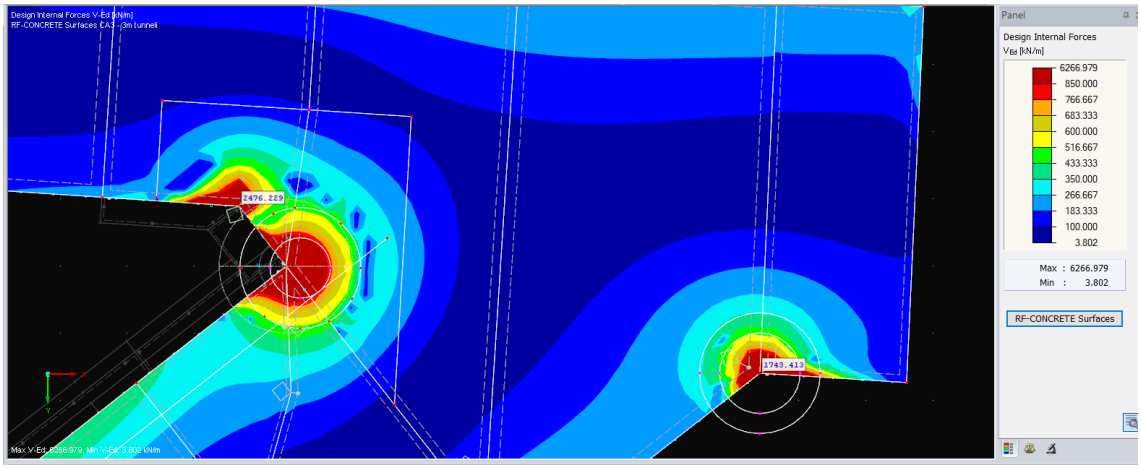
Ohjelma käyttää laskennassaan elementtimenetelmää. Elementtimenetelmässä (Finite Element Method) rakenteen geometria jaetaan yksittäisiksi komponenteiksi. Komponentit ovat kiinni toisissaan kulmapisteissä eli solmuissa. Nämä komponentit muodostavat yhdessä elementtiverkon. Jokainen elementti saa oman arvonsa. Mitä tiheämpi elementtiverkko on, sitä tarkempia tuloksia laskennasta saadaan. Liian suuret elementit eivät anna tarpeeksi luotettavaa tulosta, sillä pisteet sijaitsevat kaukana toisistaan. (Digma 2021, 2.)

Voimasuureiden laskemisessa selvitetään eri kuormituksista aiheutuvat taivutusmomenttien ja leikkausvoimien mitoitusarvot (By 211 2014, 20-21). Tässä tapauksessa voimasuureiden selvittäminen käsin rakenteen monimuotoisuuden takia on hankalaa, joten mitoitusarvot katsotaan suoraan RFEM-ohjelmasta. Mitoitusarvot on esitetty taulukossa 9.

TAULUKKO 9. Mitoitusmomentti ja leikkausvoimien mitoitusarvot

	x-suunta	y-suunta
Mitoitusmomentti M_{Ed}	346 kNm	409 kNm
Leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} tuella	282.9 kN/m	-
Leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} risteysalueella	850 kN/m	-

Maksimi taivutusmomentti M_{Ed} saadaan yhteen suuntaan kantavalla laatalla sen pääsuunnassa, ristiin kantavalla laatalla mitoitusarvo tarkistetaan kummassakin kantosuunnassa. Leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} tarkistetaan eniten rasitetuimmalle tuelle. Opinnäytetyön esimerkissä RFEM-ohjelma keräsi suuret leikkausvoimat maanpaineseinien risteyskohtaan. Mitoitusarvo saatiin selville rajaamalla voimien arvo tarkasteltavan mitan *d* päähän risteyksestä. Menetelmää käytettiin sekä leikkausmitoituksen että lävistysmitoituksen tarkastelussa. Tilannetta on havainnoitu kuvassa 6. (By 211 2014, 48-58.)



KUVA 6. Leikkausvoiman mitoitusarvon tarkistaminen risteysalueilla RFEM-ohjelmassa

RFEM-ohjelma kerää suuria jännityksiä, singulariteetteja, pistetuille, sisänurkkiin ja elementtien risteyskohtiin. Jännitystilanteet eivät vastaa oikeita olosuhteita, joten ongelmaa voidaan korjata asettamalla voimia tasoittavia keskiarvoalueita singulariteettialueen ympärille. Tämän avulla voidaan saada luotettavampia tuloksia suurten pistemäisten jännitysten sijaan. Mikäli suuri jännityspiikki

johtuu pistemäisestä kuormasta, voidaan se muuttaa tietylle alalle vaikuttavaksi pintakuormaksi. (A-Insinöörit 2016.)

5 TUNNELIRAKENTEEN MITOITUS

Opinnäytetyön kohde, maanalainen tunnelirakennus, mitoitettiin rajatilamitoituksen kautta. Varsinainen mitoitus rakenteelle on esitetty liitteissä 1 ja 2. Valmis raudoituspiirustus esitetään liitteessä 3.

Rajatilamitoituksissa rakenteen käyttäytymistä tarkastellaan erilaisissa rajatiloissa eri toimintamallien ja rasitustilanteiden kautta. Näitä ovat murtorajatilat, käyttörajatilat, palomitoituksen rajatilat sekä onnettomuusrajatilat. Murtorajatilassa rakenne mitoitetaan tilanteille, jotka liittyvät ihmisten turvallisuuteen tai rakenteen varmuuteen. Käyttörajatilan mitoitustilanteet liittyvät rakenteen ulkonäköön, rakenneosan tai rakenteen toimintaan normaalikäytössä sekä ihmisten mukavuuteen. (By 210 2008, 17; By 211 2013, 18.)

5.1 Murtorajatila

Murtorajatilassa rakenne tai sen osa menettää käyttökelpoisuutensa kuorman lisääntymisen myötä. Rakenne joutuu murtorajatilaan ylikuormittumisen tai onnettomuustilanteen seurauksena, kun se menettää vakautensa, muuttuu mekanismiksi tai murtuu. Murtorajatilamitoituksen tarkoituksena on osoittaa, että rakenteella on riittävä varmuus edellä mainittuja tilanteita vastaan. (By 210 2008, 18.)

Murtorajatilamitoituksessa rakennetta kuormitetaan murtorajatilan kuormitusyhdistelyistä saaduilla kuormilla. Tarkasteltavia tilanteita yhteen suuntaan kantavan laatan mitoituksessa ovat taivutus-, leikkaus- sekä lävistysmitoitus. Mitoituksen aikana määrittyvät rakenteen poikkileikkauksen mitat, betonin lujuusluokka ja raudoituksen määrä sekä raudoituksen sijainti ja ankkurointi. (By 211 2014, 48-77.)

5.1.1 Taivutus

Yhteen suuntaan kantavien laattojen taivutusmitoitus tehdään sen pääsuunnassa eli kantosuunnassa. Taivutuksen mitoitusehtona on se, että rakenteen mitoituskestävyyden M_{Rd} tulee olla suurempi kuin ulkoisista kuormista aiheutuva mitoitusmomentti M_{Ed}. (Kaava 7.) (By 211 2014, 48.)

KAAVA 7. Taivutuskestävyyden mitoitusehto (By 211 2014, 48)

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

M_{Rd} = mitoituskestävyys (kNm)
M_{Ed} = mitoitusmomentti (kNm)

Taivutusmitoituksen alussa on arvioitava rakenteen poikkileikkauksen korkeus *h,* käytettävien materiaalien lujuusominaisuudet sekä taivutusraudoituksen ja hakaraudoituksen halkaisijaleveys. Näiden avulla saadaan ratkaistua poikkileikkauksen tehollinen korkeus *d* sekä materiaalien lujuusluokat. Laatan taivutusmitoituksessa tarkasteltavaksi leveydeksi *b* valitaan 1 metri. Tällöin laskennan tulokset saadaan aina leveysyksikköä kohden. Seuraavaksi voidaan laskea mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti μ kaavasta 8. (By 211 2013, 94 - 99.)

KAAVA 8. Mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti (By 211 2013, 95)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

M_{Ed} = Mitoitusmomentti (kNm)
η = Tehollisen lujuuden kerroin, yleensä arvo 1,0
f_{cd} = Betonin lujuuden mitoitusarvo (MPa)
b ja d = Poikkileikkauksen tehollinen korkeus ja leveys (mm)

Poikkileikkauksen suhteellisen momentin μ on oltava pienempi kuin tasapainoraudoituksen mukainen suhteellinen momentti μ_{bd}. Tässä tilanteessa poikkileikkaus on riittävä ottamaan momentin vastaan. Laatoilla tämä raja tulee harvemmin vastaan, mutta se on syytä ottaa huomioon laskentaprosessissa. Eurokoodin asettamat raja-arvot on esitetty taulukossa 10. (By 211 2014, 48-49.)

TAULUKKO 10. Tasapainoraudoituksen mukaiset β_{bd} ja μ_{bd} (By 211 2013, 97)

Osavar-	f_{yk}= 500 MPa		f_{yk}= 600 MPa		f_{yk}= 700 MPa	
muus	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}
γ_s= 1,15	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
γ_s= 1,10	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

Jos poikkileikkauksen suhteellinen momentti jää alle taulukon 10 mukaisen raja-arvon, voidaan rakenne toteuttaa normaaliraudoitettuna ja ratkaista seuraavaksi tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β ja mekaaninen raudoitussuhde ω. Mikäli ehto ei toteudu, täytyy poikkileikkauksen kokoa kasvattaa tai betonin lujuutta parantaa ja tehdä tarkastelu uudelleen. Tilanteissa, joissa poikkileikkauksen kokoa ei voi kasvattaa, tulee poikkileikkaukseen lisätä vetoraudoituksen lisäksi myös puristusraudoitusta. Tällöin raudoituksen suunnittelu tulee toteuttaa erityisen tarkasti. (By 211 2013, 98; By 211 2014, 49.)

Raudoituksen mekaaninen suhde ω ja tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β ratkaistaan kaavalla 9 (By 211 2014, 49).

KAAVA 9. Raudoituksen mekaaninen suhde (By 211 2014, 49)

$$\omega = \beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}$$

μ = Mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti.

Vaadittava vetoraudoituksen pinta-ala leveysyksikköä kohti saadaan kaavasta 10 laskentalujuuksien, mekaanisen raudoitussuhteen ω ja tehollisen korkeuden d avulla (By 211 2014, 49).

KAAVA 10. Vaadittava vetoraudoituksen pinta-ala (By 211 2014, 49)

$$A_{s,vaad} = \omega \cdot \frac{d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

f_{yd} = betoniteräksen murtolujuuden mitoitusarvo (MPa)

Lasketun vetoraudoituksen määrä $A_{s,vaad}$ on oltava suurempi kuin laatan minimiraudoitus $A_{s,min}$. Tämä lasketaan kaavalla 11. Vähimmäisraudoitusmäärä voi kasvaa kohtuuttoman suureksi silloin, kun laatan kuormitus on pieni ja laatan paksuus määräytyy jostain muusta syystä kuin kuormituksen perusteella. Mikäli haurasmurtumisen riski on alhainen, voidaan vähimmäisraudoituksena käyttää Eurokoodin mukaan 1,2-kertaista murtorajatilan raudoitusta. (By 211 2014, 80-81.)

KAAVA 11. Laatan minimiraudoitus (By 211 2014, 80)

$$A_{s,min} = max \begin{cases} 0{,}26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * d * b \\ 0{,}0013 * d * b \end{cases}$$

f_{ctm} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo (MPa)
f_{yk} = teräksen myötölujuuden ominaisarvo (MPa)

Minimiraudoituksen ehdon täyttymisen jälkeen tarkistetaan raudoituksen maksimitankoväli sekä pääraudoitukselle että jakoraudoitukselle. Tankovälit on annettu erikseen myös maksimimomenttien alueelle ja muulle alueelle. Taulukossa 11 on esitetty tankovälisäännöt, jossa kahdesta arvosta pienempi on määräävä. (By 211 2014, 81.)

TAULUKKO 11. Tankovälisäännöt (By 211 2014, 81)

$S_{max,slabs}$ (pienempi arvoista)	pääraudoitus	jakoraudoitus
maksimimomentin ja pistekuormien alueet	2h 250 mm	3h 400 mm
muut alueet	3h 400 mm	4h (3,5h) 600 mm (450mm)

Yhteen suuntaan kantavilla laatoilla poikittaiseen suuntaan tulee asentaa jakoraudoitus, joka on vähintään 20 % pääraudoituksesta. Jakoraudoituksen jakoväli saadaan taulukosta 11. Mikäli tuen suunnassa ei esiinny taivutusrasituksia, voidaan tukialueilla jättää jakoraudoitus pois. (By 211 2014, 81.)

5.1.2 Leikkaus

Teräsbetonirakenteet, etenkin teräsbetonilaatat keräävät leikkausrasituksia viivamaisille tuille. Rakenteelle tehdään leikkauskestävyyden tarkastelu, jossa tarkistetaan, ylittääkö leikkausvoima poikkileikkauksen leikkauskestävyyden (kaava 12). Mitoitus tehdään eniten rasitetulla tuella. Tasaisesti jakautuneen kuorman kuormittamien rakenneosien leikkausvoiman mitoitusarvoa ei tarvitse tarkastella poikkileikkauksen tehollista korkeutta *d* lähempänä tuen reunaa. Teräsbetonilaattojen leikkauskestävyys mitoitetaan yleensä niin suureksi, että ehto toteutuu eikä leikkausrautoja tarvita. (SFS-EN 1992-1-1 2002, 84.)

KAAVA 12. Leikkauskestävyyden tarkastelu (By 211 2014, 59)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

V_{Ed} = leikkausvoiman mitoitusarvo (kN)
$V_{Rd,c}$ = leikkausraudoittamattoman rakenneosan leikkauskestävyyden mitoitusarvo (kN)

Leikkausmitoituksen lähtötietoihin tarvitaan poikkileikkauksen mitat ja tehollinen korkeus, betonin puristuslujuus sekä vetoraudoituksen halkaisija ja jakoväli. Mikäli leikkauskestävyyden mitoitusehto ei toteudu, voidaan vetoraudoituksen pinta-alaa kasvattaa vaihtamalla teräs suurempaan kokoon tai tihentämällä raudoituksen jakoväliä. Tällöin suhteellinen raudoitusala ρ_L kasvaa. Jos tämä ei riitä, voidaan kasvattaa poikkileikkauksen korkeutta tai parantaa betonilaatua. (By 211 2014, 59.)

Ensimmäisenä lasketaan laatan leikkauskestävyyden vähimmäisarvo $V_{Rd,cmin}$, joka saadaan laatan tehollisen korkeuden *d*, apusuureen *k* ja betonin puristuslujuuden f_{ck} avulla kaavalla 13 (By 211 2014, 58).

KAAVA 13. Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo (By 211 2014, 58)

$$V_{Rd,cmin} = 0{,}035 \cdot d \cdot k^{2/3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

f_{ck} = betonin puristuslujuus (MPa)

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvoon tarvittavan apusuureen *k* ylärajan arvo on 2,0. Tämä lasketaan kaavan 14 avulla. (By 211 2014, 58.)

KAAVA 14. Apusuure k (By 211 2014, 58)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}} \leq 2{,}0$$

Mikäli leikkauskestävyyden vähimmäisarvo ei riitä ottamaan leikkausrasituksia vastaan, lasketaan leikkauskestävyys todellisen vetoraudoituksen mukaan kaavassa 15. Aluksi selvitetään kriittisen poikkileikkauksen ankkuroitu vetoraudoitusmäärä A_{sL} 1 m leveyttä kohden. Jos raudoitusta ei ole täysin ankkuroitu, pienennetään vetoraudoituksen määrää A_{sL0}. Ankkurointipituutta $\mathrm{l_b}$ käsitellään tarkemmin luvussa 5.1.4. (By 211 2014, 59.)

KAAVA 15. Ankkuroitu vetoraudoitusmäärä (By 211 2014, 59)

$$A_{sL} = A_{sL0} \cdot \frac{L_{bd}}{L_{b0}}$$

Todellisen vetoraudoitusalan ja tehollisen korkeuden *d* avulla saadaan laskettua suhteellinen raudoitusala ρ_L, joka rajataan arvoon 0,02 kaavassa 16 (By 211 2014, 58).

KAAVA 16. Suhteellinen raudoitusala (By 211 2014, 58)

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{d} \leq 0{,}02$$

Lopuksi saadaan laskettua betonin leikkauskestävyyden mitoitusarvo $V_{Rd,c}$ kaavasta 17 (By 211 2014, 58).

KAAVA 17. Betonin leikkauskestävyyden mitoitusarvo (By 211 2014, 58)

$$V_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma c}\, d\, k\, (100\, \rho_L f_{ck})^{1/3}$$

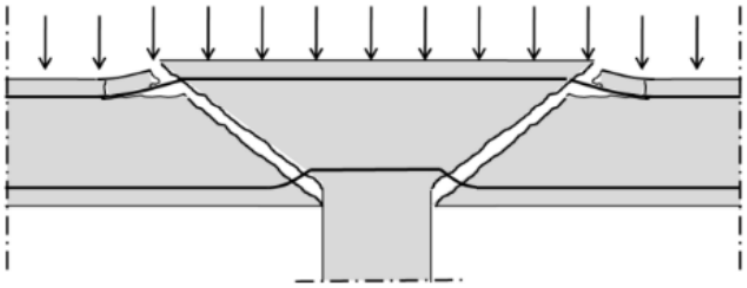
γ_c = betonin osavarmuusluku

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus (mm)

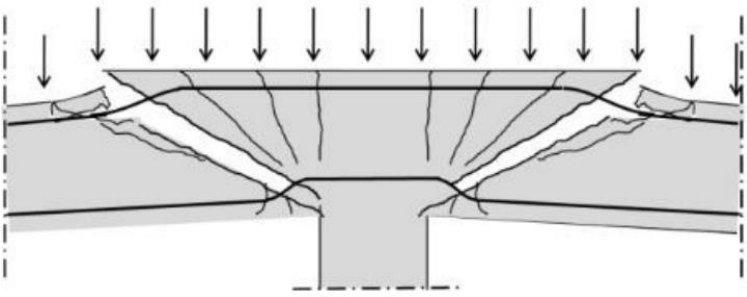
ρ_L = suhteellinen raudoitusala (mm^2)

5.1.3 Lävistys

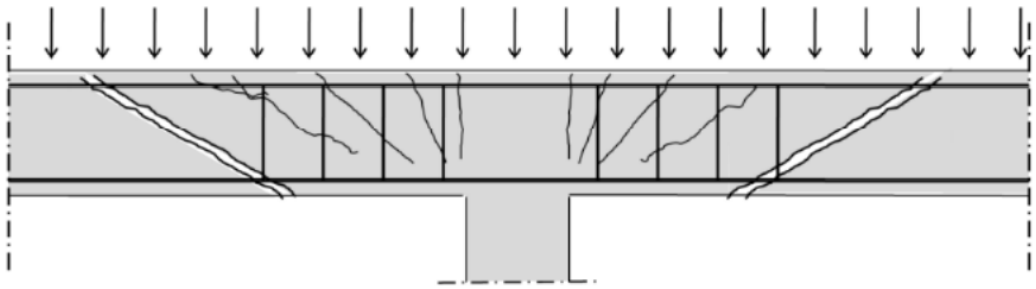
Lävistysmurtumalla tarkoitetaan laattarakenteissa pistemäisen kuorman ympäristössä tapahtuvaa murtumista. Kuorma vaikuttaa kuormituspinta-alaan $A_{Load.}$ Leikkautuminen tapahtuu kartiomaisesti ja sitä kautta laatta menettää kantavuutensa. Lävistymistä tapahtuu yleisesti pilarilaatoilla, laatalla pistekuorman ympäristössä sekä pilarianturoissa. Murtomekanismiin vaikuttavia tekijöitä ovat mm. laatan hoikkuus, pistekuorman vaikutusalan ja laatan paksuuden suhde, laatan taivutusraudoitusmäärä sekä leikkausraudoitusmäärä. Kuvissa 7 – 9 on esitetty eri lävistysmurtomekanismeja. (By 211 2014, 64.)



KUVA 7. Lävistysmurtuminen ilman taivutushalkeilua (By 211 2014, 65)



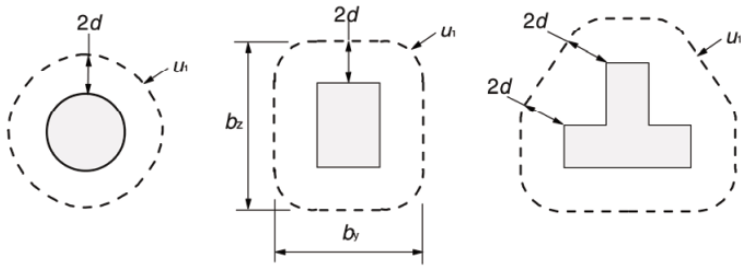
KUVA 8. Lävistysmurtuminen taivutushalkeilun jälkeen (By 211 2014, 65)



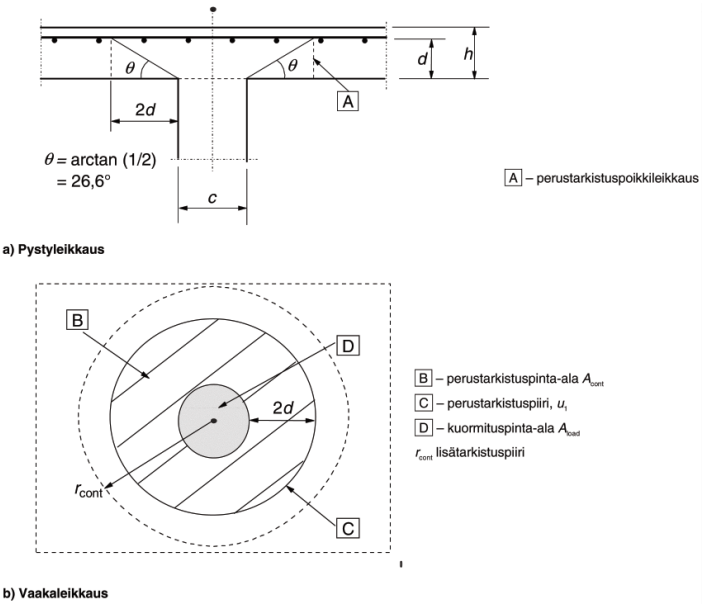
KUVA 9. Lävistysraudoitus siirtää murtokartiota kauemmas pilarista (By 211 2014, 65)

Opinnäytetyössä tehtiin lävistystarkastelu yläpohjaan maanpaineseinien risteyskohtaan, joka keräsi suuret leikkausrasitukset yläpuolisista liikennekuormista. Lävistysmitoitus suoritettiin Jordahl Expert punching shear -ohjelmalla varmempien tuloksien saamiseksi. Tulokset löytyvät opinnäytetyön liitteestä 2. Ohjelmaan syötetään rakenteen geometria ja kuormitukset, jonka jälkeen tuloksena saadaan valmis lävistysraudoitus. Jordahlin ohjelman toimintaperiaate pohjautuu Eurokoodi 2:ssa esitettyihin mitoitustapoihin, jotka on esitetty myös opinnäytetyössä.

Lävistysmitoitus tehdään tarkistuspiirien avulla. Niitä ovat pilarien ympärillä niiden muotoja myötäilevät piirit. Etäisyys valitaan niin, että se olisi mahdollisimman lyhyt. Tästä syystä suorakulmaisen pilarin tarkistuspiiriksi on valittu 2**d*, eikä suoraa kulmaa. Kuormituspintoihin liittyvät perustarkistuspiirit u_1 ja lävistyskestävyyden tarkastelumalli on esitetty kuvissa 10 ja 11. (By 211 2014, 66-67.)



KUVA 10. Kuormituspintoihin liittyviä perustarkistuspiirejä (By 211 2014, 67)



KUVA 11. Lävistyskestävyyden tarkastelumalli (By 211 2014, 67)

Tarkastuspiirien määrittelyssä tarvittava *d*, joka lasketaan eri suuntaan sijoitettujen tankojen tehollisten korkeuksien keskiarvoista, saadaan kaavasta 18 (By 211 2014, 66).

KAAVA 18. Tankojen tehollisten korkeuksien keskiarvo (By 211 2014, 66)

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

d_y = y-suuntaisten tankojen tehollinen korkeus
d_z = z-suuntaisten tankojen tehollinen korkeus

Perustarkistuspiirillä u_1 tarkistetaan, onko leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys $V_{Rd,c}$ suurempi tai yhtä suuri kuin piirin leikkausjännitys V_{Ed} (kaava 19). Perustarkistuspiiri vaikuttaa etäisyydellä 2**d* pilarin ulkoreunasta. (By 211 2014, 66-67.)

KAAVA 19. Lävistyskestävyyden tarkastelu (By 211 2014, 66)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

V_{Ed} = leikkausvoiman mitoitusarvo (kN)
$V_{Rd,c}$ = leikkausraudoittamattoman rakenneosan lävistyskestävyyden mitoitusarvo (kN)

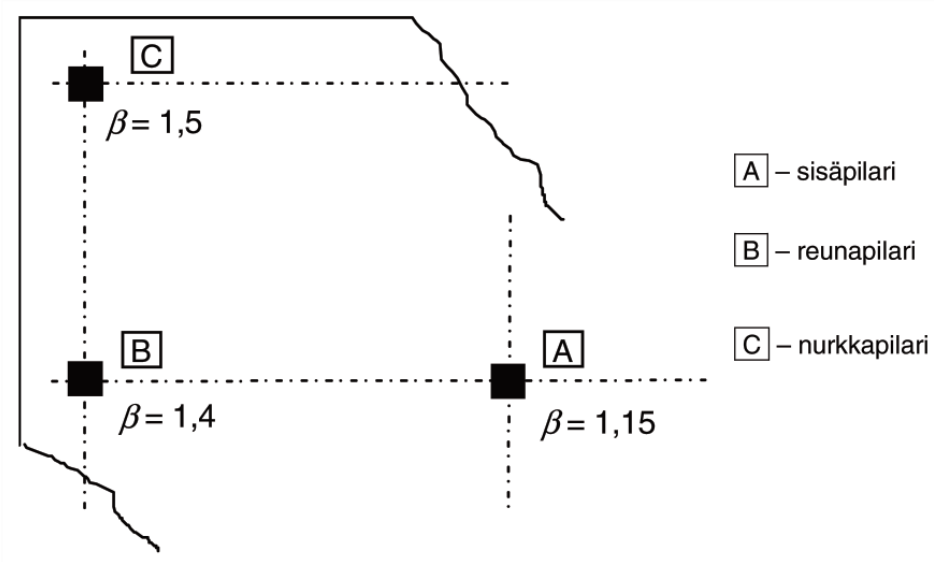
Kokonaiskuorman aiheuttama leikkausjännitys v_{Ed} on mitoittava lävistysjännitys perustarkastuspiirillä, joka lasketaan kaavalla 20 (By 211 2014, 68).

KAAVA 20. Leikkausjännitys perustarkastuspiirillä (By 211 2014, 68)

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{d \cdot u_1}$$

V_{Ed} = Pilariin vaikuttava leikkausvoima (kN)
β = epäkeskisen kuorman huomioonottava kerroin, keskiselle kuormalle 1,0
d = tehollinen korkeus (mm)
u_1 = perustarkastuspiirin pituus (mm)

Kertoimelle *β* voidaan käyttää likiarvoja, jotka perustuvat pilarin sijaintiin. Mikäli rakenteen stabiilius ei riipu laatan ja pilarien välisestä kehävaikutuksesta ja laatan jänteiden pituus ei eroa toisistaan enempää kuin 25 %, voidaan käyttää kuvassa 12 esiintyviä likiarvoja. (By 211 2014, 68.*)*



KUVA 12. Kertoimien β likimääräiset arvot (*By 211 2014, 68*)

Yleisissä tapauksissa kerroin *β* voidaan määrittää myös laskemalla kaavalla 21 (By 211 2014, 68).

KAAVA 21. Epäkeskisen kuorman huomioonottava kerroin (By 211 2014, 68)

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

k = kerroin, joka riippuu pilarin sivumittojen c_1 ja c_2 suhteesta (taulukko 12)

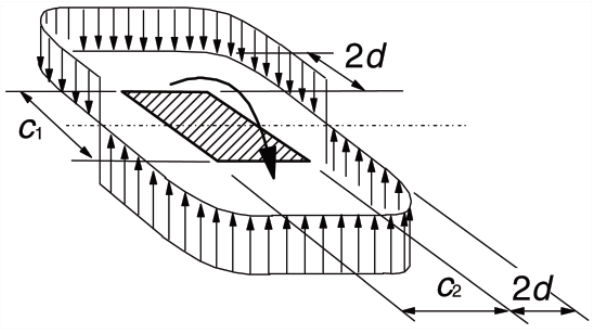
M_{Ed} = epäkeskisen kuorman aiheuttama taivutusmomentti (kNm)

W_1 = tarkistuspiirissä vaikuttavan leikkausvoiman staattinen momentti

TAULUKKO 12. Kertoimien k arvot suorakaiteen muotoisille kuormituspinta-aloille (*By 211 2014, 69*)

c_1/c_2	≤ 0,5	1,0	2,0	≥ 3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Mittasuhteet ja pilarin pään momentin aiheuttama jännitysjakauma suorakaiteen muotoiselle pilarille on esitetty kuvassa 13. Mitta c_1 on kuorman epäkeskisyyden suuntainen pilarin sivumitta, c_2 on sivumitta toisessa suunnassa. (By 211 2014, 69.)



KUVA 13. Pilarin pään momentin aiheuttama leikkausjännityksen jakautuma pilarin ja laatan liitoksessa (*By 211 2014, 69*)

W_1 huomioi pilarin pään momentin aiheuttaman leikkausjännityksen jakautuman. Suorakaidepilarille sen arvo saadaan kaavasta 22. (By 211 2014, 69.)

KAAVA 22. Pilarin pään momentin aiheuttaman leikkausjännityksen jakautuman kaava (By 211 2014, 69)

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 + c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1$$

c_1 *ja* c_2 = pilarin sivumitat

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo $v_{Rd,c}$ lasketaan kaavalla 23. Lävistyskestävyyden tarkistus tehdään perustarkistuspoikkileikkauksessa. Eurokoodin kansallisessa liitteessä lävistyskestävyyden alaraja asetetaan 0:ksi. Tämä tarkoittaa sitä, että lävistyskestävyys vaatii aina taivutusraudoituksen. (By 211 2014, 69-71.)

KAAVA 23. Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo (By 211 2014, 69)

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \left(100 \cdot \rho_L \frac{fck}{MPa}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$C_{Rd,c}$ = lävistyskestävyyden määrittämisessä käytettävä suure
k = pilarin sivumitoista riippuva apusuure
ρ_L = pääraudoituksen raudoitussuhde
f_{ck} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Kerroin $C_{Rd,c}$ lasketaan Suomen kansallisen liitteen mukaan kaavasta 24 (By 211 2014, 70).

KAAVA 24. Lävistyskestävyyden määrittämisen suure (By 211 2014, 70)

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}3}{\gamma_C} \cdot \frac{\left(\frac{D}{d}+1{,}5\right)}{\left(\frac{D}{d}+4\right)}$$

γ_C = betonin materiaaliosavarmuusluku
D = pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarilla *D* = $\sqrt{c1c2}$
c_1 ja c_2 = pilarin sivumitat
d = laatan tehollinen korkeus

Pääraudoituksen raudoitussuhde ρ_L lasketaan kaavassa 25 keskimääräisen raudoitusmäärän mukaan pilarin molemmin puoli etäisyydellä 3**d* + pilarin sivumitta. Raudoitusmäärään otetaan mukaan vain täysin ankkuroitu raudoitus poikkileikkauksen molemmin puolin. Mikäli raudoitusta ei saa toteutettua täysin ankkuroituna, lasketaan tehollinen raudoitusala kaavan 14 mukaan. (By 211 2014, 69-70.)

KAAVA 25. Pääraudoituksen raudoitussuhde (By 211 2014, 69)

$$\rho_L = min \begin{cases} \sqrt{\rho_{Ly}\rho_{Lx}} \\ 0{,}02 \end{cases}$$

ρ_{Ly} = raudoitussuhde y-suunnassa

ρ_{Lx} = raudoitussuhde x-suunnassa

Mikäli ehto $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ei toteudu, täytyy laattaan mitoittaa leikkausraudoitus. Leikkausraudoituksen määrä lasketaan kaavalla 26. Leikkausraudoituksen pituuden selvittämiseksi määritetään lisätarkistuspiiri u_{out}, joka vaikuttaa sellaisella etäisyydellä, jossa kaavan 18 ehto toteutuu. Leikkausraudoitus asennetaan lisätarkistuspiirin sisäpuolelle. Leikkausraudoituksen laskentaan tarvittava lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuuden laskenta on esitetty alla kaavassa 27. (By 211 2014, 66-71.)

KAAVA 26. Leikkausraudoituksen mitoitus (By 211 2014, 71)

$$v_{Rd,cs} = 0{,}167 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5\left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \cdot sin\,\alpha$$

A_{sw} = pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän raudoituksen ala (mm^2)

s_r = leikkausraudoituksen säteittäinen väli (mm)

α = leikkausraudoituskehien ja laatan tason välinen kulma

$f_{ywd,ef}$ = lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus

KAAVA 27. Lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus (By 211 2014, 71)

$$f_{ywd,ef} = min \begin{cases} \left(250 + 0{,}25 \cdot \frac{d}{mm}\right) MP_a \\ f_{ywd} \end{cases}$$

f_{ywd} = leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo, min $\begin{cases} f_{yd} \\ 0{,}8 f_{yk} \end{cases}$

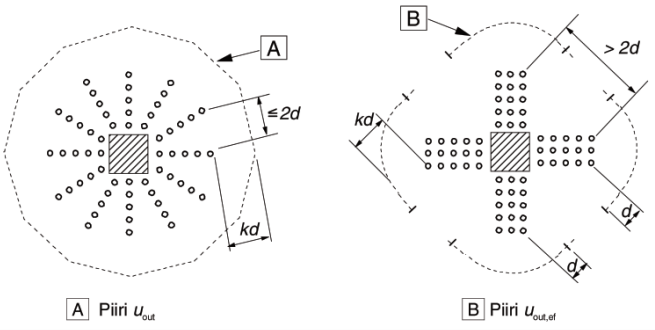
Kaava 26 on tehty säteittäiselle raudoitukselle. Kaavan 26 termi $1{,}5\left(\frac{d}{s_r}\right)$ voidaan korvata perustarkistuspiirin u_1 rajaamalla alueella olevan raudoituksen kokonaispinta-alalla. Kertoimessa 0,167 on otettu huomioon kansallisen liitteen valinta, jossa betonin osuus on jaettu luvulla 4,5 (0,75/0,45 = 0,167). (By 211 2014, 71.)

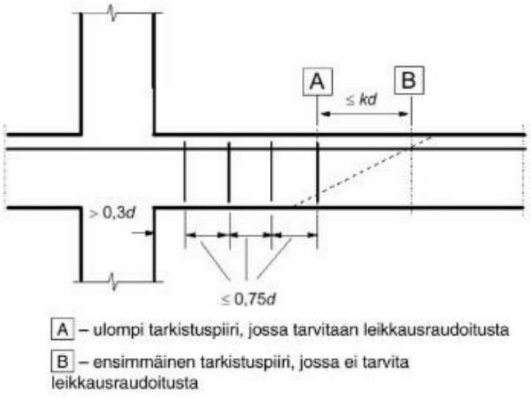
Lisätarkistuspiirin $u_{out,ef}$ pituus lasketaan kaavalla 28. Leikkausraudoituksen uloin piiri ulotetaan etäisyydelle 1,5**d* lisätarkistuspiiristä kuvan 14 mukaan. (By 211 2014, 72.)

KAAVA 28. Lisätarkistuspiirin määrittäminen (By 211 2014, 72)

$$u_{out,ef} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{R_{d,c}} d}$$

β = epäkeskisen kuorman huomioonottava kerroin
V_{Ed} = leikkausvoiman mitoitusarvo (kN)
d = laatan tehollinen korkeus (mm)





KUVA 14. Leikkausraudoituksen sijoittelu lisätarkistuspiirin sisäpuolelle, k = 1,5 (By 211 2014, 72)

Tarvittavan lävistysraudoituksen alan selvittämisen jälkeen tarkistetaan, onko rakenteen lävistyskestävyyden mitoitusarvo suurempi kuin piirille laskettu leikkausjännitys (kaava 29). Leikkausjännitys tarkistetaan uloimmalla tarkistuspiirillä sekä pilarin ulkoreunan piirillä u_0. (By 211 2014, 66.)

KAAVA 29. Lävistyskestävyyden tarkastelu (By 211 2014, 66)

$$V_{Ed,0} \leq V_{Rd,max}$$

$V_{Ed,0}$ = leikkausvoiman mitoitusarvo (kN)
$V_{Rd,max}$ = rakenneosan lävistyskestävyyden maksimiarvo (kN)

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden yläraja tarkistetaan kaavan 30 avulla (By 211 2014, 72).

KAAVA 30. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden yläraja perustarkastuspiirillä (By 211 2014, 72)

$$V_{Rd,max} = 1{,}6\ V_{Rd,c} = 1{,}6\ v_{Rd,c} \cdot \frac{u_1 d}{\beta}$$

$v_{Rd,c}$ = leikkausraudoittamattoman rakenneosan lävistyskestävyyden mitoitusarvo (kN)
β = epäkeskisen kuorman huomioonottava kerroin
d = tehollinen korkeus (mm)
u_1 = perustarkastuspiirin pituus (mm)

Mikäli lävistyskestävyyden yläraja on suurempi kuin rakenteeseen kohdistuva leikkausvoima, voidaan riittävä lävistyskestävyys toteuttaa leikkausrautojen avulla. Ehdon on toteuduttava perustarkastuspiirillä kaavan 30 mukaisesti sekä pilarin piirillä kaavan 31 mukaan. (By 211 2014, 72-73.)

KAAVA 31. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden yläraja pilarin piirillä (By 211 2014, 72)

$$V_{Rd,max} = 1{,}6\ v_{Rd,c} \cdot \frac{u_1}{u_0}$$

u_1 = perustarkastuspiirin pituus (mm)

u_0 = pilarin ulkoreunan piiri (mm)

Tässä opinnäytetyössä rakenteeseen asennettavat lävistysraudat saatiin suoraan Jordahlin mitoitusohjelmasta. Jordahlin valmistuotteet on helppo asentaa holveihin verrattuna taivutettuihin harjaterästankoihin ja lisäksi valmistuotteilla on 4-kertainen varmuuskerroin. Ne myös soveltuvat hyvin epämääräisille pistemäisille lävistyskuormille.

5.1.4 Raudoituksen ankkurointi

Teräsbetonilaattojen ja palkkien raudoitukset tulee aina ankkuroida tuelle. Tällöin raudoitus kestää taivutuksesta aiheutuvan vetovoiman $\mathrm{F_{Ed}}$ kaavassa 32. Ankkurointimitoituksessa todetaan, että ankkurointivoima $\mathrm{F_{bd}}$ on suurempi kuin vetovoima $\mathrm{F_{Ed}}$. Raudoitus voidaan ankkuroida suorilla tangoilla, jolloin betonin ja raudan välinen tartuntajännitys on riittävä ottamaan vetovoiman vastaan. Ankkurointiin voidaan käyttää myös koukkuja ja hitsattuja poikittaistankoja. (By 211 2013, 153.)

KAAVA 32. Taivutuksesta aiheutuva vetovoima (By 211 2013, 153)

$F_{Ed} = \nu_{Ed} \frac{a_L}{z} = \nu_{Ed} \frac{d}{z} \approx 1{,}1 \cdot \nu_{Ed}$

ν_{Ed} = leikkausvoima tuella
F_{Ed} = tuelle ankkuroitava voima tuen pituusyksikköä kohti

Ankkurointipituus $\mathrm{l_b}$ lasketaan vetovoiman $\mathrm{F_{Ed}}$, teräksen halkaisijan ϕ ja tartuntalujuuden $\mathrm{f_{bd}}$ avulla. Tartuntalujuus riippuu tankopaksuudesta, tangon tyypistä ja vallitsevista tartuntaolosuhteista. Tartuntalujuuden lasku on esitetty kaavassa 33. Hyvät tartuntaolosuhteet vallitsevat silloin, kun betoni tiivistyy hyvin tangon ympärille. Huonot olosuhteet vallitsevat korkeiden valujen yläosissa ja liukuvalurakenteissa. Tartuntaolosuhteet on havainnollistettu kuvassa 15, joissa rasteroiduilla alueilla on huonot olosuhteet. (By 211 2013, 154-155.)

KAAVA 33. Teräksen tartuntalujuus (By 211 2013, 154)

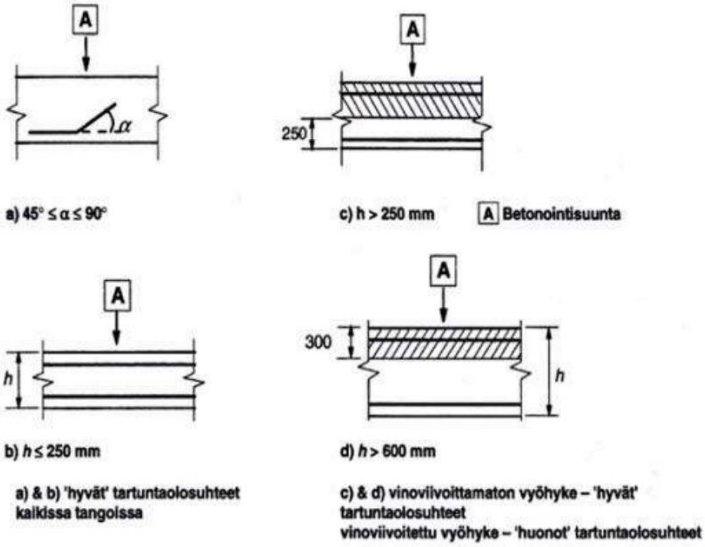
$f_{bd} = 2{,}25\eta_1\eta_2 fctd$

η_1 = tartuntaolosuhteet huomioiva kerroin

- 1,0 hyvät tartuntaolosuhteet
- 0,7 muissa olosuhteissa

η_2= tankopaksuudesta riippuva kerroin (käytetään arvoa 1,0 kun $\phi \leq$ 32mm ja arvoa $\frac{132-\phi}{100}$ kun $\phi >$ 32mm)

$fctd$ = betonin vetolujuuden mitoitusarvo (enintään luokan C60/75 betonin vetolujuus)



KUVA 15. Tartuntaolosuhteiden määrittely (By 211 2013, 154)

Ankkurointipituuden perusarvo $\mathrm{l_{b,rqd}}$ voidaan laskea kaavalla 34 (By 211 2013, 155).

KAAVA 34. Ankkurointipituuden perusarvo (By 211 2013, 155)

$$l_{b,rqd} = \frac{F_{Ed}}{u_s f_{bd}} = \frac{\phi}{4}\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

ϕ = tankopaksuus

σ_{sd} = teräksen normaalijännitys

f_{bd} = teräksen ja betonin tartuntalujuus

Mikäli ankkurointipituuden perusarvo $\mathrm{l_{b,rqd}}$ ei ole tarpeeksi suuri vetovoimalle, voidaan perusarvoa pienentää α–kertoimilla niiden edullisten vaikutustensa ansiosta. Kertoimet vaihtelevat väliltä 0,7 – 1,0. Kertoimet α_2, α_3 ja α_4 pienentävät suorien tankojen ankkurointipituutta. Kerroin $\alpha_1$huomioi

koukkujen ja lenkkien vaikutukset sekä kerroin α_4 huomioi hitsatun poikittaistangon vaikutuksen. Taulukossa 13 on esitetty α–kertoimet Eurokoodin mukaan. (By 211 2013, 155-156.)

TAULUKKO 13. Ankkurointipituuden pienennyskertoimien arvot (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 135)

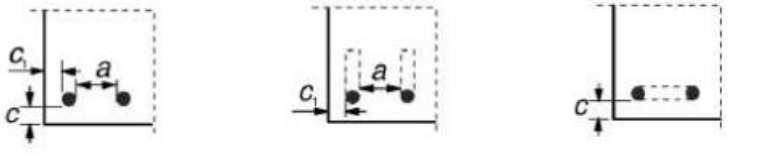
Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1{,}0$	$\alpha_1 = 1{,}0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0{,}7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1{,}0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1{,}0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	$\alpha_2 = 1{,}0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\,(c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1{,}0$
Poikittainen laajenemisen estoraudoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	$\alpha_3 = 1{,}0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0{,}7$	$\alpha_4 = 0{,}7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0{,}04p$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$	–

missä

λ	$= (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$
ΣA_{st}	poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}
$\Sigma A_{st,min}$	poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo $= 0{,}25\,A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla
A_s	yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala
K	kuvan 8.4 arvot
p	poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}.

* Ks. myös kohtaa 8.6: Välittömillä tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.

Pienennyskertoimissa α_1 ja α_2 tarvittava mitta c_d tarkoittaa pienintä betonipeitettä tai tankovälin puolikasta. Tämä on havainnollistettu kuvassa 16. (By 211 2013, 156.)



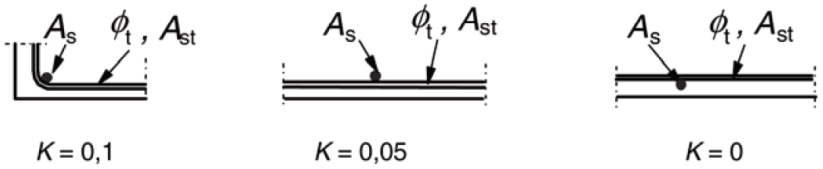
a) Suorat tangot $c_d = \min(a/2, c_1, c)$

b) Taivutetut tai koukkupäiset tangot $c_d = \min(a/2, c_1)$

c) Lenkkipäiset tangot $c_d = c$

KUVA 16. Mitan c_d määrittely (By 211 2013, 156)

Pienennyskertoimien laskennassa käytettävä K-arvo saadaan kuvasta 17 (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 135).



KUVA 17. Kertoimen K-arvot palkeille ja laatoille (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 135)

Lopullinen mitoitusarvo l_b saadaan laskettua kertoimien avulla yhtälöstä 35 (By 211 2013, 155).

KAAVA 35. Ankkurointipituuden lopullinen mitoitusarvo (By 211 2013, 155)

$$l_b = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd}$$

Lopuksi tarkistetaan, että ankkurointipituuksien vähimmäisarvot toteutuvat. Vähimmäisarvot on annettu vetoraudoituksella kaavassa 36 ja puristusraudoitukselle kaavassa 37. (By 211 2013, 157.)

KAAVA 36. Ankkurointipituuden vähimmäisarvo vetoraudoitukselle (By 211 2013, 157)

$$l_{bd} \geq l_{bd,min} = max\begin{cases} 0{,}3l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$$

KAAVA 37. Ankkurointipituuden vähimmäisarvo puristusraudoitukselle (By 211 2013, 157)

$$l_{bd} \geq l_{bd,min} = max\begin{cases} 0{,}6l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$$

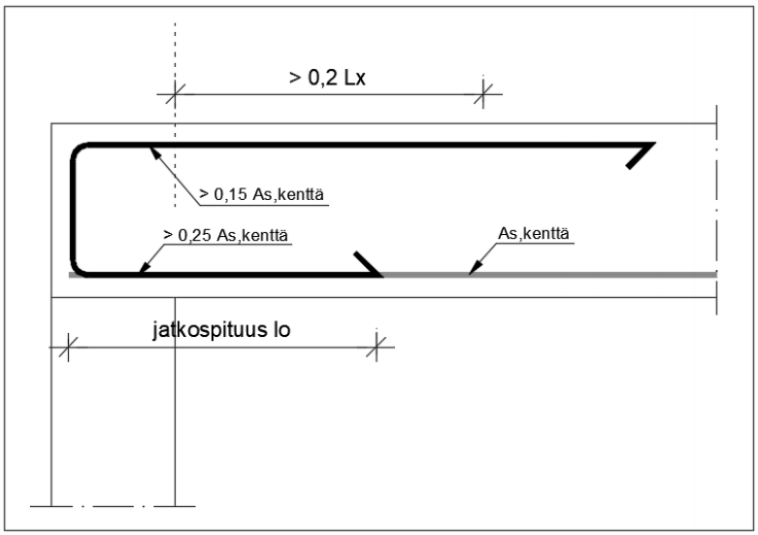
Ankkuroinnin riittävyys tarkistetaan mitoitusehdolla 38, jossa toteutuvan ankkurointipituuden l_b pitää olla suurempi kuin rasituksen perusteella laskettu ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} (By 211 2013, 157).

KAAVA 38. Ankkurointimitoituksen mitoitusehto (By 211 2013, 157)

$$l_b \geq l_{bd}$$

Eurokoodin ohjeiden mukaan vapaalla tuella suurimmalle kenttämomentille mitoitetusta raudoituksesta pitää tuoda tuelle vähintään 50 %, jatkuvalle tuelle vähintään 25 %. Jatkuvan tuen raudoituksen ankkurointipituus pitää olla vähintään 10 ϕ. Vapaan tuen kenttäraudoitus ankkuroidaan vähintään kaavan 32 voimalle $\mathrm{F_{Ed}}$. (By 211 2014, 82.)

Vapaa tuki täytyy mitoittaa kiinnitysmomentille, joka on 15 % suurimmasta kenttämomentista. Raudoitus viedään tuen reunasta etäisyydelle 0,2 * tuen lyhyempi jännemitta. Tankoväli saa olla enintään pienempi arvoista 3*h ja 400 mm. Kuvassa 18 on havainnollistettu tukiraudoituksen vaatimuksia. (By 211 2014, 83.)



KUVA 18. Vapaan tuen raudoitus (By 211 2014, 83)

5.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa tarkastellaan tilanteita, joissa rakenteen tai rakenneosien normaali toiminta häiriintyy. Tilanteet aiheuttavat haittaa rakenteen ulkonäölle ja ihmisen mukavuudelle, mutta niistä ei ole haittaa rakenteen välittömälle turvallisuudelle. Käyttörajatiloissa rajoitetaan siirtymiä, ulkoisia vaurioita ja värähtelyjä, joilla on vaikutusta käyttäjien mukavuuteen ja rakenteen toimivuuteen. Tyypillisimmät betonirakenteiden käyttörajatilat ovat palkkien ja laattojen taipumarajatila sekä halkeamaleveysrajatila. (By 211 2013, 18.)

5.2.1 Taipuma

Taipumat ovat ulkoisten kuormien tai palkin oman painon aiheuttamia rakenteen poikkileikkauksen painopisteviivan siirtymiä vertailuviivan suhteen. Palkki- ja laattarakenteissa vertailuviivana toimii tukipisteiden kautta kulkeva suora, josta alaspäin syntyvät taipumat ovat positiivisia. Tärkeimmät tekijät taipuman syntyyn ovat betonin vetolujuus, viruma sekä kimmokerroin. (By 210 2008, 327; Betoniteollisuus 2010, 2.)

Taipuma on usein laatoilla määräävin rajatila, joten sen suuruutta on syytä rajoittaa. Taipumat eivät saa aiheuttaa haittaa rakenteen toiminnalle tai rakenteen ulkonäölle. Liian suuret taipumat aiheuttavat toiminnallisia haittoja, mm. lammikoitumista, kallistumia, julkisivujen vaurioita sekä säilyvyyden huonontumista. Taipumia voidaan pienentää esikorotuksilla, mutta se ei poista kaikkia taipuman seurauksena syntyviä ongelmia. (By 210 2008, 327.)

Eurokoodi 2:ssa on esitetty taipumaraja pitkäaikaiskuormalle, jossa taipuma ei saa ylittää arvoa $\frac{L}{250}$ missä *L* on rakenteen jännemitta. Pysyvien kuormien aiheuttama taipumaraja rakentamisen jälkeen on $\frac{L}{500}$. Muita taipumarajoja voidaan harkita tapauskohtaisesti rakenteeseen liittyvien osien herkkyydestä riippuen. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 126.)

Taipuman rajoittaminen suoritetaan palkeille ja laatoille samoilla periaatteilla, mutta voimasuureiden ja halkeilutilan arvioiminen on hankalaa. Käyttörajatilan kuormituksilla laatta saattaa olla täysin halkeamaton, jolloin laatan jäykkyyssuhteet eri kentän suuntien ja tukien välillä ovat erilaisia. Eurokoodissa on esitetty likimääräismenettely, josta saadaan ehdon täyttävä tehollisen korkeuden vähimmäisarvo. Kirjallisuudessa on myös esitetty käyrästöjä ja taulukoita laatan taipuman määrittämiseen, mutta käytännöllisintä on laskea taipuma käyttäen apuna FEM-ohjelmia tarkempien tulosten määrittämiseen. Tässä kuitenkin tulee huomioida laatan jäykkyysominaisuudet ja mahdollinen haljennut poikkileikkaus. (By 210 2014, 88-89.)

Eurokoodissa esitetty likimääräismenettelyn kaava lasketaan jännemitan *L* ja tehollisen korkeuden *d* rajasuhteen mukaan. Mikäli suhde jää pienemmäksi kuin kaavan 39 ja 40 lasketut arvot, taipuman voidaan katsoa pysyvän määriteltyjen rajojen puitteissa. Mikäli vetoraudoitussuhde ρ on suurempi kuin raudoitussuhteen vertailuarvo ρ_0, käytetään kaavaa 40. Muissa tapauksissa käytetään kaavaa 39. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 126.)

KAAVA 39. Likimääräismenettelyn kaava, vaihtoehto 1 (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 126)

$$\frac{L}{d} = K\left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{fck} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2 \cdot \sqrt{fc}k \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad \text{jos } \rho \leq \rho_0$$

KAAVA 40. Likimääräismenettelyn kaava, vaihtoehto 2 (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 126)

$$\frac{L}{d} = K\left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{fck} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{fc}k \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}\right] \qquad \text{jos } \rho > \rho_0$$

$\frac{L}{d}$ = jännemitan ja korkeuden rajasuhde

K = kerroin, jonka avulla otetaan huomioon erilaiset rakennejärjestelmät

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo (MPa)

ρ_0 = raudoitussuhteen vertailuarvo $10^{-3}\sqrt{fc}k$

ρ = vetoraudoitussuhde

ρ' = puristusraudoitussuhde

Vetoraudoitussuhde ρ ja puristusraudoitussuhde ρ' lasketaan kaavoilla 41 ja 42 (By 211 2014, 89).

KAAVA 41. Vetoraudoitussuhteen laskeminen (By 211 2014, 89)

$$\rho = \frac{As,veto}{d}$$

KAAVA 42. Puristusraudoitussuhteen laskeminen (By 211 2014, 89)

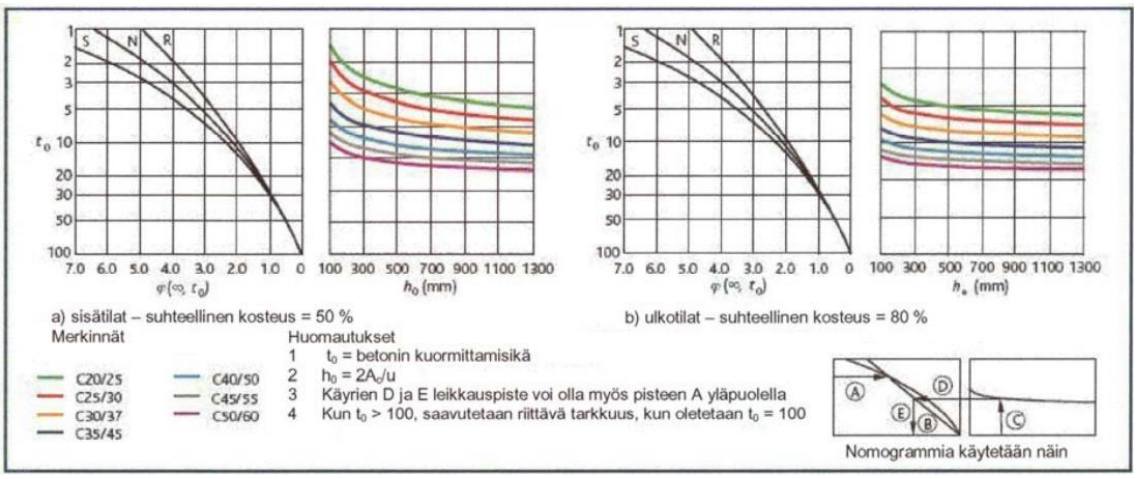
$$\rho' = \frac{As,puristus}{d}$$

Luvun K ohjearvot Eurokoodi 2 mukaan on esitetty taulukossa 14. Samassa taulukossa esitetään myös yleisistä tapauksista (Betoni C30/37, σ_S= 310 MPa) saatavat arvot erilaisilla rakennejärjestelmillä ja raudoitussuhteilla. (By 211 2013, 225.)

TAULUKKO 14. Jännemitan ja tehollisen korkeuden perussuhteet (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, 127)

Rakennejärjestelmä	*K*	Suuren jännityksen kuormittama betoni ρ = 1,5 %	Pienen jännityksen kuormittama betoni ρ = 0,5 %
Vapaasti tuettu palkki, vapaasti tuettu yhteen tai molempiin suuntiin kantava laatta	1,0	14	20
Jatkuvan palkin reunakenttä tai yhteen suuntaan kantavan jatkuvan laatan tai molempiin suuntiin kantavan laatan reunakenttä, kun laatta on yhden pitkän sivun yli jatkuva	1,3	18	26
Palkin tai yhteen suuntaan tai molempiin suuntiin kantavan laatan keskikenttä	1,5	20	30
Laatta, joka on pilarien varaan ilman palkkeja tuettu (pilarilaatta) (pitemmän jänteen perusteella)	1,2	17	24
Uloke	0,4	6	8
HUOM. 1 Esitetyt arvot on valittu siten, että ne ovat yleensä varmalla puolella, ja laskenta voi usein osoittaa, että hoikemmat rakenneosat ovat mahdollisia.			
HUOM. 2 Molempiin suuntiin kantavilla laatoilla tarkistus suoritetaan lyhyemmän jänteen perusteella. Pilarilaatoilla valitaan pitempi jännemitta.			
HUOM. 3 Pilarilaatoissa esitetyt rajat vastaavat lievempää rajoitusta kuin jänteen keskelle syntyvä taipuma, jonka suuruus on pilariväli jaettuna luvulla 250. Kokemus on osoittanut, että tämä on riittävää.			

Taipumamitoituksessa otetaan huomioon viruma, joka on betonin puristuman ajasta riippuva kasvu betonin puristusjännityksen pysyessä vakiona. Viruma huomioidaan suunnittelussa muokkaamalla betonin kimmokerrointa virumaluvulla φ, joka riippuu betonin iästä kuormituksen alkaessa, rakenneosan mitoista, sementtityypistä ja ympäristöolosuhteista. Etenkin ympäristön suhteellinen kosteus on merkittävä virumaluvun määrityksessä. Virumaluvun määritys on esitetty graafisesti kuvassa 19. Eurokoodi 2 liitteessä B on esitetty yksityiskohtaisempia ohjeita virumaluvun määrittämiseen käsin laskemalla. (Betoniteollisuus 2010, 3.)



KUVA 19. Virumaluvun φ määritys (Betoniteollisuus 2010, 7)

Betonin kimmokerroin pienenee ajan kuluessa viruman vaikutuksesta. Tämä tulee huomioida, kun määritetään kimmokerrointa laskentaa varten. Taulukossa 6 on esitetty arvot 28 vuorokauden ikäiselle ja 0,4 * f_{ctm} jännitystä vastaavalle sekanttimoduulille sekä suositukset näiden arvojen muuntamisesta erityyppisille kiviaineksille. Betonin tehollinen kimmokerroin voidaan laskea kaavalla 43. (Betoniteollisuus 2010, 3.)

KAAVA 43. Betonin tehollinen kimmokerroin (By 211 2014, 92)

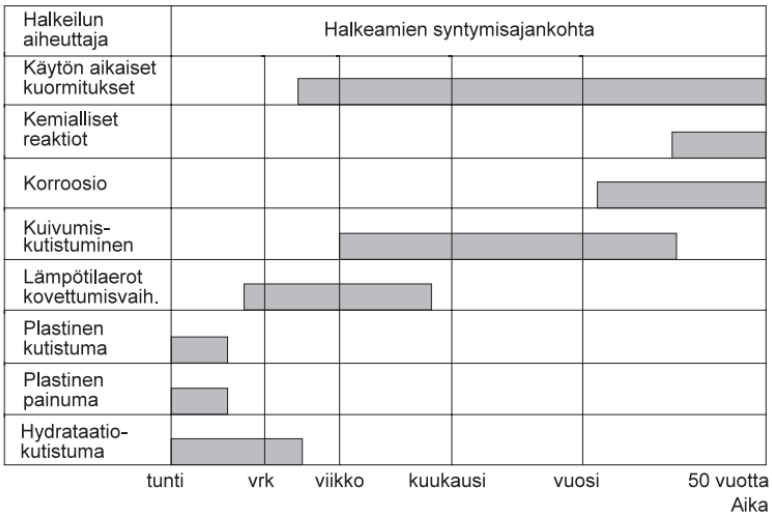
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi}$$

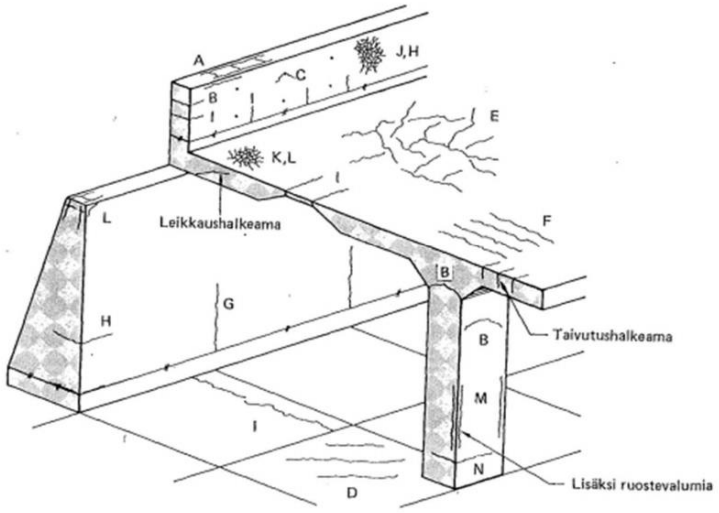
E_{cm} = betonin kimmokerroin
φ = virumaluku

5.2.2 Halkeilun rajoittaminen ja laskenta

Teräsbetonirakenteissa halkeilua voi ilmentyä välittömien kuormitusten, siirtymien ja pakkomuodonmuutosten seurauksena. Halkeamia syntyy myös pitkän ajan kuluessa plastisen kutistumisen ja viruman seurauksena. Syy betonin halkeilulle on sen alhainen vetolujuuden kesto. Betonin halkeilu tulee rajoittaa siten, ettei se vaikuta epäedullisesti rakenteen toimintaan, säilyvyyteen tai tapauskohtaisesti rakenteen ulkonäköön. Oikeanlaisella suunnittelulla, suoritustavalla, betonilaadulla ja jälkihoidolla voidaan estää haitallista halkeilua. Taulukossa 15 on esitetty tekijät, jotka voivat aiheuttaa betonin halkeilua, sekä niiden syntymisajankohdat. Kuvassa 20 on havainnoitu halkeamien yleisimpiä esiintymispaikkoja. (SFS EN 1992-1-1 2002, 117-118; By 201 2018, 102.)

TAULUKKO 15. Halkeilun aiheuttajat ja niiden syntyajankohdat (Betonirakenteiden kutistuminen ja halkeamien ehkäisy, 429)





KUVA 20. Halkeamien yleisimmät esiintymispaikat (By 201 2018, 94)

Halkeilun määrään voi vaikuttaa rakenteellisesti puuttumalla pakkovoimien kehitykseen. Suuressa rakenteessa yksi vaihtoehto on lisätä liikuntasaumoja sellaisiin paikkoihin, joihin kutistumisesta aiheutuvat pituuden muutokset kasautuvat. Myös turhat kiinnitykset tulee poistaa eri rakenteiden välillä. (By 210 2008, 351.)

Halkeaman syntyessä muodonmuutosten aiheuttamat vetorasitukset ovat ylittäneet betonin vetolujuuden. Tästä syystä betoniin lisätään raudoitteita ottamaan vetojännitykset vastaan ja rajoittamaan halkeaman syvyyttä. Rakenteen turvallisen toiminnan kannalta liian suuret halkeamat ovat

merkki rakenteen huomattavasta kantavuuden alenemisesta. Taivutusjäykkyys heikkenee aiheuttaen suuria taipumia. (By 210 2008, 351; Pitkänen 2004, 7.)

Halkeilematon teräsbetonirakenne on kustannuksiltaan kallista toteuttaa, joten tästä syystä suunnittelussa päädytään halkeamaleveyksien rajoittamiseen. Betonirakenteen halkeamaleveyden laskennallinen raja-arvo w_{max} määritetään kohteen toiminnan, tiiveysvaatimusten ja ympäristöolosuhteiden mukaan. Suositusarvot halkeamaleveyksille kansallisen liitteen mukaan on esitetty taulukossa 16. Opinnäytetyön rakenteen halkeamaleveyden raja-arvona käytettiin arvoa 0,3 mm. (Pitkänen 2004, 1.)

TAULUKKO 16. Halkeamaleveyksien suositusarvot eri rasitusluokissa (SFS-EN 1992-1-1 2015, 118)

Taulukko 7.1N Halkeamaleveyden w_{max} suositusarvot (mm)

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4[1]	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2[2]
XD1, XD2,|**AC>** XD3 **<AC|**, XS1, XS2, XS3		Vetojännityksetön tila
HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää. HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.		

Betonipoikkileikkaukselle suoritetaan halkeilukestävyyden laskenta, eli tarkistetaan, kestääkö poikkileikkaus kuormitukset halkeamatta. Kuormitushistorian aikana verrataan halkeilukestävyyden ja kuormitusten aiheuttamien rasitusten suhdetta. Kuormat voivat olla rakentamisen aikana suuremmat kuin käytön aikana. Rakenteelle lasketaan halkeilumomentit kriittisinä ajankohtina kaavassa 44. (By 211 2013, 207-216.)

KAAVA 44. Halkeilumomenttien laskenta (By 211 2013, 216)

$$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_I = f_{ct,eff} \frac{I_I}{h - x_I}$$

$f_{ct,eff}$ =betonin vetolujuuden tehollinen arvo

W_I = taivutusvastus, suorakaidepoikkileikkauksen arvo $\frac{b*h\text{^}2}{6}$

Rakenteelle tehdään halkeilukestävyyden tarkastelu kaavalla 45 (By 211 2013, 216).

KAAVA 45. Halkeilukestävyyden tarkastelu (By 211 2013, 216)

$$M_{Ek} \geq M_{R,cr}$$

M_{Ek} = taivutusmomentin arvo ominaiskuormien yhdistelmällä

Halkeamaleveyden laskenta tehdään haljenneen poikkileikkauksen syntyvän halkeaman kohdalla. Laattojen halkeamaleveyden laskenta voidaan tehdä samalla tavalla kuin palkeille. Ensin täytyy selvittää jännitykset ja muodonmuutokset, joten lasketaan puristusvyöhykkeen korkeus halkeaman kohdalla kaavan 46 avulla. Mikäli puristuspuolen raudoitusta ei huomioida laskussa, käytetään yksinkertaisempaa kaavaa 47. Puristusvyöhykkeen korkeus selvitetään haljenneessa, lyhytaikaisessa tilassa. (By 211 2013, 205.)

KAAVA 46. Puristusvyöhykkeen korkeus halkeaman kohdalla (By 211 2013, 205)

$$X_{ST} = \frac{1}{b}\left\{\left[\left(\alpha_e \cdot A_{s_1} + (\alpha_e - 1)A_{s2}\right)^2 + 2b\left(a_e d_1 A_{s_1} + (a_e - 1)d_1 A_{s_2}\right)\right]^{0,5} - \left(a_e A_{s_1} + (\alpha_e - 1)A_{s_2}\right)\right\}$$

KAAVA 47. Yksinkertaistettu puristusvyöhykkeen korkeus halkeaman kohdalla (By 211 2013, 205)

$$X_{ST} = \alpha_e d_1 \rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_1}}\right)$$

b = poikkileikkauksen leveys

α_e = kimmokertoimien suhde $\frac{E_s}{E_{cm}}$

E_s = raudoituksen kimmokerroin

E_{cm} = betonin kimmokerroin

A_{s_1} = poikkileikkauksen taivutusraudoituksen ala

A_{s_2} = poikkileikkauksen vetoraudoituksen ala

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

ρ_1 = suhteellinen raudoitusala

Poikkileikkauksen suhteellinen raudoitusala saadaan laskettua kaavan 48 avulla (By 211 2013, 218).

KAAVA 48. Poikkileikkauksen suhteellinen raudoitusala (By 211 2013, 218)

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd}$$

Seuraavaksi betonin vetopuolella haljenneen tilan raudoituksen jännitys heti halkeamisen jälkeen voidaan laskea kaavan 49 avulla (By 211 2013, 206).

KAAVA 49. Haljenneen tilan raudoituksen jännitys (By 211 2013, 206)

$$\sigma_{ST} = \frac{M_{Eqp}}{A_s z_{ST}}$$

σ_{ST} = lyhytaikaisen tilan raudoituksen jännitys
M_{Eqp} = pitkäaikaiskuormien yhdistelmällä laskettu mitoitusmomentti
z_{ST} = sisäinen momenttivarsi (kaava 50)

KAAVA 50. Sisäinen momenttivarsi (By 211 2013, 207)

$$z_{ST} = d - \frac{X_{ST}}{3}$$

Eurokoodi 2:ssa on annettu vähimmäisraudoitusala, joka vaaditaan halkeamisleveyden rajoituksen yhteydessä. Vähimmäisraudoitusala selvitetään, sillä normaalin hauraan murtuman estämiseksi vaadittu vetoraudoitusmäärä ei välttämättä riitä halkeamien rajoittamiseen. Vähimmäisraudoitusmäärä lasketaan kaavassa 51. (By 211 2013, 213-214.)

KAAVA 51. Vähimmäisraudoitusala (By 211 2013, 213)

$$A_{s,min}\sigma_{ST} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

k_c = kerroin, joka ottaa huomioon jännitysjakautuman ennen halkeilua arvona käytetään

- 0,4 puhtaalle taivutukselle
- 1,0 suoralle vedolle

k = kerroin, joka ottaa huomioon pakkovoimien vaikutukset

- 1,0 uumissa, joiden h ≤ 300 mm ja laipoissa, joiden b ≤ 300 mm
- 0,65 uumissa, joiden h ≥ 800 mm ja laipoissa, joiden b ≥ 800 mm

$f_{ct,eff}$ = betonin vetolujuuden keskiarvo halkeaminen muodostumisen ajankohtana

σ_{ST} = raudoituksen jännitys heti halkeaman muodostumisen jälkeen

A_{ct} = betonin vetorasitetun poikkileikkauksen ala ennen halkeaman muodostumista

Tavallisessa mitoitustilanteessa halkeiluaste määritetään ominaiskuormien yhdistelyn avulla, jolloin betonin puristusjännitystä f_{ck} rajoitetaan luokissa XD, XF ja XS 60 %:iin alkuperäisestä arvosta. Myös raudoituksen vetojännitystä f_{yk} rajoitetaan arvoon 0,6 * f_{yk}. Pakkomuodonmuutoksista ja siirtymistä aiheutuva raudoituksen jännitys rajoitetaan arvoon 0,8 * f_{yk}. Pitkäaikaisyhdistelyissä puristusjännityksiä rajoitetaan viruman rajoittamiseksi. Virumamuodonmuutos käyttäytyy lineaarisesti, jos betonin jännitys on enintään 0,45 $*$ f_{ck}. Mikäli tämä raja ylittyy, tulee viruma ottaa laskelmissa huomioon. Jännitysrajatilat on esitetty taulukossa 17. (By 211 2013, 208.)

TAULUKKO 17. Jännitysrajatilat Eurokoodin kansallisen liitteen mukaan (By 211 2013, 208)

Suure	Kuorma		
	Ominaiskuormat	Pitkäaikaiset kuormat	Pakkomuodon-muutokset
Betonin puristusjännitys	0,6 f_{ck}	0,45f_{ck}	-
Raudoituksen vetojännitys	0,6 f_{yk}	-	0,8 f_{yk}

Halkeamaleveyden suora laskenta aloitetaan poikkileikkauksen tehollisen korkeuden $h_{c,ef}$ ja tehollisen raudoitusalan $\rho_{p,eff}$ selvittämisellä. Tehollisiksi korkeudeksi valitaan pienin luku kaavan 52 laskettavista arvoista. (By 211 2013, 217.)

KAAVA 52. Poikkileikkauksen tehollinen korkeus (By 211 2013, 217)

$$h_{c,ef} = min\left[2{,}5 \cdot (h-d); \frac{h-x_{ST}}{3}; \frac{h}{2}\right]$$

$h_{c,ef}$ = palkin tehollisen vetoalueen korkeus
X_{ST} = puristusvyöhykkeen korkeus

Tehollisen vetoalueen pinta-ala (kaava 53) saadaan laskettua teräsbetonipoikkileikkauksen tehollisen korkeuden avulla (By 211 2013, 217).

KAAVA 53. Tehollisen vetoalueen pinta-ala (By 211 2013, 217)

$A_{c,eff}$ = $h_{c,ef} * b$

$h_{c,ef}$ = palkin tehollisen vetoalueen korkeus
b = poikkileikkauksen leveys

Tehollinen raudoitussuhde lasketaan kaavasta 54 (By 211 2013, 217).

KAAVA 54. Tehollinen raudoitussuhde (By 211 2013, 217)

$\rho_{p,eff}$ = $\frac{A_s}{A_{c,eff}}$

A_s = tehollisen vetoalueen vaikuttava raudoituksen pinta-ala
$A_{c,eff}$ = tehollisen vetoalueen pinta-ala

Halkeamaleveystarkastelu tehdään pitkäaikaisessa tilassa, joten käytetään pitkäaikaiskuormitusten yhdistelmää. Raudoituksen jännitys, puristusvyöhykkeen korkeus ja sisäinen momenttivarsi on laskettava uudelleen. Laskenta aloitetaan puristusvyöhykkeen korkeudesta kaavalla 55. (By 211 2013, 220.)

KAAVA 55. Puristusvyöhykkeen korkeus pitkäaikaiskuormitusten yhdistelyssä (By 211 2013, 220)

$$x_{LT} = d\rho\alpha_{e,eff}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2}{\rho\alpha_{e,eff}}}\right)$$

$\alpha_{e,eff}$= kimmokertoimien suhde = $\frac{E_s}{E_{c,eff}}$

E_s = teräksen kimmokerroin

$E_{c,eff}$ = betonin tehollinen kimmokerroin = $\frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)}$

ρ = suhteellinen raudoitusala

Haljenneen poikkileikkauksen pitkäaikaisen tilan momenttivarsi saadaan laskettua kaavalla 56 (By 211 2013, 220).

KAAVA 56. Haljenneen poikkileikkauksen pitkäaikaisen tilan momenttivarsi (By 211 2013, 220)

$z_{LT} = d - \frac{x_{LT}}{3}$

Betoniteräksen pitkäaikaisyhdistelmien jännitys haljenneessa poikkileikkauksessa lasketaan kaavan 57 avulla (By 211 2013, 221).

KAAVA 57. Teräksen pitkäaikaisyhdistelmien jännitys haljenneessa tilassa (By 211 2013, 221)

$\sigma_{s,LT} = \frac{M_{Eqp}}{A_s z_{LT}}$

M_{Eqp}= pitkäaikaiskuormien yhdistelmällä laskettu mitoitusmomentti

z_{LT} = sisäinen momenttivarsi

Raudoituksen keskimääräinen venymä, venymäero, saadaan laskettua kaavasta 58 edellä lasketujen suureiden avulla (By 211 2013, 222).

KAAVA 58. Raudoituksen venymäero (By 211 2013, 222)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,LT} - k_t \frac{fct,eff}{\rho_{p,eff}}\left(1+\alpha_e \rho_{p,eff}\right)}{E_s}$$

ε_{sm} = teräksen venymä

ε_{cm} = betonin venymä

$f_{ct,eff}$ = betonin vetolujuuden keskiarvo halkeaminen muodostumisen ajankohtana

k_t = kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin

- 0,6 lyhytaikaisille kuormille
- 0,4 pitkäaikaisille kuormille

$\rho_{p,eff}$ = tehollinen raudoitussuhde halkeaman muodostumishetken mukaan

α_e = kimmokertoimien suhde $\frac{E_s}{E_{cm}}$

E_s = raudoituksen kimmokerroin

E_{cm} = betonin kimmokerroin

Ensimmäisen halkeaman muodostuessa lisääntyy halkeamien määrä samalla, kun kuormitus kasvaa. Uusia halkeamia syntyy siihen asti, kunnes saavutetaan stabiloitunut halkeamatila. Tämän jälkeen uusia halkeamia ei synny eikä halkeamien väli pienene. (By 211 2013, 210.)

Halkeamavälin maksimiarvo saadaan laskettua kansallisesti valittavien kertoimien, tehollisen raudoitussuhteen ja tankopaksuuden avulla kaavasta 59. Kertoimet k_1 – k_4 saadaan taulukosta 18. (By 211 2013, 211.)

KAAVA 59. Halkeamavälin maksimiarvo (By 211 2013, 211)

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

c = betonipeite päätangon pintaan

k_1 = raudoituksen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin

k_2 = poikkileikkauksen jännitysjakauman huomioiva kerroin

k_3 = kansallisesti valittava kerroin

k_4 = kansallisesti valittava kerroin

ϕ = tankopaksuus

TAULUKKO 18. Halkeamavälin laskennassa käytettävät kertoimet (By 211 2013, 211)

KERROIN	KERTOIMEN ARVO	SELITE
k_1	0,8	hyvä tartunta
	1,6	huono tartunta (lähes sileä)
k_2	0,5	taivutus
	1,0	suora veto
k_3	3,4	kansallisesti valittava kerroin
k_4	0,425	kansallisesti valittava kerroin

Halkeaman kohdalla olevan teräksen jännitys on suurempi kuin halkeaman ulkopuolella olevan teräksen, sillä betonin tartunta pienentää jännitystä. Raudoituksen ja betonin venymäeron takia raudoitus liukuu halkeamaan jo haljenneen kohdan kummaltakin puolelta. Halkeaman leveys w_k on yhtä suuri kuin halkeamavälin $S_{r,max}$ ja venymäeron ε tulo kaavan 60 mukaan. (By 211 2013, 210.)

KAAVA 60. Halkeaman leveys (By 211 2013, 210)

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$S_{r,max}$ = halkeamavälin maksimiarvo
ε_{sm} = teräksen venymä
ε_{cm} = betonin venymä

Lopuksi tarkistetaan mitoitusehto kaavasta 61. Jos ehto ei toteudu, voidaan lisätä raudoitusmäärää, jolloin halkeamaväli ja raudoituksen jännitykset pienenevät. Myös tankopaksuutta voidaan pienentää, mikä samalla pienentää halkeamaväliä. Tämä ei kuitenkaan ole suositeltavaa, sillä korroosio heikentää ohuiden tankojen pinta-alaa paksuja tankoja nopeammin. Tällöin rakenteen pitkäaikaiskestävyys heikkenee. (By 211 2013, 217.)

KAAVA 61. Halkeamaleveyden mitoitusehto (By 211 2013, 217)

$$w_k \leq w_{m_{ax}}$$

Laatan halkeamaleveyksien tarkka laskenta käsin on hankalaa, sillä jäykkyyssuhteet vaihtelevat suuresti eri kenttien välillä. Edellä mainituilla laskuilla saadaan kuitenkin riittävän luotettavia tuloksia yksinkertaisissa kuormitustilanteissa. Monimutkaisissa rakenteissa tarkempi laskenta on syytä suorittaa FEM-pohjaisilla epälineaarisilla tietokoneohjelmilla. (By 211 2013, 93.)

6 YHTEENVETO

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli tuottaa maanalaisen teräsbetonirakenteisen tunnelirakennuksen rakennesuunnitelmat sekä perehtyä Eurokoodeissa annettuihin suunnittelumääräyksiin. Opinnäytetyön aikana opeteltiin myös käyttämään eri suunnittelutyökaluja, kuten Tekla Structures -mallinnusohjelmaa sekä RFEM-laskentaohjelmaa.

Opinnäytetyön raporttiosuudessa käytiin läpi kuormitusyhdistelmien laskentaa sekä teräsbetonilaatan mitoitukseen liittyviä tarkasteluja. Rakennesuunnittelijan tulee osata ymmärtää ja soveltaa Eurokoodeissa annettuja suunnitteluohjeita laskujen ja rakenteen tarkastelujen osalta. Eurokoodeissa on annettu tarkat ohjeet laatan mitoituksessa huomioitaviin asioihin ja suurin osa laskuista voidaan laskea käsin vaihe vaiheelta. Rakenteen monimuotoisuuteen voi kuitenkin liittyä epävarmuustekijöitä, joten osa mitoitusprosessin laskuista on suositeltavaa tehdä laskentaohjelmien avulla tarkkojen tulosten saamiseksi, kunhan ohjelman käyttö on hyvin hallussa. Laskentaohjelmia käyttäessä on kuitenkin tärkeää ymmärtää pohja, johon laskenta perustuu.

Vaikka laskentaohjelmat antavatkin nopeasti tulokset, täytyy tulosten arvioinnissa olla tarkkana ja pohtia, vastaavatko diagrammit ja tuloskartat oikeanlaista tilannetta. Opinnäytetyössä käytetty RFEM-ohjelma voi antaa virhetuloksia, kuten singulariteettia, jonka ratkaisuna voidaan käyttää voimia tasoittavia keskiarvoalueita. Vertailulaskelmat ovat hyödyksi tämän kaltaisissa tilanteissa.

Tunnelirakenteen yläpohjalaatan risteysalueen mitoittavaksi tekijäksi määräytyi lävistys, jonka suuruuden seurauksena päädyttiin 500 mm:n paksuiseen C35/45 laadun betonilaattaan. Pilarimainen maanpaineseinien risteys yhdessä liikennekuormien kanssa keräsivät suuret lävistysvoimat yläpohjaan, johon tarvittiin mahdollisimman paljon lisää kestävyyttä poikkileikkausta ja betonilaatua kasvattamalla. Leikkauskestävyyttä haluttiin parantaa myös muilla tukialueilla, sillä suuret jännevälit keräsivät suuria leikkausvoimia tuille. Laatat, tässäkin tapauksessa, haluttiin toteuttaa leikkausraudoittamattomina.

Lävistysmitoitus tehtiin tässä opinnäytetyössä käyttäen avuksi RFEM-ohjelmaa, jonka avulla saatiin voimasuureet Jordahlin lävistysraudoituksen laskentaohjelmaan. Ohjelmaan syötetään rakenteen geometrian tiedot ja kuormitukset, minkä jälkeen tuloksena saadaan Jordahlin lävistysraudoi-

tus valmistuotteita. Valmistuotteet on helppo asentaa holveihin verrattuna taivutettuihin harjateräs-tankoihin ja lisäksi valmistuotteilla on 4-kertainen varmuuskerroin. Ne myös soveltuvat hyvin epämääräisille pistemäisille lävistyskuormille.

Opinnäytetyön aihe oli laaja, joten tästä syystä työtä jouduttiin rajaamaan hyvinkin paljon alkuperäisestä suunnitelmasta. Vaikka opinnäytetyön raportissa kerrottiin vain teräsbetonilaatan mitoituksesta, opin suunnitteluprosessissa paljon myös muiden rakenteiden mitoitukseen liittyviä asioita. Tunnelirakenteiden suunnittelun aikana olin yhteydessä muiden alojen toimijoiden kanssa (sähkö, LVI). Näin opin myös laajemmin rakennesuunnittelussa huomioitavia asioita muiden alojen näkökulmasta.

LÄHTEET

A-Insinöörit 2016. RFEM koulutusaineisto Basic 2 -kurssi. Hakupäivä 22.3.2021. A-Insinöörien sisäinen verkko.

A-Insinöörit 2019. Allianssimalli rakentamisessa – 10 kysymystä ja vastausta yhteistoiminnallisesta toteutusmuodosta. Hakupäivä 12.5.2021. https://www.ains.fi/asiantuntija-artikkelit/allianssimalli-rakentamisessa-10-kysymysta-ja-vastausta.

Betoni.com 2020. Betonin ominaisuudet ja käyttö. Hakupäivä 23.3.2021. https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoni-rakennusmateriaalina/betonin-ominaisuudet-ja-kaytto/.

By 211 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

By 211 2014. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

Digma 2021. Elementtimenetelmän perusteet. Hakupäivä 16.1.2021. http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/material/attachments/van-haamk/digma/5h5F5G0jJ/FES01.pdf.

Liikenneviraston ohje NCCI1 2017. Eurokoodin soveltamisohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto

Pitkänen, Pertti 2004. Betonirakenteiden halkeilu, Betonirakenteiden AA-suunnittelijapätevyyskoulutus. RIL.

Pohjois-Pohjanmaan sairaanhoitopiiri 2021. OYS 2030 uusi päärakennus. Hakupäivä 16.1.2021. https://oys2030.fi/paarakennus.

Pohjois-Pohjanmaan sairaanhoitopiiri 2021. OYS 2030 rakentaminen. Hakupäivä 16.1.2021. https://oys2030.fi/rakentaminen.

Rakennustieto 2010. Betonirakenteiden kutistuminen ja halkeamien ehkäisy. Hakupäivä 23.3.2021. https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK100402.pdf.

SFS-EN 1990 +A1 +AC 2010. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).

SFS-EN 1991-1-1 2002. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).

SFS-EN 1991-1-7 2014. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).

SFS-EN 1991-2 + AC 2004. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto (SFS).

YLÄPOHJARAKENTEEN MITOITUS LIITE 1/1

Lähtötiedot

Toteutusluokka:	2
Seuraamusluokka:	CC2
Betonin lujuusluokka:	C35/45
Laatan korkeus:	500 mm
Laatan jänneväli:	5300 mm
Pääteräksen halkaisija:	25 mm
Hakateräksen halkaisija:	12 mm
Teräksen myötölujuus:	500 MPa

Pysyvät kuormat:

Yläpuolinen maa-aines	$h_1 := 1.0m$	$\gamma_1 := 18\frac{kN}{m^3}$
Laatan oma paino	$h_2 := 0.5m$	$\gamma_2 := 25\frac{kN}{m^3}$
Lämmöneriste	$h_3 := 0.3m$	$\gamma_3 := 0.5\frac{kN}{m^3}$

Yhteensä $G_k := \left(h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + h_3 \cdot \gamma_3\right) = 30.65 \cdot \frac{kN}{m^2}$

Muuttuvat kuormat:

Kuormakaavio LM1 tien pyöräkuormat, jotka jakautuvat maahan suhteessa 2:1, jolloin 150kN pyöräkuorma on 1,25 metrin syvyydessä 90,9 kN/m^2.Tämä vaikuttaa toisella ajokaistalla.

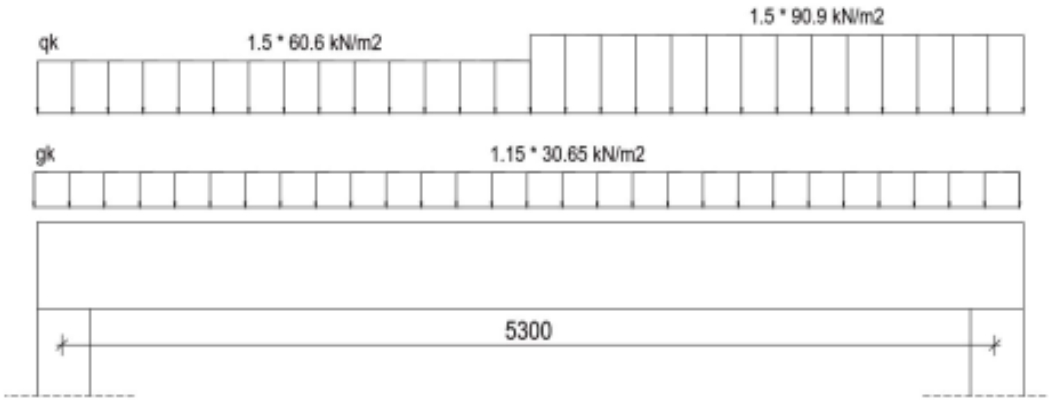
Toiselle ajokaistalle sijoitetaan pyöräkuorman arvo 100kN, joka jakaantuu arvoksi 60,6 kN/m2

$Q_{k.1} := 90.9\frac{kN}{m^2}$ $Q_{k.2} := 60.6\frac{kN}{m^2}$ $G_k = 30.65\frac{kN}{m^2}$

Kuormat kerrotaan varmuuskertoimilla

Pysyvälle kuormalle 1.15

Muuttuvalle kuormalle 1.5



Maksimimomentti

$M_{Ed} := 522.7kN \cdot m$

Taivutusmitoitus

$h := 500mm \quad b := 1000mm \quad \eta := 1.0$

$\phi_p := 25mm \quad \phi_{haka} := 12mm$

$d := h - 35mm - 1.1 \cdot \phi_p - 1.1 \cdot \phi_{haka} = 424.3 \cdot mm$

$f_{cd} := 19.83MPa \quad f_{yd} := 435MPa \quad f_{ctm} := 3.2MPa \quad f_{yk} := 500MPa$

$$\mu := \frac{M_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = 0.146$$

$$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.159$$

$$A_{s.vaad} := \beta \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot 1000mm \cdot d = 3077 \cdot mm^2$$ ---> valitaan T25k150 $cc_1 := 150mm$

$$A_{sL} := \frac{1}{cc_1} \cdot \pi \cdot \frac{\phi_p^{\,2}}{4} = 3272 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{smin} := \max\left(0.0013 \cdot d \cdot b, 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d \cdot b\right) = 706.035 \cdot mm^2$$

$A_{s.vaad} \geq A_{smin}$

Leikkausmitoitus

$f_{ck} := 35MPa \quad \gamma_C := 1.35$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}}, 2\right) = 1.687$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{sL}}{d}, 0.02\right) = 0.008$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma C} = 0.133$$

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo

$$V_{Rd.cmin} := \left[0.035 \cdot k^{1.5} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{0.5} \cdot d\right] \cdot MPa = 192.432 \cdot \frac{kN}{m}$$

Leikkauskestävyyden laskenta

$$V_{Rd.c} := \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{\frac{1}{3}}\right] \cdot d \cdot MPa = 286.223 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Rd.1} := \max\left(V_{Rd.cmin}, V_{Rd.c}\right) = 286.223 \cdot \frac{kN}{m}$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo

$$V_{Ed} := 285 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.1}} = 0.996$$

Tihennetään pääraudoitusta 100 mm:in paremman käyttöasteen turvaamiseksi

$$cc_2 = 100mm$$

$$A_{sL.2} := \frac{1}{cc_2} \cdot \pi \cdot \frac{\phi_p^{\,2}}{4} = 4909 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

$$\rho_{l2} := \min\left(\frac{A_{sL.2}}{d}, 0.02\right) = 0.012$$

Leikkauskestävyyden laskenta

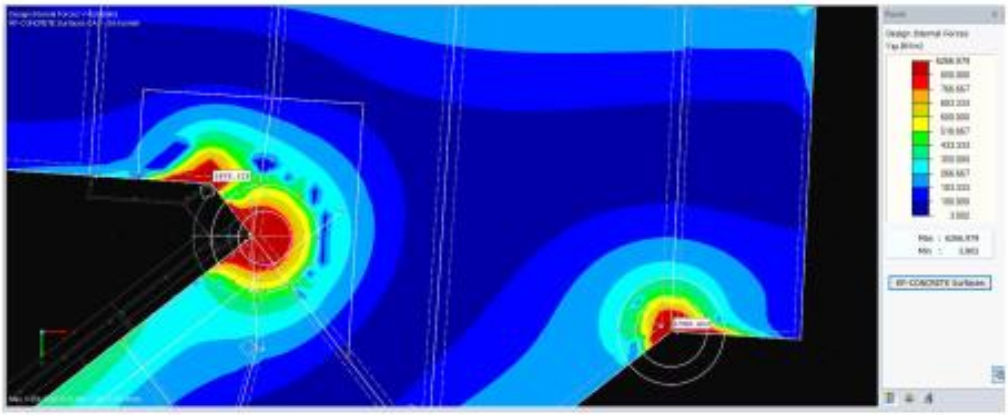
$$V_{Rd.c2} := \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_{l2} \cdot \frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{\frac{1}{3}}\right] \cdot d \cdot MPa = 327.644 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Rd.2} := \max\left(V_{Rd.cmin}, V_{Rd.c2}\right) = 327.644 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.2}} = 0.87$$

Lävistys

Laatan kokonaiskuorman aiheuttava leikkausjännitys v.Ed, joka vaikuttaa perustarkastuspiirillä, saadaan RFEM:in puolelta rajoittamalla nurkkaan kohdistuva leikkausjännitys perustarkastuspiirin sisäpuolelle.



$$v_{Ed} := 850 \frac{kN}{m}$$

Laattaan mitoitetaan lävistysraudoitus ottamaan leikkausvoiman 850 kN/m. Lävistysraudoitus on laskettu Jordahl Expert Punching Shear -ohjelmalla liitteessä 2.

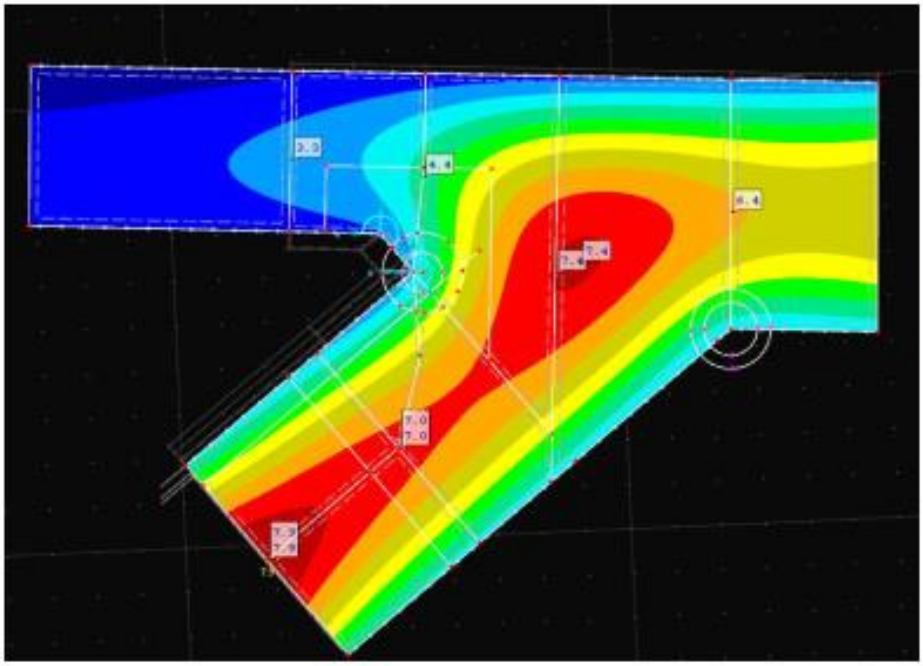
Käyttörajatila

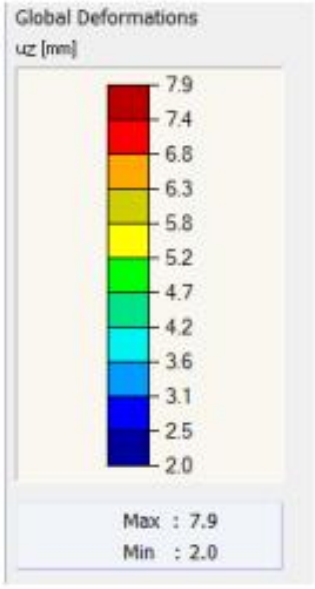
Taipuma

Kuten opinnäytetyön luvussa 5.2.1 todettu, laatan taipuman tarkka käsin laskenta on hankalaa, joten käytännöllisintä on laskea taipuma FEM-ohjelmaa apuna käyttäen.

$l := 5300mm$

Taipuman raja-arvo $a_{max} := \frac{l}{250} = 21.2 \cdot mm$





$a := 7.9mm$

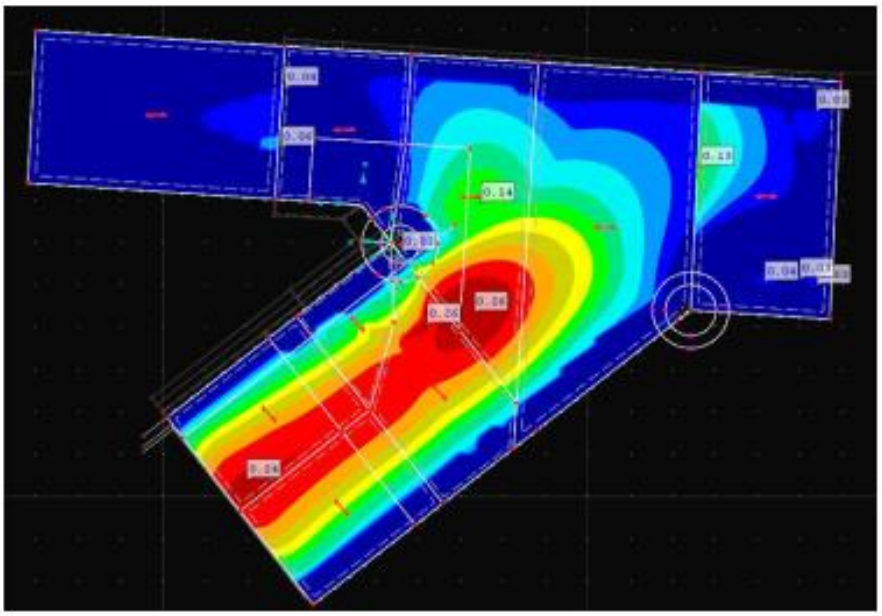
$\frac{a}{a_{max}} = 0.373$

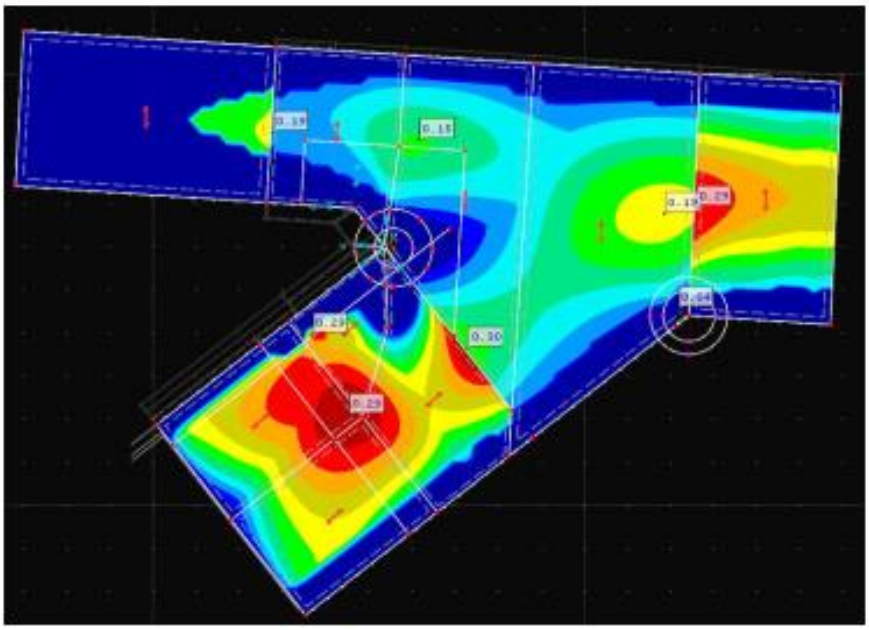
Taipuma pysyy sallituissa rajoissa

Halkeamaleveyden tarkastelu

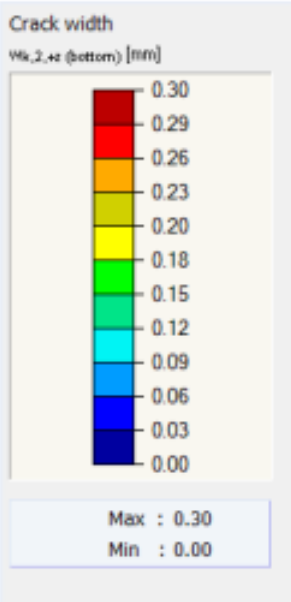
Myös halkeamaleveyksien laskenta laatalla on syytä suorittaa RFEM-ohjelmalla tarkkojen tulosten aikaansaamiseksi.

Halkeamaleveyden yläraja $w_{max} := 0.3mm$

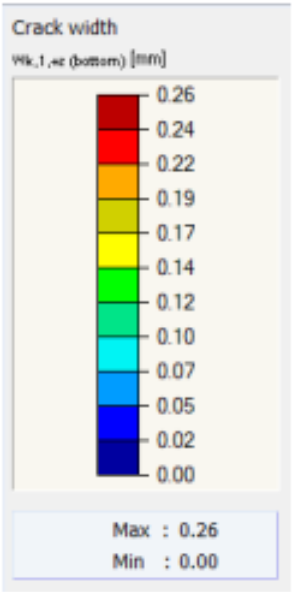




Halkeamaleveys y-suunnassa



Halkeamaleveys x-suunnassa



$w_y := 0.3mm$

$w_x := 0.26mm$

$w_{max} \geq w_y, w_x$

JORDAHL anchored in quality

Engineer:

Project name:
Construction member:
Position:
Date: 21.4.2021

JORDAHL® EXPERT Punching shear - Design

1. Input information

Column type	Corner of wall						
Wall thickness	b	=	300	mm			
Influence length	c	=	670	mm			
Slab type	Elevated concrete slab						
Slab thickness	h	=	500	mm			
Concrete cover	c_o / c_u	=	35	mm	/	35	mm
Effective depth	d_x / d_y	=	447	mm	/	447	mm
Maximum span	l_x / l_y	=	5600	mm	/	5000	mm
Concrete strength	C35/45						
Punching shear load	V_{Ed}	=	850,00	kN			
Load increase factor	κ	=	1,20				
Reinforcing steel bars	A_{sx} / A_{sy}	=	ø 25	/ 100	/	ø 12	/ 100
Reinforcement ratio	ρ_x / ρ_y	=	1,10	%	/	0,25	%
Steel quality	B500B						

2. Punching shear verifications (ETA-13/0136)

$v_{Ed} / v_{Rd,c}$	=	0,83 N/mm² / 0,53 N/mm² = 1,57 >1	JDA required
$v_{Ed} / v_{Rd,max}$	=	0,83 N/mm² / 1,04 N/mm² = 0,80 ≤ 1	OK
$\kappa * V_{Ed} / V_{Rd,sy}$	=	1020,00 kN / 1095,80 kN = 0,93 ≤ 1	OK
$v_{Ed} / v_{Rd,ca}$	=	0,44 N/mm² / 0,45 N/mm² = 0,98 ≤ 1	OK

3. Elements

10 x JDA-3/20/435-990 (165/330/330/165)

All geometrical requirements according to the approval are fulfilled.

4. Note

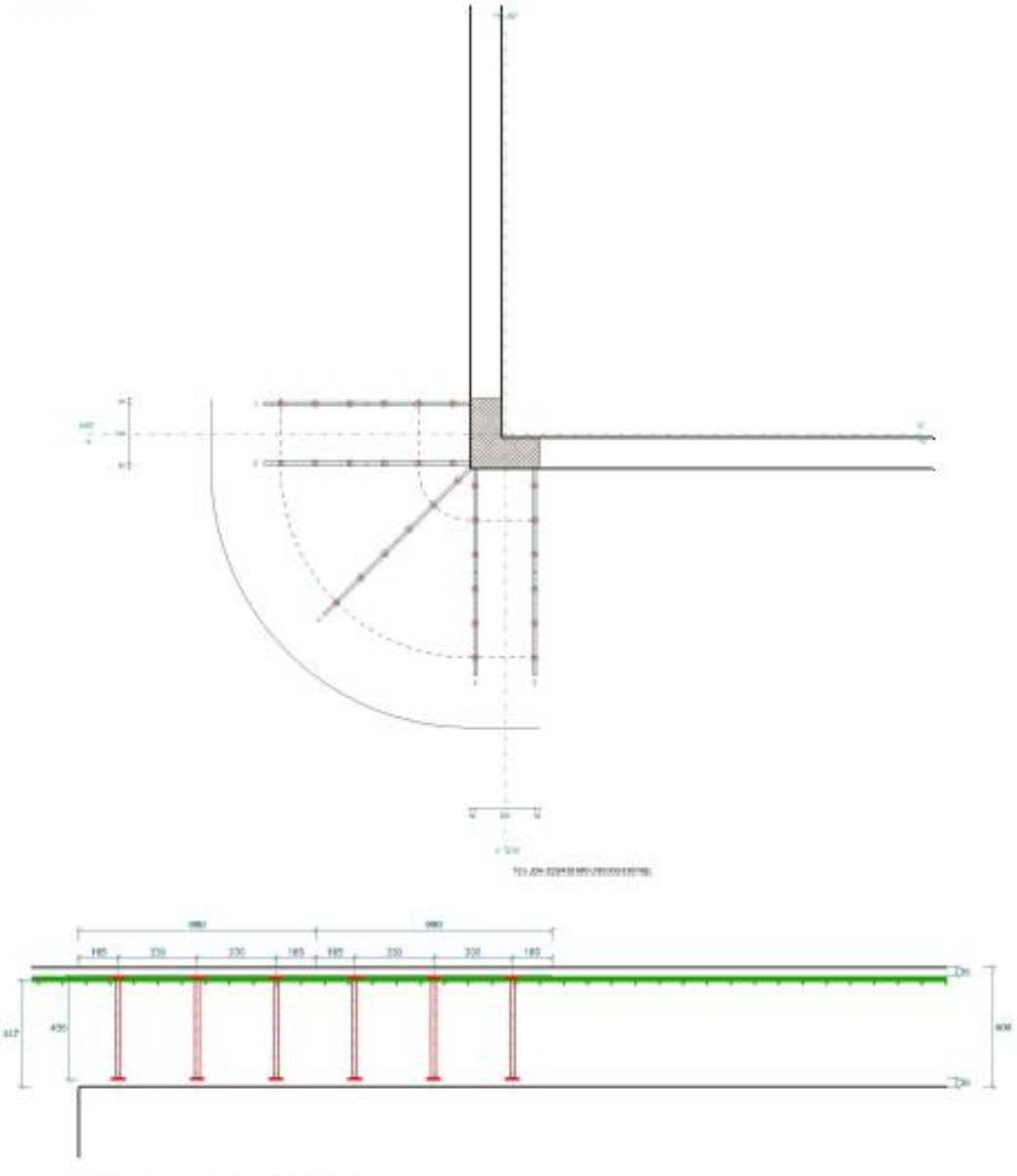
- The design against punching shear failure is based on the rules of the European Technical Approval for double-headed anchors ETA-13/0136.
- This calculation is based on product specific properties of DECON® Studrails®. Changes, even to similar products, are only possible with new calculations.
- All data have to be checked with the given edge boundaries and the feasibility. JORDAHL assumes no ability for the input data of the user.
- The considered reinforcement is necessary for the punshing shear proof. In addition, reinforcement can be required according to static requirements, which must be dimensioned separately.

JORDAHL
anchored in quality

Engineer:

Project name:
Construction member:
Position:
Date: 21.4.2021

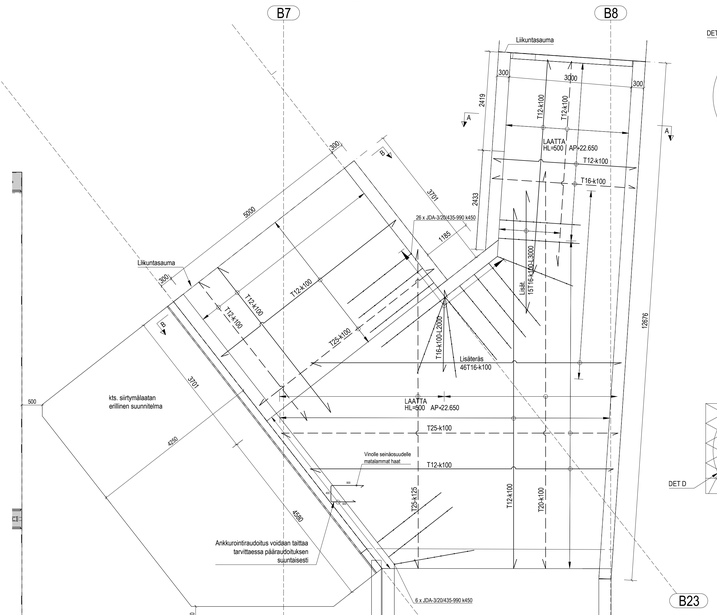
5. Arrangement scheme



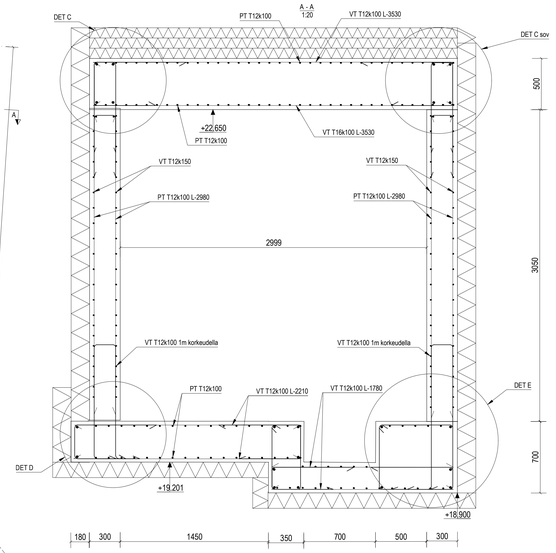
10 x JOA-3/20/435-990 (165/330/330/165)

TUNNELIN Y-HAARAN RAUDOITUSPIIRUSTUS

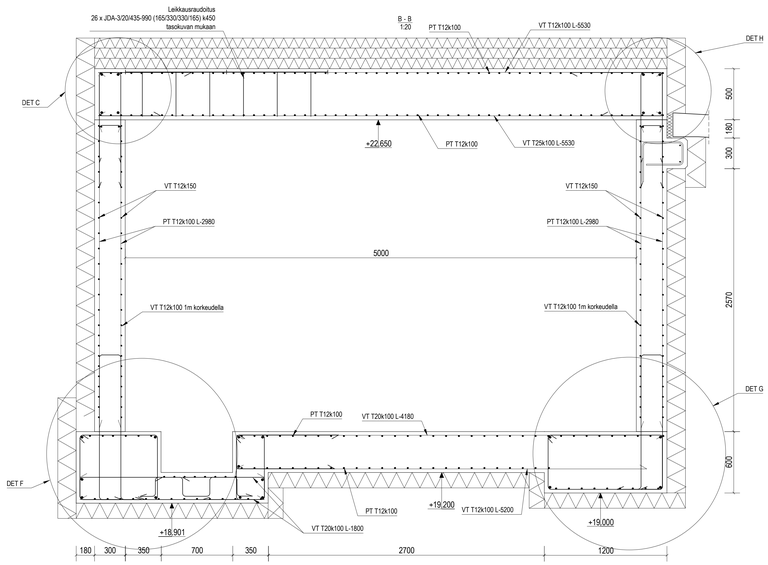
Yläpohja laatta
1:50



A - A
1:20



B - B
1:20



8.5 RAMPIT

Pohjoispäässä tunnelikerros rakennetaan alemmaksi kuin nykyisessä rakennuksessa. *Tunnelikerroksen liittämiseksi tähän korkotasoon ja tunnelikerroksen yhdistämiseksi kaupunginsairaalaan vievään tunneliin tarvitaan rampppeja. Sairaala-alueelle* rakennettavien uusien ramppien jyrkkyys on mitoitettava vihivaunulle. Rampin kaltevuus saa olla max 7 astetta. Rampin aloitus ja lopetus tulee olla loivennettuja. *Alla on Swisslogin ohjeistus, joka pätee myös muiden toimittajien vaunuille.*

Kuva 20. Rampien mitoitus AGV:lle soveltuvaksi

KANTAVIEN RAKENTEIDEN PALONKESTOLUOKKA

T-kerros R90
0-kerros R90
SEURAAMUSLUOKKA CC2
LUOTETTAVUUSLUOKKA RC2

BETONI:
- PAIKALLAVALURAKENTEET SEINÄT JA HOLVI C30/37
  MAKSIMI RAEKOKO 16mm
- PAIKALLAVALURAKENTEET ALAPOHJA KANTAVA LAATTA C25/30
  MAKSIMI RAEKOKO 16mm

TERÄS:
- T = B500B
- MUOTOTERÄS = S355J2, PUTKIPROFIILIT= S355J2H
- RST = 1.4301 (AISI 304)

RASITUSLUOKKA XC2: SUUNNITTELIJAYTTÖÖKÄ 50v

BETONIPEITTEEN NIMELLISARVO 35mm
BETONIPEITTEEN SALLITTU MITTAPOIKKEAMA 10mm

VALUSAUMAN KOHDALLE VALUVERKKO.
TERÄKSET JATKOSPITUUDEN VERRAN ULOS MUOTISTA

ANKKUROINTITERÄKSET VOIDAAN TAITTAA TARVITTAESSA PÄÄRAUDOITUKSEN SUUNTAISESTI

REIKIEN KOHDALLA KULKEVAT TERÄKSET SIJOITETAAN REIÄN MOLEMMIN PUOLIN

TUNNELIN SEINIEN JA YLÄPOHJAN VALU XYPEX ADMIX C-1000
HF-LISÄAINEISTETTULLA BETONILLA.
LISÄAINEEN MÄÄRÄ 3-5 g/m3 TARKENNETAAN TOIMITTAJAN KANSSA

KUORMAT:
qk = 5 kN/m²
qk = Liikennekuorma 92.3 kN/m²
YPSa = 29 kN/m²
AP2 = 10,1 kN/m²

RASKAAT LAITEKUORMAT HUOMIOIDAAN ERIKSEEN

SEINÄN RAUTOJEN JATKOSPITUUDET:

TERÄS	8	10	12	16	20	25	32
MITTA	490	590	700	930	1190	1490	1790

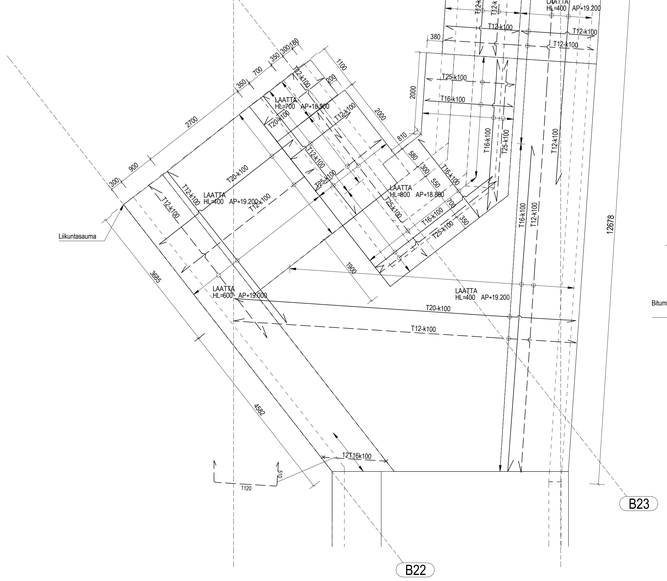
HOLVIN RAUTOJEN JATKOSPITUUDET:

TERÄS	8	10	12	16	20	25	32
MITTA	450	600	750	990	1350	1650	2250

ALAPOHJAN RAUTOJEN JATKOSPITUUDET:

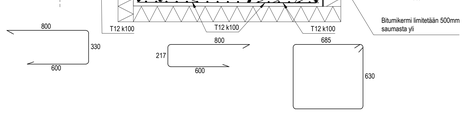
TERÄS	8	10	12	16	20	25	32
MITTA	590	690	890	1280	1590	2090	2790

Maanvaraisen laatta
1:50

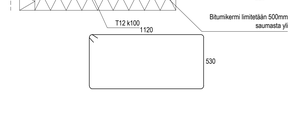


DET C
1:20

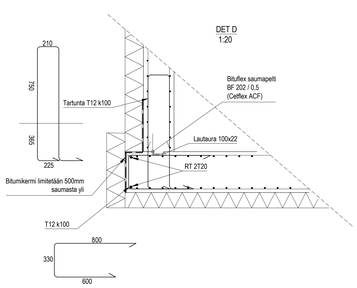
DET E
1:20



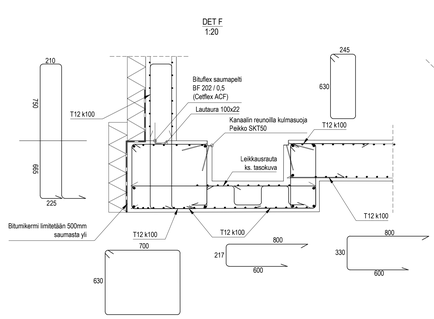
DET G
1:20



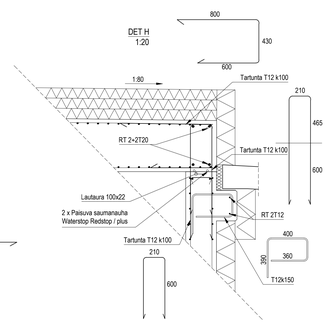
DET D
1:20



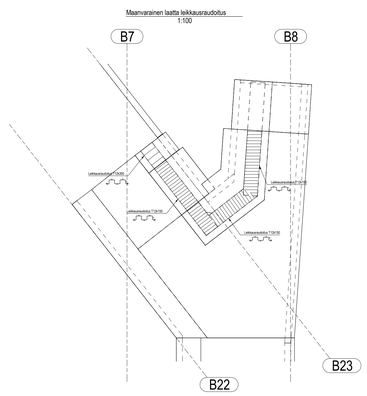
DET F
1:20



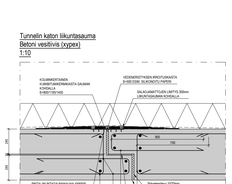
DET H
1:20



Maanvaraisen laatta leikkausraudoitus
1:100

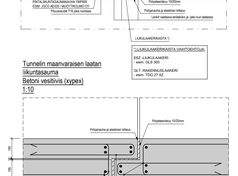


Tunnelin katon liikuntasauma
Betoni vesitiivis (xypex)
1:10



Tunnelin seinän liikuntasauma
Betoni vesitiivis (xypex)
1:10

Tunnelin maanvaraisen laatan liikuntasauma
Betoni vesitiivis (xypex)
1:10



SIIRTYMÄLAATTA
1:20

SIIRTYMÄLAATAN TAPPISAUMA 1:10

C	Liikuntasaumadetalji päivitetty	TuMet	7.5.2021
B	Paisuva saumanauha lisätty detaljiin C, siirtymälaatta päivitetty	TuMet	23.4.2021
A	Kulmasuojat lisätty kanaaliin	TuMet	26.3.2021
Tunnus	Muutos	Vastaanotto	Päiväys

Projektivaihe
TYÖPIIRUSTUS

Referenssitiedosto

Toimittaja
A-INSINÖÖRIT
A-Insinöörit Suunnittelu Oy
Puolantahalu 10
33610 Tampere
Puh. 0207 711 990
etunimi.sukunimi@ains.fi

Projektinumero: 11_10081:15
Piirsi: TuMet
Suunnitteja: JoMak

Vastuullinen suunnittelija: Nimen selvennös ja koko.nro: Elina Yli-Luukko DI
Suunnittelualla: Toimittajan piirustusnumero: Muutostunnus
RAK B-RS-P0-T_6712 C

Kaupunginosa/kylä: KONTINKANGAS
Korttelinro: 2
Tontinro: 29
Virkamiesten merkintöjä: Rato:
Rakennuspaikka: UUDISRAKENNUS
Rakennuksen/osien nimi ja osoite: OYS RAKENNUS B
Kaijaninitie 50
90220 Oulu
Pääsuunnittelija: RAKENNE
Piirustuksen sisältö: Tunneli 6, 7 ja 12 risteys
Raudoituspiirustus
Julkis. info
1603
Mittakaavat:
1:10
1:20
1:50
1:100

Projektinumero
Hyväksyjä
Pvm
Tiedostonimi: B-RS-P0-T_6712pdf

Piirsi: TuMet Pvm: 14.3.2021
Suunnittelija: JoMak Pvm: 14.3.2021
Vastaavan/ten suunnittelija: Elina Yli-Luukko Pvm: 14.3.2021

ppshp | POHJOIS-POHJANMAAN SAIRAANHOITOPIIRI
Rakennusosatunnus: B
Suunnittelaja: RAK
Piirustusnumero: B-RS-P0-T_6712
Muutostunnus: C