



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Hanna Kellberg

Maanpaineseinän mitoitus

Kellarinseinän suunnitteluohje

Opinnäytetyö

Syksy 2023

Insinööri (AMK), Rakennustekniikka



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

Opinnäytetyön tiivistelmä

Tutkinto-ohjelma: Insinööri (AMK), Rakennustekniikka

Suuntautumisvaihtoehto: Talonrakennustekniikka

Tekijä: Hanna Kellberg

Työn nimi alaotsikoineen: Maanpaineseinän mitoitus: Kellarinseinän suunnitteluohje

Ohjaaja: Martti Perälä

Vuosi: 2023

Sivumäärä: 87

Liitteiden lukumäärä: 6

Opinnäytetyön tavoitteena oli luoda Seinäjoen ammattikorkeakoululle opetusmateriaaliksi suunnitteluohje maanpaineseinän mitoitukseen. Nykyisellään suunnittelussa sovellettava ohjeistus on hajallaan useassa eri lähteessä, joten prosessi on opiskelijalle työläs ja rajallisten opetustuntien puitteissa aihetta on vaikea käsitellä ilman valmista opetusmateriaalia. Koska ohje on tarkoitettu talonrakennustekniikan rakennesuunnittelun opiskelijoiden käyttöön, aiheeksi rajattiin tyypillinen paikallavalettu kellarinseinä.

Tutkimus perustui eurokoodiin ja Suomen kansallisiin liitteisiin pohjautuvaan alan kirjallisuuteen, mistä koostettiin teoreettinen kuvaus kellarinseinän toiminnasta ja suunnittelusta. Työ sisältää katsauksen seinään vaikuttaviin geoteknisiin kuormiin ja niiden laskentaan, yleisiin rakennesuunnittelun periaatteisiin ja rajatilamitoitukseen. Näiden pohjalta koostettiin selkeä laskentaketju, jonka avulla opiskelija pystyy suunnittelemaan kellarinseinän.

Oleellisimmiksi mitoitettaviksi suureiksi osoittautuivat seinän taipuma ja puristus. Taipuman mitoituksessa sovellettiin laatan mitoitusohjeita seinään kohdistuvan, huomattavan vaakakuorman vuoksi. Puristuksessa taas seinä toimii pilarin tavoin, joten mitoituksessa sovellettiin pilarin mitoitukseen tarkoitettuja normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutustarkastelun ohjeita.

Aiheeseen perehtyminen vaati huolellista perehtymistä useiden eri lähteiden kautta ja näiden avulla muodostui kokonaiskuva rakenteen toiminnasta ja mitoituksen tavoitteista. Työn aikana vahvistui käsitys, että itsenäinen mitoitusprosessi vaatii hyvää ymmärrystä aina statiikasta ja lujuusopista rajatilamitoitukseen ja että geotekniikka on keskeisessä roolissa rakenteen mitoituksessa kellarinseinään rasittavien kuormien vuoksi. Opinnäytetyötä koostaessa vahvistui myös työn lähtökohtana ollut ajatus, että monitahoista mitoitusprosessia ohjaava suunnitteluohje on opiskelijoille varmasti hyödyllinen.

¹ Asiasanat: maanpaineseinä, kellarinseinä, maanpaine, lepopaine, mitoitus, suunnittelu

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Degree programme: Bachelor of Engineering, Construction Engineering

Specialisation: Building Construction

Author: Hanna Kellberg

Title of thesis: Designing an earth pressure retaining wall: A guide to designing a basement wall

Supervisor: Martti Perälä

Year: 2023

Number of pages: 87

Number of appendices: 6

The aim of the thesis was to create new teaching material for Seinäjoki University of Applied Sciences on designing an earth pressure retaining wall. The guidelines of the design process were scattered in several different sources making the already long design process arduous for a student. Covering the complex topic during limited teaching hours was not possible without a simple guide gathering all necessary information in one place. Since the material was meant for building construction students specialising in structural design, the topic was narrowed down to a typical structure in this field: a basement wall.

The research on the topic was based on literature in the field of construction design following Eurocodes and the related Finnish Annex. A theoretical overview of the working principles and design of a basement wall was constructed based on the literature. This included an overview of the relevant aspects of geotechnical engineering, general principles of structural design and different limit states to be considered in the design process. Based on this theoretical background a simple guide was put together. Using the guide a student can independently design a basic basement wall.

The main forces limiting the dimensions of the wall proved to be deflection and the joined force of compression and bending. Formulas used to design a slab structure were applied when calculating the structure's overall bend. When the structure is compressed, it behaves like a column and the design process is similar to that of a column.

Familiarising oneself with the subject was a lengthy process, requiring the study of several sources before being able to form an overall view of the topic. Undertaking this task confirmed the notion that designing a structure independently demands good command of several fields, from statics and strength of materials to calculating limit states. Additionally, the geotechnical aspects need to be considered, adding another twist into the equation.

¹ Keywords: earth pressure retaining wall, basement wall, earth pressure, earth pressure at rest, design

SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä	2
Thesis abstract	3
SISÄLTÖ	4
Kuva-, kuvio- ja taulukkoluetelo	7
Käytetyt termit ja lyhenteet.....	9
1 JOHDANTO	10
1.1 Opinnäytetyön tausta	10
1.2 Opinnäytetyön tavoitteet.....	10
1.3 Opinnäytetyön tilaaja.....	10
1.4 Opinnäytetyön tutkimuskysymykset	10
1.5 Opinnäytetyön rajaukset.....	10
1.6 Opinnäytetyön rakenne	11
2 KELLARINSEINÄN PIIRTEITÄ.....	12
2.1 Maanpaineseinä rakenteena	12
2.2 Kellarinseinän toimintaperiaate	12
2.3 Työssä mitoitettava kellarinseinä.....	13
3 GEOTEKNIKKAA	14
3.1 Yleistä	14
3.2 Maanpaine	14
3.3 Maanpainenlisäykset.....	15
3.4 Maalajien ominaisuuksia	16
4 KELLARINSEINÄN RAKENNESUUNNITTELUN PERUSTEITA	18
4.1 Eurokoodit	18
4.2 Suunnittelun periaatteita.....	18
4.3 Mitoitustilanne	19
4.4 Teräsbetonirakenne	19
4.5 Kuormien luokitus.....	20
4.6 Mitoitus- ja rakennetarkastelut.....	21
4.6.1 Mitoitustavat.....	21

4.6.2	Murtorajatila (MRT)	21
4.6.3	Käyttörajatila (KRT)	22
4.6.4	Kuormien yhdistely murtorajatilassa	23
4.6.5	Kuormien yhdistely käyttörajatilassa	24
4.7	Mitoituksen kulku	25
5	MAANPAINESEINÄN MITOITUSPROSESSI	27
6	KELLARINSEINÄN SUUNNITTELU	30
6.1	Lähtötiedot	30
6.1.1	Rakennemalli: Tuenta- ja kuormitustapa	30
6.1.2	Kuormien määrittäminen	31
6.1.3	Kuormitusyhdistelmät	33
6.1.4	Käyttöikä, rasitusluokka ja raudoitus	34
6.2	Alustava suunnittelu	36
6.2.1	Alustavat voimasuureet	36
6.2.2	Alustavat poikkileikkausmitat	37
6.2.3	Alustava raudoituksen määrä ja sijainti	38
6.3	Mitoitus	41
6.3.1	Materiaaliominaisuuksia	41
6.3.2	Betonipeitteen nimellisarvo ja poikkileikkauksen tehollinen korkeus	43
6.3.3	Suuntaa antava taipumamitoitus (KRT)	44
6.3.4	Puristusrasituksen ja taivutusrasituksen yhteisvaikutus (MRT)	45
6.3.5	Leikkausrasitus (MRT)	51
6.3.6	Halkeamaleveys (KRT)	52
6.3.7	Taipuma (KRT)	57
7	MITOITUSESIMERKKI	62
7.1	Lähtötilanne	62
7.2	Kuormat	63
7.3	Kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa	64
7.3.1	Vaakasuuntaiset kuormat (KY 6.10b)	65
7.3.2	Vaakasuuntaiset kuormat (KY 6.10a)	68
7.3.3	Pystykuormien kuormayhdistelmät	71
7.3.4	Mitoittavat kuormat	71

7.4	Kuormayhdistelmät käyttörajatilassa (vaakasuuntaiset kuormat).....	72
7.4.1	Ominaisyhdistelmä.....	72
7.4.2	Pitkäaikaisyhdistelmä.....	75
7.5	Materiaaliominaisuuksia	76
7.6	Alustavat poikkileikkausmitat.....	77
7.7	Betonipeitteen nimellisarvo ja poikkileikkauksen tehollinen korkeus	78
7.8	Suuntaa antava taipumamitoitus (KRT).....	79
7.9	Puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutus (MRT)	80
7.10	Tietojen päivitys.....	81
7.11	Suuntaa antava taipumamitoitus päivitettyillä tiedoilla (KRT)	82
7.12	Halkeamaleveys (KRT)	82
7.13	Taipuma (KRT).....	83
8	YHTEENVETO	85
	LÄHTEET	86
	LIITTEET	87

Kuva- ja taulukkoluetelo

Kuva 1. Kellarinseinän toimintaperiaate havainnollistettuna	12
Kuva 2. Tilannekuva opinnäytetyössä käsiteltävästä kellarinseinästä	13
Kuva 3. Hyötykuorma ja sen aiheuttama lepopaine havainnollistettuna	15
Kuva 4. Laatan koordinaatisto ja päämomenttien suunnat	19
Kuva 5. Kellarinseinän mitoituksen rakennemalli	20
Kuva 6. Esimerkki valintojen optimoinnista taulukkolaskentasovelluksella	28
Kuva 7. Vuokaavio mitoitusprosessin etenemisestä	29
Kuva 8. Kellarinseinän mitoituksessa huomioitavat kuormat ja esitys vaakakuormien toisensa kumoavasta vaikutuksesta.	30
Kuva 9. Tiivistyksen maahan aiheuttama paine	32
Kuva 10. Kellarinseinän staattinen malli	33
Kuva 11. Staattinen malli mitoitus esimerkin tapausta rasittavista kuormista	64
Kuva 12. Staattinen malli, kuormayhdistelmä 6.10b (MRT)	65
Kuva 13. Tarkasteltavat pisteet, kuormayhdistelmä 6.10b.....	66
Kuva 14. Staattinen malli, kuormayhdistelmä 6.10a (MRT)	68
Kuva 15. Tarkasteltavat pisteet, kuormayhdistelmä 6.10a.....	69
Kuva 16. Tarkasteltavat pisteet, ominaisyhdistelmä (KRT).....	73
Kuva 17. Tarkasteltavat pisteet, pitkäaikaisyhdistelmä (KRT)	75

Taulukko 1. Materiaaliosavarmuusluvut.....	21
Taulukko 2 Kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut	22
Taulukko 3. Seuraamusluokat ja kuormakertoimet.....	24
Taulukko 4. Yhdistelykertoimen valinta.....	25
Taulukko 5. Tiivistyksen maahan aiheuttama paine	32
Taulukko 6. Tyypillisiä suunnittelukäyttökiä.....	34
Taulukko 7. Kellarinseinälle mahdollisia ympäristöolosuhteisiin liittyviä rasitusluokkia ja näihin liittyvät betonin vähimmäislujuusluokat.....	35
Taulukko 8. Taivutusraudoituksen tankovälien maksimiarvot $s_{max,slab}$	40
Taulukko 9. Teräspinta-ala poikkileikkausmetriä kohti [mm^2/m] riippuen tankokoosta T ja tankovälistä k.....	40
Taulukko 10. Betonin lujuusluokat	41
Taulukko 11. Rakennejärjestelmän huomioiva kerroin K ja suhteen l/d arvoja betonin eri lujuuksille ja raudoitussuhteille.....	45
Taulukko 12. Kertoimet halkeamavälin laskennassa	56
Taulukko 13. Halkeamaleveyden maksimiarvot.....	57

Käytetyt termit ja lyhenteet

KRT Käyttörajatila

Maanpaine Maamassan pystysuoriin tai kalteviin seinämiin ja rakenteisiin kohdistama paine.

MRT Murtorajatila

1 JOHDANTO

1.1 Opinnäytetyön tausta

Opinnäytetyön aiheena on betonirakenteiden erikoistapauksen, maanpaineseinien, mitoitus. Nykyisellään maanpaineseinien mitoitukseen tarvittava ohjeistus on hajallaan useassa eri op-
paassa, minkä vuoksi monitahoinen prosessi on haastava opiskelijoille ja rajallisten opetus-
tuntien vuoksi jää käsittelemättä luennoilla.

1.2 Opinnäytetyön tavoitteet

Opinnäytetyön tavoitteena on luoda eri lähteiden pohjalta ohjeistus maanpaineseinän mitoitus-
seen. Lopputuotteena on Seinäjoen ammattikorkeakoulun opetusmateriaaliksi tarkoitettu sel-
keä laskentaketju, jota seuraamalla opiskelija osaa suunnitella maanpaineseinän.

1.3 Opinnäytetyön tilaaja

Opinnäytetyö tehdään Seinäjoen ammattikorkeakoululle rakennesuunnittelun opetuksen lisä-
materiaaliksi.

1.4 Opinnäytetyön tutkimuskysymykset

Työssä haetaan vastausta seuraaviin kysymyksiin:

- Mitä kuormia kohdistuu maanpaineseinään?
- Miten määritetään maanpaineseinään kohdistuvat maanpaineen aiheuttamat kuor-
mat?
- Miten määritetään maanpaineseinän kuormituskapasiteetti?

1.5 Opinnäytetyön rajaukset

Koska työn lähtökohtana on mitoitusohjeistuksen luominen talonrakennustekniikan rakenne-
suunnittelun opiskelijoille, rajataan aihe maanpaineseinistä tyypillisimpään mitoitettavaan ta-
paukseen, molemmista päistään vapaasti tuettuun kellarinseinään. Opinnäytetyössä

käsitellään paikallavalettua seinärakennetta, eli työn ulkopuolelle rajataan muuratut ja elementti- ja harkkorakenteiset maanpainesseinät.

Teoriaosuudessa käsitellään eri rasiustyyppien rajatilamitoitusta, mutta opinnäytetyöhön käytettävän ajan rajallisuuden vuoksi mitoitusesimerkissä käsitellään vain oleellisimmat osat mitoituksesta, eli kuormien määrittäminen, kuormayhdistelmät, staattinen tarkastelu, suuntaa antava taipumamitoitus, puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutus, halkeamaleveys ja taipuma.

1.6 Opinnäytetyön rakenne

Työssä käydään aluksi läpi maanpainesseinien, geotekniikan ja rakennesuunnittelun teoriaa mitoituksen pohjustukseksi. Luvussa kuusi esitetään mitoitusprosessin vaiheet ja prosessin etenemistä havainnollistava vuokaavio, minkä jälkeen luvussa seitsemän käydään läpi ohjeistus kellarinseinän mitoitukseen ja teoria tämän taustalla. Näiden pohjalta koostetaan opiskelijoiden käyttöön tarkoitettu tiivistetty laskentaketju, joka liitetään työn loppuun (liite 6). Luvussa kahdeksan esitetään vielä esimerkkilaskelma kellarinseinän mitoituksesta.

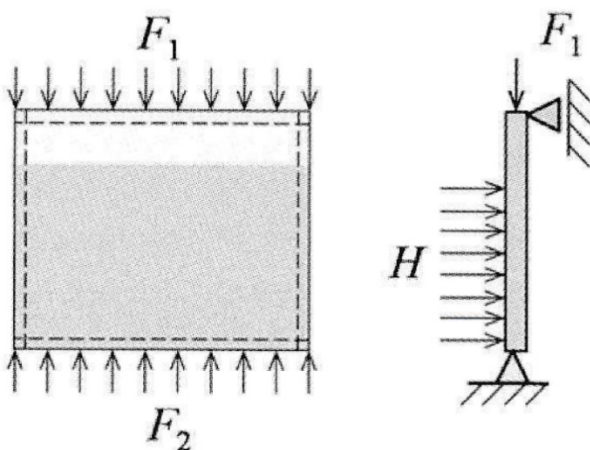
2 KELLARINSEINÄN PIIRTEITÄ

2.1 Maanpaineseinä rakenteena

Maanpaineseinä on tukirakenne, johon kohdistuu tyypillisten seiniin kohdistuvien pystykuormien lisäksi myös maanpaineesta aiheutuva vaakakuorma (Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry (RIL), 2017a, 155) (Jääskeläinen, 2011, s. 172). Maanpaine vaikuttaa esimerkiksi kellareiden ja kaivantojen seiniin, joissa seinän toisella puolella on tuettava maamassa ja toisella puolella on tyhjä tila. Tavallisia maanpainesieniä ovat tässä työssä tarkasteltavien kellarinseinien lisäksi esimerkiksi kulmatukimuurit ja upotettavat tukiseinät, joilla tuetaan maanpinta pysymään jyrkemmässä kulmassa kuin mihin se normaalisti asettuisi.

2.2 Kellarinseinän toimintaperiaate

Seinät ovat pääasiallisesti puristettuja rakenteita, joihin kohdistuva pystykuorma on peräisin laatalta tai palkilta; laatan aiheuttama kuorma jakaantuu seinän koko leveydelle ja palkin kuorma kohdistuu seinään paikallisesti (Leskelä, 2008, s. 425). Puristettuna rakenteena seinä voi nurjahtaa, mutta erikoistapauksena maanpaineseinä myös taipuu siihen kohdistuvan huomattavan seinän tason vastaisen kuorman vuoksi (Nykyri, 2015, s. 155). Kuvassa 1 on havainnollistettu kellarinseinän toimintaperiaatetta.



Kuva 1. Kellarinseinän toimintaperiaate havainnollistettuna (Nykyri, 2015, s. 156).

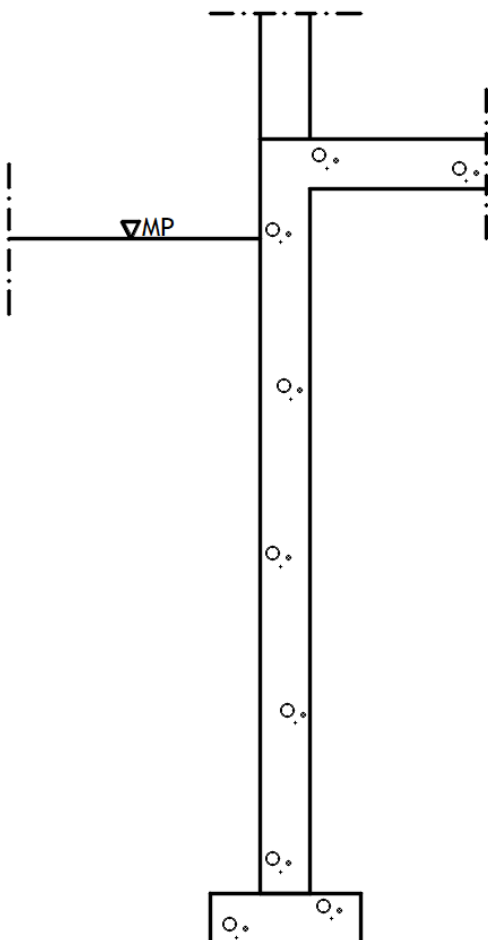
Koska seinän geometria on laattamainen ja siihen kohdistuu laatan tasoa vastaan kohtisuora kuorma, seinä käsitellään tämän kuorman suhteen laattana (Nykyri, 2013, s. 78). Pystykuormat kohdistuvat pitkien sivujen muodostaman seinän suuntaisesti, joten niiden suhteen maanpainesinä käsitellään seinärakenteena, joka toimii pilarin tavoin, mutta voi nurjahtaa vain

yhdessä suunnassa (Nykyri, 2015, s. 155). Koska maanpaineseinä on sekä puristettu että taivutettu rakenne, suoritetaan näiden yhteisvaikutustarkastelu.

Tavallisesti maanpaineseinän mitoituksessa huomioidaan edellä mainittujen kuormien lisäksi veden paino, aalto- ja jäävoimat, suotovirtausvoimat, törmäyskuormat ja lämpötilavaikutukset (RIL, 2017a, s. 157–158). Tässä työssä aihe on kuitenkin rajattu tavanomaisiin kellarinseiniin, jotka nykyrakentamisessa toteutetaan siten, että maaperän veden ja roudan vaikutus seinään estetään. Kyseisiä voimia ei siis käsitellä työssä.

2.3 Työssä mitoitettava kellarinseinä

Tässä opinnäytetyössä käsitellään kuvan 2 mukaista molemmista päistä vapaasti tuettua, paikallavalettua seinärakennetta. Koska seinä mitoitetaan molemmista päistä tuettuna rakenteena, tulee siihen liittyvän välipohjarakenteen olla betoninen, jotta se pystyy ottamaan vastaan seinän kuormia. Työn ohjetta ei siis voida soveltaa esimerkiksi tapauksiin, joissa on puinen välipohja.



Kuva 2. Tilannekuva opinnäytetyössä käsiteltävästä kellarinseinästä

3 GEOTEKNIikka

3.1 Yleistä

Geotekniikka käsittelee maa- ja kallioperän ominaisuuksia ja niiden soveltamista maa- ja pohjarakentamiseen sekä maa- ja pohjarakenteiden mitoittamiseen (Jääskeläinen, 2011, s. 13). Tässä luvussa käydään läpi geotekniikan käsitteitä, joita tarvitaan kellarinseinän mitoituksessa.

Koska kellarinseinään kohdistuu geoteknisiä kuormia, sen suunnittelua näiden kuormien osalta ohjaavat geoteknisen suunnittelun ohjeet (RIL, 2017a, s. 155). Geotekninen suunnittelu perustuu aina geoteknisestä tutkimuksesta saataviin lähtötietoihin (RIL, 2017a, s. 70). Tutkimusten, suunnittelun ja valvontatarkastusten laajuus riippuu kohteen geoteknisestä luokasta, joka kellarinseinälle on tavallisesti GL2, mutta joka tulee määrittää jokaiselle kohteelle erikseen (RIL, 2017a, s. 31–33).

3.2 Maanpaine

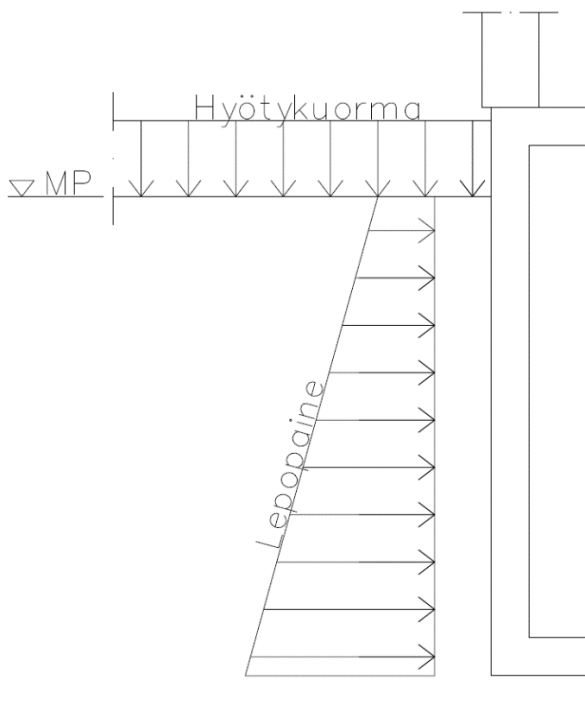
Kellarinseinään vaakakuorman aiheuttavan maanpaineen tyyppejä on kolme: lepopaine, aktiivipaine ja passiivipaine ja näiden esiintyminen riippuu seinärakenteen jäykkyydestä ja siirtymästä (Jääskeläinen, 2011, s. 172). Aktiivi- ja passiivipaineen määrittämiseen on olemassa useampia menetelmiä. Lepopaine määritetään kokeellisesti kehitetyillä kaavoilla.

Jos seinä pääsee rasituksen alaisena siirtymään, muodostuu aktiivipaine tai passiivipaine riippuen siirtymän suunnasta (Jääskeläinen, 2011, s. 172). Maamassasta pois päin siirtyvään seinään kohdistuva paine pienenee, jolloin seinään vaikuttaa aktiivipaine ja maamassaa kohti siirtyvään seinään kohdistuva paine kasvaa, jolloin seinään vaikuttaa passiivipaine. Nämä molemmat lasketaan murtotilatarkastelujen avulla.

Aktiivi- ja passiivipaineen voi laskea Rankinen tai Coulombin menetelmällä ja valinta näiden välillä riippuu mitoittavasta tapauksesta (Jääskeläinen, 2011, s. 175–176). Rankinen menetelmä sopii kohteisiin, joissa on pystysuora ja sileä seinämä, vaakasuora maanpinta ja tasainen kuormitus maanpinnalla. Coulombin menetelmä sopii kohteisiin, joissa voi olla vino seinämä, joissa huomioidaan seinäpinnan karheus, joissa voi olla epätasainen maanpinta ja

joissa kuormien joukossa voi olla viivakuormia. Mitoitettaessa kohdetta, jossa maanpaine voidaan laskea molemmilla tavoin, tulee osoittaa kummankin menetelmän yhtäpitävyys.

Kun rakenne on täysin liikkumaton, on myös maamassa sen vieressä liikkumaton (Jääskeläinen, 2011, s. 172–173). Tällöin maamassassa vallitse pystyjännitys, josta taas aiheutuu seinää kuormittava vaakajännitys, eli lepopaine. Kellarin seinä, joka on luonteeltaan jäykkä ja sivusiirtymätön rakenne, kuuluu tähän kategoriaan, eli siihen kohdistuva maanpaine on lepopaine (RIL, 2017a, s. 163). Kuvassa 3 on havainnollistettu lepopaineen painekuvio sekä paineen aiheuttava hyötykuorma. Kaavat lepopaineen laskemiseen maaparametrien avulla on esitetty luvussa 6.1.2.



Kuva 3. Hyötykuorma ja sen aiheuttama lepopaine havainnollistettuna

3.3 Maanpainenlisäykset

Maanpaineen aiheuttamaa kuormaa voi lisätä entisestään tärinä, routiminen ja tiivistys seinän takana (Jääskeläinen, 2011, s. 191). Tärinää voi aiheuttaa esimerkiksi maata syrjäyttävä paalutus ja jos tärinä on hyvin voimakasta, asia täytyy tutkia. Jos tutkimusta ei tarvita, tulee tärinäkeskuksen lähellä korottaa aktiivista painetta >25 prosenttia ja vähentää passiivipainetta >20 prosenttia. Tärinä ei siis aiheuta maanpainenlisäystä kellarinseinälle, joka mitoitetaan lepopaineelle.

Routiminenkin voi aiheuttaa maanpaineisiin painetta, mutta kellarinseinää ei mitoiteta tälle paineelle (Jääskeläinen, 2011, s. 191). Mitoituksen sijaan maan routimisen vaikutus rakenteisiin estetään kuivatuksella ja routasuojauksella.

Maan tiivistyksen seurauksena maan vaakapaine kasvaa ja aiheuttaa seinään kohdistuvan painekuvion. Tämä paine on huomattava ja tulee huomioida kellarinseinän mitoituksessa (Jääskeläinen, 2011, s. 191). Painekuvio riippuu tiivistykseen valittavasta laitteesta ja painekuvio määritetään luvussa 6.1.2 esitetyn kuvan 9 ja taulukon 5 avulla.

3.4 Maalajien ominaisuuksia

Koska lepopaineen laskemiseen tarvitaan joitain maaparametrejä, on syytä tarkastella myös maalajien ominaisuuksia näiltä osin. Oleellisimmat parametrit kellarinseinän laskennassa ovat mitoittava tilavuuspaino (γ_d) ja lepopaineen maanpaineluku (K_0). Mitoittavan tilavuuspainon laskemiseen annetaan kaavat (8)–(10) luvussa 6.1.2.

Tilavuuspainon määrittämisen prosessi aloitetaan laskemalla maa-aineksen kuivatilavuuspaino (Jääskeläinen, 2011, s. 48–49). Tämä riippuu maa-aineen huokoisuudesta, joka lasketaan maanäytteen tutkimuksessa määritettävistä tilavuuksista. Näytteestä osa on kivirakeita ja lopuosa huokostilavuutta. Huokoisuus saadaan jakamalla huokostilavuus näytteen kokonaistilavuudella.

Huokoisuuden avulla voidaan laskea maa-aineksen kuivatilavuuspaino vähentämällä huokoisuus vakioista 1 ja kertomalla erotus kivirakeiden tilavuuspainolla $26,5 \text{ kN/m}^3$. Opinnäytetyössä esitetyn kaavan kuivatilavuuspainon merkintä eroaa lähdemateriaalin merkinnöistä työn merkintöjen yhdenmukaisuuden säilyttämiseksi.

Märkä maa-aines painaa kuivaa maata enemmän ja jotta laskelmiin saadaan tarvittava varmuus, käytetään lepopaineen laskemiseen maa-aineksen märkätilavuuspainoa (γ_{sat}) (Jääskeläinen, 2011, s. 50). Nyt siis mitoittava tilavuuspaino $\gamma_d = \gamma_{\text{sat}}$. Märkätilavuuspaino lasketaan lisäämällä kuivatilavuuspainoon huokostilan täyttävän veden paino.

Lepopaineen määrittämiseen käytettävässä kaavassa muunnetaan pystysuoraan vaikuttava jännitys vaakajännitykseksi maanpaineluvun (K_0) avulla. Maanpaineluku on riippuvainen

maa-aineksen leikkauskestävyyskulmasta, joka määritetään maanäytteen tutkimuksessa ja maanpaineluku saadaan selville kaavan (1) avulla.

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (1)$$

missä

- K_0 on lepopaineen maanpaineluku
- φ on maa-aineksen leikkauskestävyyskulma

Lepopaine on mahdollista määrittää myös lujuusopin avulla käyttäen niin sanottua Poissonin lukua (Purdue University, s. 6, 8). Poissonin luku kuvaa materiaaliin kohdistetun pystykuorman muutosta vaakakuormaksi näiden suhteen avulla huomioiden maa-aineksen ominaisuudet. Kaavassa (2) esitetään tämän suhdeluvun laskeminen tunnettujen rasitusten avulla ja liitteen 4 taulukossa on annettu tyypillisiä Poissonin luvun arvoja eri maalajeille sekä näistä johdetut maanpaineluvut. Tämä menetelmä on kuitenkin huomattavan epätarkka verrattuna maanpaineen laskemiseen tunnetun leikkauskestävyyskulman avulla, sillä Poissonin luvun arvioitu vaihteluväli on suhteellisen suuri.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2)$$

missä

- K_0 on lepopaineen maanpaineluku
- ν on Poissonin luku

4 KELLARINSEINÄN RAKENNESUUNNITTELUN PERUSTEITA

4.1 Eurokoodit

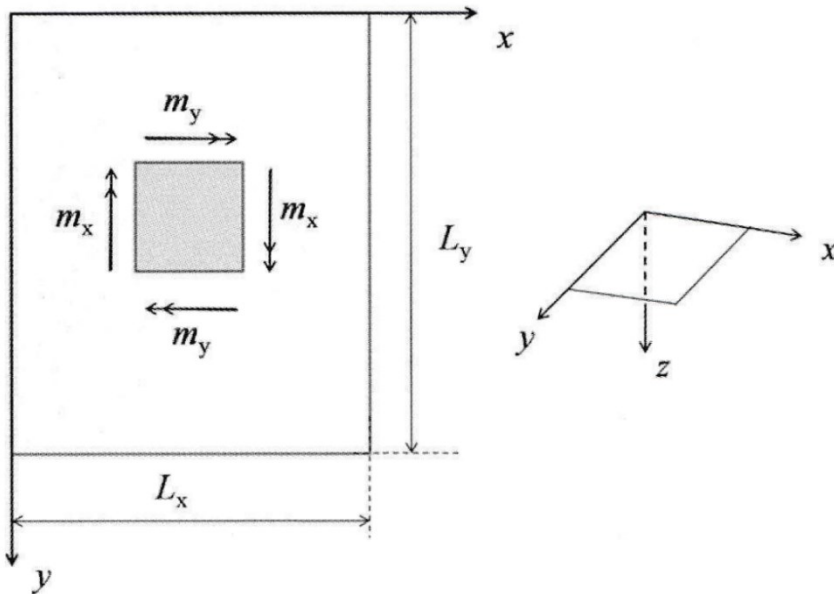
Suomessa eurokoodit ohjeistavat, mitä mitoitus tapaa ja varmuuskertoimia suunnittelussa käytetään (Jääskeläinen, 2011, s. 342). Niiden mukainen suunnittelu perustuu rajatilamitoitukseen, jossa murtorajatilat ja käyttörajatilat käsitellään erikseen (RIL, 2017b, s. 29). Eurokoodien sisältöä ja niihin liittyviä kansallisia liitteitä on avattu Suomen Rakennusinsinöörien Liiton oppaissa, joihin tämä työ pitkälti pohjautuu.

4.2 Suunnittelun periaatteita

Rakenteiden mitoituksessa avaintekijöitä ovat rakenteen riittävä kestävyys, käyttökelpoisuus ja säilyvyys (RIL, 2017b, s. 25). Tavoitteena on suunnitella mahdollisimman taloudellisesti rakenne, joka toimii luotettavasti koko suunnitellun käyttöikänsä ajan, kestää kaikki todennäköisesti esiintyvät kuormat ja vaikutukset ja säilyttää käyttökelpoisuutensa vaadittuun tarkoitukseensa. Tähän tavoitteeseen päästään materiaalivalinnoilla, asianmukaisella suunnittelulla ja riittäväillä valvontamenettelyillä.

Rakenteet suunnitellaan kestävyydeltään varman puolelle ja on suunnittelijasta kiinni, miten paljon varmuutta otetaan. Suunnittelua ohjaavissa säännöissä on kuitenkin määritetty tähän minimi ja tätä ohjataan esimerkiksi kuormien ja materiaalin osavarmuuslukujen, suunnitellun käyttöikä määrittämisen ja seuraamusluokista riippuvien kuormakertoimien avulla.

Johdonmukaisuuden vuoksi tässä työssä käsitellään laatan tarkasteluissa kuvassa 4 esitettyä, yleisesti hyväksyttyä tapaa ilmaista koordinaatisto ja päämomenttien suunnat (Nykyri, 2015, s. 12). Laatan tarkasteluissa merkitään suureet pienillä kirjaimilla ja muulloin isoilla.



Kuva 4. Laatan koordinaatisto ja päämomenttien suunnat (Nykyri, 2015, s. 12).

4.3 Mitoitustilanne

Mitoitustilanne määritellään huomioimalla rakenteen toimintaolosuhteet (RIL, 2017b, s. 29). Näitä ovat normaaleja käyttötilanteita koskevat tilanteet, tilapäiset, kuten toteutuksen ja korjauksen aikaiset mitoitusilanteet sekä onnettomuusmitoitustilanteet, kuten tulipalot, räjähdys, törmäys tai paikallinen vaurio. Tässä työssä ei käsitellä onnettomuusmitoitusta.

4.4 Teräsbetonirakenne

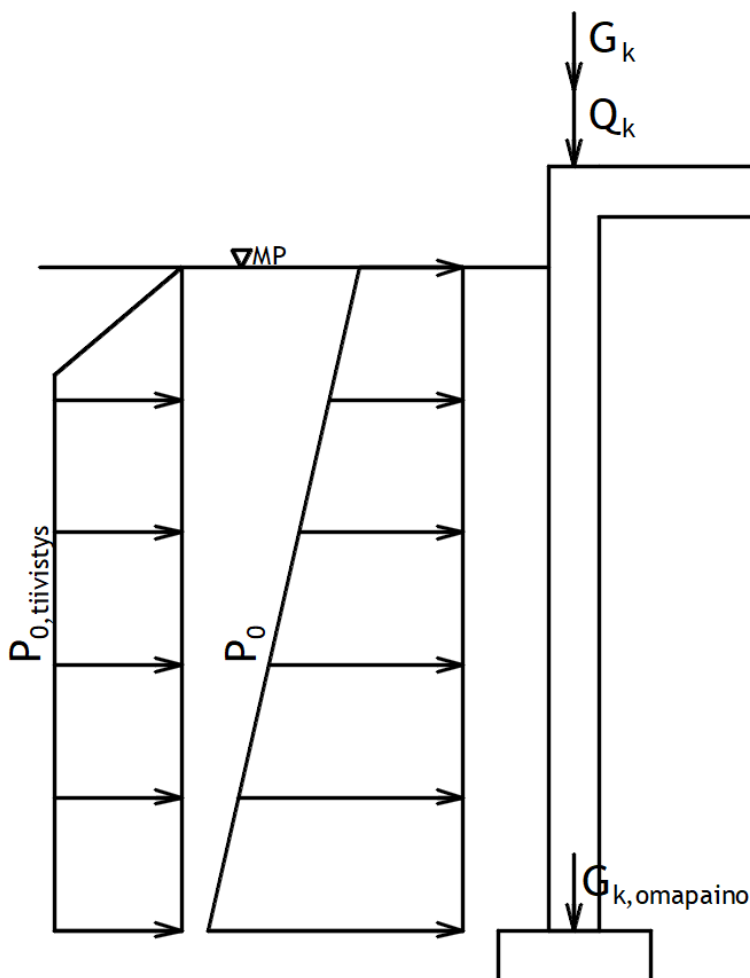
Paikallavalettu kellarinseinä toteutetaan teräsbetonisena (Nykyri, 2013, s. 54). Tämä materiaaliyhdistelmä on ihanteellinen, sillä raudoitus antaa rakenteelle veto- ja taivutuskestävyyttä ja betoni puristuskestävyyttä. Raudoitus sijoitetaan ensisijaisesti sellaiselle alueelle, johon syntyy vetorasitusta. Terästä käytetään myös vahvistamaan puristusrasitettua betonia esimerkiksi pilareissa ja seinissä.

Teräsbetonirakenteet voidaan jakaa neljään ryhmään niiden taivutusraudoitusmäärän perusteella: vähimmäisraudoitettu, normaalirauδοitettu, tasapainorauδοitettu ja yllirauδοitettu (Nykyri, 2013, s. 87–88). Näissä kaikissa rakenne käyttäytyy omalla tavallaan ensimmäisen halkeaman muodostumisen jälkeen. Vähimmäisraudoitettuna rakenne kantaa kuormaa vielä haljenneena, mutta jos kuormaa lisätään, raudoitus voi murtua. Toisaalta, jos rakenne on yllirauδοitettu, betoni ehtii murtua puristuspuolella ennen kuin vetorauδοitus myötää.

Mitoituksessa pyritäänkin normaaliraidoitettuun rakenteeseen, eli tilanteeseen, jossa raudoitusta on tarpeeksi ottamaan vastaan rasituksen, mutta ei niin paljon, ettei se ehdi myötää ennen betonin murtumista. Käytännössä rauditusmäärän ylärajana on pidetty tasapainoraudoitusta.

4.5 Kuormien luokitus

Kuormat luokitellaan niiden ajallisen vaihtelun mukaan pysyviin, muuttuviin ja onnettomuuskuormiin (RIL, 2017b, s. 31). Kuvassa 5 on esitetty kellarinseinään kohdistuvia kuormia, joista pysyviä kuormia ovat seinän omapaino ($G_{k,omapaino}$), maanpaine (P_0) ja yläpuolisilta rakenteilta tuleva omapaino (G_k). Muuttuvia kuormia ovat maan tiivistyksen aiheuttama paine ($P_{0,tiivistys}$) ja yläpuolisilta rakenteilta tuleva muuttuva kuorma (Q_k).



Kuva 5. Kellarinseinän mitoituksen rakennemalli

4.6 Mitoitus- ja rakennetarkastelut

Maanpaineseinän mitoituksessa tehdään murto- ja käyttörajatilatarkastelu (RIL, 2017a, s. 160). Koska maanpaineseinä on rakenne, johon kohdistuu geoteknisiä kuormia, sen kestävyys osoitetaan käyttämällä mitoituksessa mitoitus tapaa 2 ja yhtälöitä 6.10a ja 6.10b (Ympäristöministeriö, 2016, s. 19).

4.6.1 Mitoitustavat

Geoteknisessä suunnittelussa on kolme erilaista mitoitus tapaa, joista maanpaineseinän mitoituksessa käytetään tapaa 2 (Jääskeläinen, 2011, s. 346). Periaatteena on käyttää maaparametreja ominaisarvoina ja kertoa kuormat osavarmuuskertoimilla. Suunnittelija voi valita käytetäänkö mitoituksessa tapaa DA2 vai DA2*.

Kun mitoitetaan tavalla DA2, osavarmuuskertoimet kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin laskelman alussa (RIL, 2017a, s. 55). Kun mitoitetaan tavalla DA2*, tehdään koko laskelma ominaisarvoilla ja osavarmuuskertoimia käytetään vasta laskelman lopussa, kun tarkistetaan murtorajatilaehdon toteutuminen. Molemmat tavat ovat siis sallittuja, mutta kun osavarmuuskertoimet sisällytetään laskelmaan vasta loppuvaiheessa, tulee kiinnittää erityisesti huomiota perustuksen vakavuuden varmistamiseen. Tässä opinnäytetyössä käytetään mitoituksessa tapaa DA2.

4.6.2 Murtorajatila (MRT)

Murtorajatilaja ovat tilanteet, joissa rakenteen sortuminen tai sitä edeltävä tila voivat aiheuttaa vaaratilanteen ihmisten turvallisuudelle tai omaisuudelle (Nykyri, 2013, s. 18–19). Tällöin mitoituksessa käytetään osavarmuuslukumenetelmää, jossa materiaalin lujuutta pienennetään jakamalla lujuus materiaaliosavarmuusluvulla (γ_m) (taulukko 1) ja kuormia kasvatetaan kuormaosavarmuusluvulla (γ_F) (taulukko 2).

Taulukko 1. Materiaaliosavarmuusluvut (RIL, 2011, s. 18).

Mitoitustilanteet	Betoni γ_c	Betoniteräs γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0

Kellarinseinän mitoituksessa huomioidaan rakenteen tai rakenneosien sisäinen vaurioituminen tai liian suuri siirtymätila silloin, kun rakenteen rakennusmateriaalien lujuus on määräävä (RIL, 2017b, s. 37–38). Tarkasteltaessa rakenneosan murtumisen tai liian suuren siirtymätilan rajatilaa (STR), tulee näyttää toteen mitoitusehto $E_d \leq R_d$, missä E_d on voimasuureen mitoitusarvo ja R_d vastaava kestävyysmitoitussarvo.

Geoteknisen mitoituksen tavoite on näyttää toteen, että osavarmuuslukujen yhdistelmällä A1+M1+R2 rakenteessa ei esiinny murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta (Jääskeläinen, 2011, s. 347). Tässä yhdistelmässä A1 koskee kuormiin, M1 maaparametreihin ja R2 tukirakenteisiin kohdistettavia osavarmuuslukuja (RIL, 2017a, s. 55).

Kellarinseinän mitoituksessa sovellettavassa mitoitustavassa DA2 käytettävä maaparametrien osavarmuusluku on M1-sarjassa vakio 1,0, eli laskelmissa käytetään käytännössä maaparametrien ominaisarvoja (Jääskeläinen, 2011, s. 351). R2-sarja liittyy antura- ja laattaperustusten kestävyysmitoitukseen, eli tätä ei sovelleta kellarinseinän mitoituksessa. Kuormien osavarmuusluvut A1 oleellisilta osin on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2 Kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut (STR/GEO) (RIL, 2017a, s. 51).

Kuorma		Merkintä	A1
Pysyvä	Epäedullinen (kaatava) (Yhtälö 6.10.a) (Yhtälö 6.10.b)	$\gamma_{Gk, sup}$	1,35 K_{FI} 1,15 K_{FI}
	Edullinen (vakauttava) (Yhtälö 6.10.a) (Yhtälö 6.10.b)	$\gamma_{Gk, inf}$	0,9 0,9
Muuttuva	Epäedullinen (kaatava) (Yhtälö 6.10.b)	γ_Q	1,5 K_{FI}
	Edullinen (vakauttava)	γ_Q	0

4.6.3 Käyttörajatila (KRT)

Käyttörajatilamitoituksessa mitoitetaan rakennuksen ulkonäköön tai käyttömukavuuteen vaikuttavia tekijöitä, kuten siirtymät, värähtelyt ja vauriot (RIL, 2017b, s. 42). Käyttörajatilassa on osoitettava, että $E_d \leq C_d$, missä E_d on kuormien vaikutusten mitoitusarvo (kuormat määriteltä käyttökelpoisuusksiteereissä) ja C_d on kyseisen käyttökelpoisuusksiteerin mukainen rajoittava mitoitusarvo.

Käyttörajatilamitoituksessa osavarmuusluvut ovat pääsääntöisesti 1,0 (RIL, 2017a, s. 57). Kuormaosavarmuuslukuja tai kuormakertoimia ei siis käytetä, mutta ei-määräävien muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet ovat käytössä. Taulukossa 4 on ohje yhdistelykertoimen valintaan ja näihin sovellettavat numeeriset arvot löytyvät liitteestä 1.

4.6.4 Kuormien yhdistely murtorajatilassa

Murtorajatilan kuormayhdistelmä maanpaineeseinän kestävyydelle lasketaan mitoitusmenetelmällä DA2 tai DA2* (STR, sarja A1) kaavoilla (3) ja (4) (RIL, 2017b, s. 39–41, 51) (RIL, 2017a, s. 50–51). Eurokoodissa näihin viitataan kaavoina 6.10b ja 6.10a. Näistä määräävä on isomman arvon tuottava kaava. Tätä kuormayhdistelmää käytetään tavallisen rakenteiden mitoituksen lisäksi mitoitettaessa sellaisten rakenneosien kestävyyttä, joiden mitoitukseen vaikuttavat geotekniset kuormat ja maapohjan kantavuus.

$$1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6.10b) \quad (3)$$

tai

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad (6.10a) \quad (4)$$

missä

K_{FI} on seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin (ks. taulukko 3)

$G_{kj,sup}$ on kaatavien pysyvien kuormien ominaisarvo

$G_{kj,inf}$ on vakauttavien pysyvien kuormien ominaisarvo

$Q_{k,1}$ on määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{0,i}$ on ei-määräävien muuttuvien kuormien yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ on ei-määräävien muuttuvien kuormien ominaisarvo

Koska opinnäytetyössä käsiteltävään kellarinseinään ei kohdistu edullisia kuormia, voidaan kaavat johtaa kaavassa (5) esitettyyn muotoon.

$$\max \begin{cases} 1,15K_{FI}G_k + 1,5K_{FI}Q_{k,i} + 1,5K_{FI} \sum \psi_{0,i}Q_{k,i} \\ 1,35K_{FI}G_k \end{cases} \quad (5)$$

Murtorajatilamitoituksessa kuorma- ja materiaaliosavarmuusluvuilla lisätään niiden nimen mukaisesti varmuutta laskelmiin, mutta tämä varmuus on sama kaikille rakenteille (Nykyri, 2013, s. 21). Koska esimerkiksi varaston ja kerrostalon rakenteiden pettäminen aiheuttaa vakavuudeltaan hyvin erilaiset seuraukset, mitoituksessa on osavarmuuslukujen lisäksi käytössä seuraamusluokasta riippuva, kuormitusyhdistelmissä esiintyvä kuormakerroin K_{FI} . Taulukossa 3 on esitetty eri seuraamusluokat ja niille määritellyt kuormakertoimet.

Taulukko 3. Seuraamusluokat ja kuormakertoimet (Nykyri, 2013, s. 21).

Seuraamusluokka	Seuraamus	Kuormakerroin K_{FI}
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetyksen tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	$K_{FI} = 1,1$
CC2	Keskisuuret seuraamukset	$K_{FI} = 1,0$
CC1	Vähäiset seuraamukset	$K_{FI} = 0,9$

Kuormien yhdistelyssä ei-määräville muuttuville kuormille annetaan yhdistelykerroin ψ (RIL, 2017b, s. 32). Yhdistelykerroin on murtorajatilassa ψ_1 ja erilaisia onnettomuuskuormia sisältävässä murtorajatilassa ψ_2 tai ψ_3 . Taulukko yhdistelykertoimista löytyy liitteestä 1.

4.6.5 Kuormien yhdistely käyttörajatilassa

Käyttörajatilassa on kolme vaihtoehtoa kuormayhdistelmälle ja näistä valitaan käyttökelpoisuusvaatimuksiltaan ja toimivuuskriteereiltään sopivin (Nykyri, 2013, s. 28–29). Vaihtoehtoja ovat ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä ja pitkäaikaisyhdistelmä. Kellarinseinän mitoituksessa käytetään ominaiskuormayhdistelmää palautumattomille rajatiloille, kuten halkeaman muodostumisrajatila. Pitkäaikaista yhdistelmää käytetään halkeamaleveystarkastelussa ja taipumatarkastelussa. Ominaiskuormien yhdistely voidaan tehdä kaavan (6) mukaisesti ja pitkäaikaiskuormien yhdistely kaavan (7) mukaisesti (RIL, 2017b, s. 44). Yhdistelykerroimen valintaan tulee kiinnittää erityistä huomiota. Taulukossa 4 on koostettu eri kuormayhdistelmissä käytettävät yhdistelykertoimet.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

missä

$G_{k,j}$ on pysyvien kuormien ominaisarvo

P on esijännitysvoima

$Q_{k,1}$ on määrävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{0,i}$ on yhdistelykerroin ei-määräville muuttuville kuormille (ks. taulukko 4 ja liite 1)

$Q_{k,i}$ on ei-määräviin muuttuvien kuormien ominaisarvo

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

missä

$\psi_{2,i}$ on yhdistelykerroin (ks. taulukko 4 ja liite 1)

Taulukko 4. Yhdistelykertoimen valinta (Nykyri, 2013, s. 29).

	Pysyvä	1. muuttuva	Muut muuttuvat
Ominaisyhdistelmä	1,0	1,0	ψ_0
Tavallinen yhdistelmä	1,0	ψ_1	ψ_2
Pitkäaikainen yhdistelmä	1,0	ψ_2	ψ_2

4.7 Mitoituksen kulku

Nykyri (2013, s. 90) erittelee palkin suunnittelussa viisi vaihetta, joita voidaan soveltaa myös laatan suunnittelussa (Nykyri, 2015, s. 11):

1. Lähtötietojen määrittely
 - Rakennemallin määrittely (tuenta- ja kuormitustapa)
 - Kuormien ja kuormitusyhdistelmien määrittely
 - Rasitusluokan määrittely
2. Alustava suunnittelu
 - Alustavat poikkileikkausmitat
 - Alustavat voimasuureet
3. Mitoitus; määritetään
 - poikkileikkausmitat
 - materiaalien lujuusluokat
 - raudoituksen määrä ja sijainti
4. Mitoitus murtorajatilassa
 - Taivutusrasitus
 - Leikkausrasitus
 - Vääntörasitus
 - Raudoituksen ankkurointi
5. Mitoitus käyttörajatilassa
 - Halkeamaleveys

- Taipuma
- Raudoituksen jännitys
- Betonin jännitys

Tämän työn mitoitusohjeistuksessa sovelletaan edeltävää ohjetta poiketen ohjeesta siltä osin kuin laatan mitoitus ja palkin mitoitus eriävät toisistaan ja maanpaineseinän erityispiirteiden osalta. Mitoittavista suureista käsitellään vain oleellimmat.

5 MAANPAINESEINÄN MITOITUSPROSESSI

Tässä työssä esitettävä mitoitusprosessi on havainnollistettu vuokaaviona kuvassa 7. Prosessi aloitetaan projektin lähtötiedosta. Tässä vaiheessa koostetaan rakennemalli ja laskeaan kuormat ja kuormitusyhdistelmät sekä määritetään rakenteen/rakennuksen käyttöikä, rasitusluokka ja käytettävät materiaalit.

Kellarinseinän mitoituksessa suoritetaan useampia rajatilatarkasteluja ja näiden läpikäyminen käsinlaskennassa on suhteellisen työlästä. Työn teoriaosuudessa on kartoitettu kellarinseinään vaikuttavia voimasuureita lopputulemana, että laattarakenteelle taipuma on todennäköisesti määräävä suure ja pilarille puristus. Koska taipuman mitoitukseen päästään vasta useamman työvaiheen jälkeen, on perusteltua aloittaa prosessi määrittämällä alustavasti seinän betonipoikkileikkaus ja raudoituksen määrät ja suorittamalla näiden avulla suuntaa antava taipumatarkastelu.

Suuntaa antava taipumatarkastelu tehdään suhteen l/d avulla, jolloin nähdään, täytyykö valintoihin tehdä muutoksia. Omia valintoja voi optimoida esimerkiksi taulukkolaskentasovelluksen avulla. Tämä onnistuu yksinkertaisilla yhtälöillä hyödyntämällä viittauksia soluihin, joihin syötetään mittatiedot. Kuvassa 6 on esitetty esimerkki tällaisen taulukkolaskelman mahdollisesta sisällöstä.

Jos suuntaa antavan taipumatarkastelun mukaan rakenteen poikkileikkaus ja raudoitus eivät ole riittäviä, muutetaan edellisessä vaiheessa tehtyjä valintoja ja tehdään tarkastelu uudelleen. Jos mitat ovat riittäviä, edetään seuraavaan vaiheeseen, eli puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutukseen. Tarkastelun lopuksi saadaan puristuksen vaatima raudoituksen minimipoikkileikkaus.

Tässä vaiheessa on hyvä hetki miettiä raudoituksen ja seinän paksuuden optimointia. Jos päädytään tekemään muutoksia alustaviin valintoihin, tulee tarkastelut tehdä uudelleen. Myös betonipeitteen nimellisarvo ja teholliset korkeudet lasketaan uudelleen.

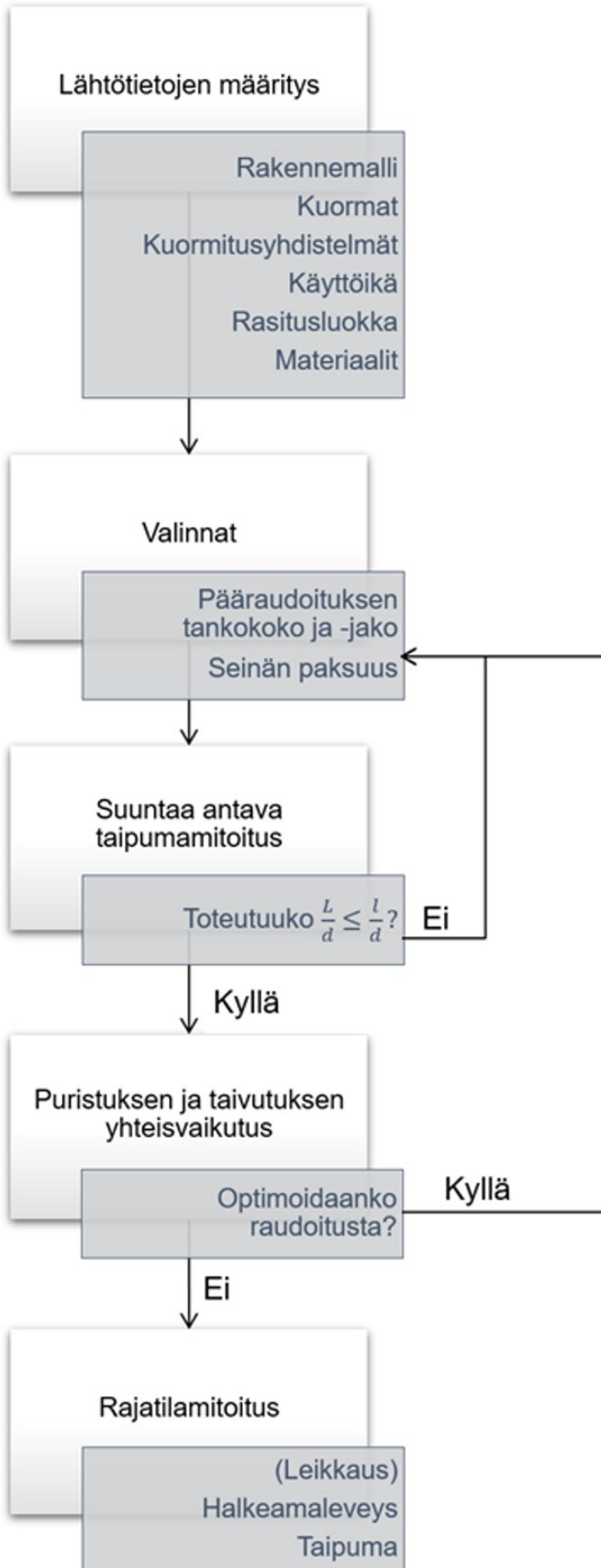
Taivutus- ja leikkaustarkasteluissa seinää käsitellään laatan tavoin ja laatalle murtorajatilat eivät todennäköisesti tule mitoittaviksi suureiksi. Taivutusta käsitellään myöhemmin puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutustarkastelussa ja koska leikkausvoima on laatalle

suhteellisen pieni, tätä ei käsinlaskennassa ole täysin välttämätöntä käydä läpi. Perinpohjaisuutta toki suositaan ja suunnittelijalla on vastuu rakenteen kestävydestä.

Lopuksi määritetään rakenteen halkeamaleveys, sillä haljenneessa tilassa rakenteen taiputusjäykkyys on pienempi kuin ehjässä. Tämän tiedon pohjalta voidaan laskea vielä taipuma tarkemmalla menetelmällä. Jos kaikki rajatilamitoituksen mitoitusehdot toteutuvat, rakenne on kestävä.

	A	B	C
1	Poikkileikkausmitat		
2	Valitaan h	300	mm
3	Betonin poikkileikkaus (1 m)	300000	mm ²
4			
5	Materiaalien lujuusluokat		
6	Betonin lujuusluokka C	30	/37
7	Rauditus B	500	A
8			
9	Rauditus		
10	Valitaan:		
11	Pääteräksen tankokoko	20	mm
12	Pääteräksen tankojako	200	mm
13	Pääterästen kokonaisala seinämetrillä	3140	mm ²
14	Jakoteräksen tankokoko	20	mm
15	Jakoteräksen tankojako	200	mm
16	Jakoterästen kokonaisala seinämetrillä	3140	mm ²
17	Rajoitukset:		
18	Pääraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäispinta-ala	600	mm ²
19	Pääraudoituksen poikkileikkauksen enimmäispinta-ala	18000	mm ²
20	Pääraudoituksen maksimiväli	900	mm tai
21	Jakoraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäispinta-ala	300	mm tai
22	Jakoraudoituksen maksimiväli	400	mm
23			
24	Betonipeite		
25		20	mm
26	c _{min} = max	25	mm
27		10	mm
28	c_{nom}	35	mm
29			
30	Tehollinen korkeus		
31	d =	232	mm
32			
33	Suuntaa-antava taipumamitoitus		
34	Vetoraudoituksen rauditussuhde ρ	0,00523333	
35	Rauditussuhteen vertailuarvo ρ_0	0,00547723	
36	Puristusraudoitussuhde	0,00523333	
37	Jos $\rho > \rho_0$, niin l/d on	15,6789809	
38	l/d	12,9310345	
39	Mitoitusehto: $l/d < l/d$		

Kuva 6. Esimerkki valintojen optimoinnista taulukkolaskentasovelluksella



Kuva 7. Vuokaavio mitoitussuunnittelun etenemisestä

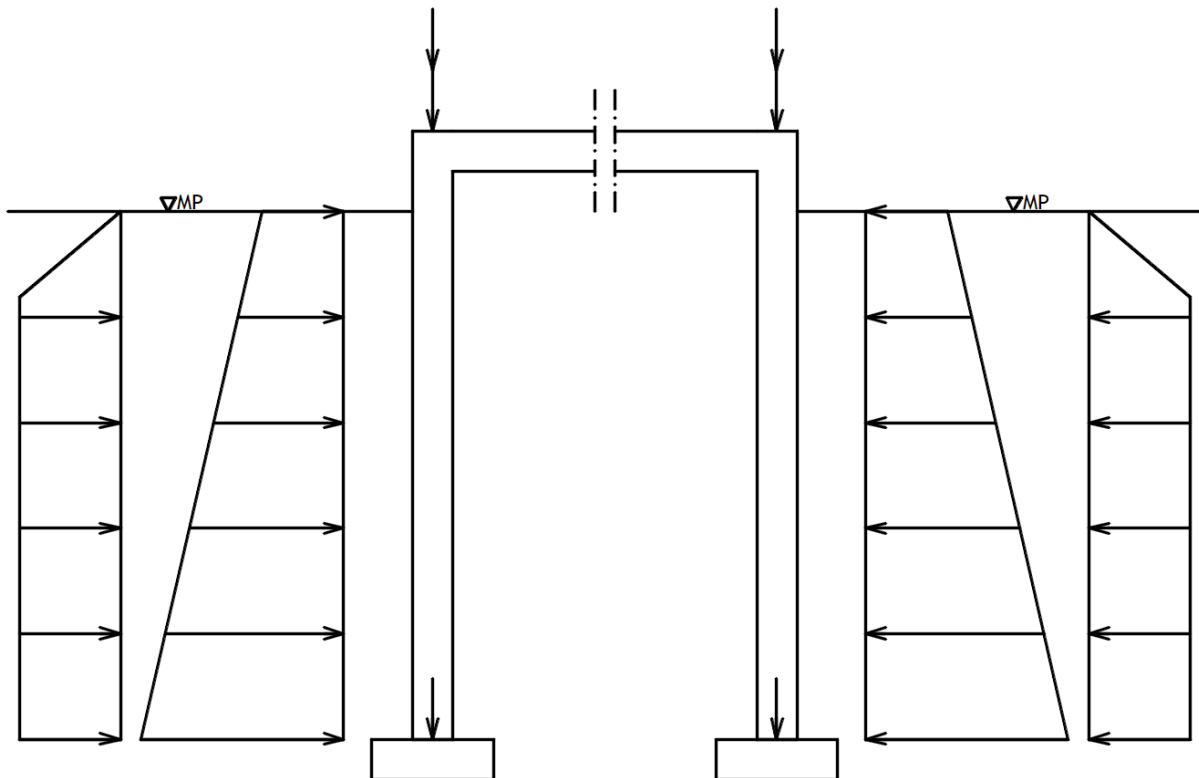
6 KELLARINSEINÄN SUUNNITTELU

6.1 Lähtötiedot

6.1.1 Rakennemalli: Tuenta- ja kuormitustapa

Seinien päiden tuenta voi olla niveellinen tai jäykkä, mutta yleensä tuenta oletetaan suunnittelussa nivelelliseksi (Nykyri, 2015, s. 157, 9). Työssä tarkasteltavan seinän tuennat ovat nivelellisiä.

Maanpaineseinään kohdistuu pystykuormina yläpuolisilta rakenteilta tulevat pysyvä ja muuttuva kuorma ja seinän omapaino, vaakakuormaksi muuttuva pintakuorma lepopaineen muodossa ja maan tiivistyksestä aiheutuva maanpaineenlisäys. Koska kellarin seinät muodostavat symmetrisen, kuvan 8 mukaisen rakenteen, vastakkaiset vaakakuormat kumoavat toisensa eikä kaatumistarkastelu ole tarpeen.



Kuva 8. Kellarinseinän mitoituksessa huomioitavat kuormat ja esitys vaakakuormien toisensa kumoavasta vaikutuksesta.

6.1.2 Kuormien määritys

Lepopaineen laskemista varten tarvitaan maa-aineksen tilavuuspaino, joka määritetään kaavojen (8), (9) ja (10) kautta (Jääskeläinen, 2011, s. 48–50). Lopullinen, mitoittava tilavuuspaino (γ_d) on maan märkätilavuuspaino (γ_{sat}).

$$n = \frac{V_h}{V} \quad (8)$$

missä

- n on huokoisuus
- V_h on huokostilavuus
- V on koko näytteen tilavuus

$$\gamma_d = (1 - n)\gamma_s \quad (9)$$

missä

- γ_d on kuivatilavuuspaino
- n on huokoisuus
- γ_s on kivirakeiden tilavuuspaino 26,5 kN/m³

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w \quad (10)$$

missä

- γ_{sat} on märkätilavuuspaino
- γ_d on kuivatilavuuspaino
- n on huokoisuus
- γ_w on veden tilavuuspaino 10 kN/m³

Lepopaine määritetään kaavalla (11) (Jääskeläinen, 2011, s. 174). Kaavassa esitetään useampi mahdollinen tapa lepopaineen laskuun riippuen käytettävissä olevista lähtöarvoista. Käytännössä kuitenkin periaate on aina sama: syvyydellä z vallitseva pystyjännitys σ_z kerrotaan lepopaineen maanpaineluvulla. Mitoitusta varten lasketaan lepopaine maanpinnan tasossa ja seinän alapinnan tasossa. Nämä muodostavat lineaarisesti muuttuvan kuorman.

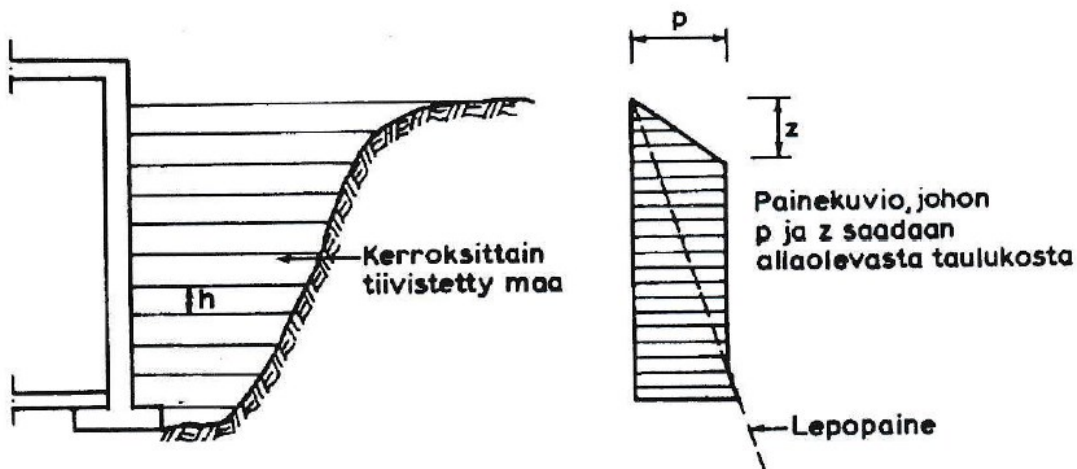
$$p_0 = K_0 \times \sigma_z = K_0 \times (\gamma z + q) = (1 - \sin\varphi) \times (\gamma z + q) \quad (11)$$

missä

- p_0 on lepopaine [kN/m²]
 K_0 on lepopaineen maanpaineluku
 σ_z n syvyydessä z vaikuttava pystyjännitys
 γ on maan tilavuuspaino [kN/m³]
 z on etäisyys maanpinnasta [m]
 q on pystysuuntainen pintakuorma [kN/m²]
 φ on maalajin leikkauskestävyysskulma

Edellä esitetty kaava on tarkoitettu tapauksiin, joissa maanpinta maanpaineeseen vieressä on vaakasuuntainen. Tapauksille, joissa maanpinta viettää seinästä ylöspäin, on määritetty oma kaavansa (RIL, 2017a, s. 164). Tätä ei käsitellä, sillä nykykäytännön mukaisesti maanpinnan tulee viettää aina rakennuksesta poispäin.

Maan tiivistyksen aiheuttama paine lasketaan kuvan 9 ja taulukon 5 avulla.

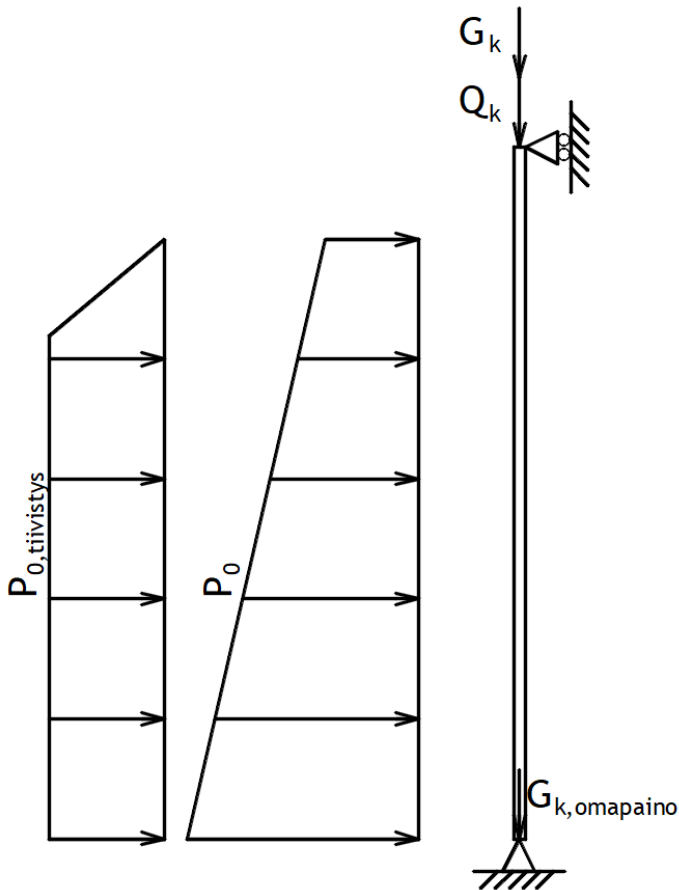


Kuva 9. Tiivistyksen maahan aiheuttama paine (Jääskeläinen, 2011, s. 191).

Taulukko 5. Tiivistyksen maahan aiheuttama paine (Jääskeläinen, 2011, s. 191).

Tiivistyskone	Tiivistykertojen määrä	Kerrospaksuus h [m]	z [m]	p [kPa]
Tärylevy, 100 kg	4	0,20	0,3	12
Tärylevy, 400 kg	4	0,35	0,5	16
Täryjyvä, 3000 kg	6	0,40	0,5	19

Tähän mennessä tuotettujen tietojen pohjalta voidaan piirtää tilanteesta kuvan 10 mukainen staattinen malli. Tässä P_0 on lepopaine ja $P_{0,tiivistys}$ kuvaa tiivistyksen aiheuttamaa painetta. G_k ja Q_k ovat yläpuolisten rakenteiden seinään kohdistamat pysyvä ja muuttuva kuorma.



Kuva 10. Kellarinseinän staattinen malli

6.1.3 Kuormitusyhdistelmät

Kun rakennetta rasittavat kuormat ovat selvillä, lasketaan kuormayhdistelyn avulla rakenteeseen kohdistuvat suurimmat rasitukset ja niiden sijainnit. Käsitellään vaaka- ja pystykuormat erikseen.

Määrävä kuormayhdistelmä rakenteen kestävyydelle murtorajatilassa (STR, sarja A1) lasketaan kaavan (12) avulla.

$$\max \left\{ \begin{array}{l} 1,15K_{FI}G_k + 1,5K_{FI}Q_{k,i} + 1,5K_{FI} \sum \psi_{0,i}Q_{k,i} \\ 1,35K_{FI}G_k \end{array} \right. \quad (12)$$

missä

K_{FI} on seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin (ks. taulukko 3)

G_k on pysyvän kuorman ominaisarvo

Q_k on muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{0,i}$ on ei-määrävien muuttuvien kuormien yhdistelykerroin (ks. liite 1)

Vastaavasti käyttörajatilassa määräävät kuormitusyhdistelmät saadaan ominaiskuormayhdistelmälle kaavasta (13) ja pitkäaikaiskuormayhdistelmälle kaavasta (14).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (13)$$

missä

$G_{k,j}$ on pysyvien kuormien ominaisarvo

P on esijännitysvoima

$Q_{k,1}$ on määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{0,i}$ on yhdistelykerroin ei-määräville muuttuville kuormille (ks. taulukko 4 ja liite 1)

$Q_{k,i}$ on ei-määräävien muuttuvien kuormien ominaisarvo

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (14)$$

missä

$\psi_{2,i}$ on yhdistelykerroin (ks. taulukko 4 ja liite 1)

6.1.4 Käyttöikä, rasitusluokka ja raudoitus

Rakenteelle tai rakennukselle on määriteltävä suunniteltu käyttöikä, joka pysyville rakennuksille ja rakenteille, kuten kellarinseinille, on yleensä 50 vuotta (RIL, 2017b, s. 27). Suunniteltu käyttöikä voi olla myös 100 vuotta, mutta tätä käytetään yleensä vain merkittäville rakennuksille, silloille ja muille maa- ja vesirakennuskohteille. Taulukossa 6 on esitetty perustusten ja kokonaisen rakennuksen tyypillisiä suunnittelukäyttöikäiä.

Taulukko 6. Tyypillisiä suunnittelukäyttöikäiä (Nykyri, 2013, s. 60).

	Asuinrakennus, normaali-taso	Asuinrakennus, PLUS-taso	Toimistorakennus	Monumentaalinen rakennus	Pysäköintitalo, kylmä rakenne
Rakennus	50 vuotta	100 vuotta	50 vuotta	200 vuotta	50 vuotta
Perustukset	100 vuotta	100 vuotta (200 v.)	100 vuotta	200 vuotta	100 vuotta

Ympäristön betonirakennetta heikentävät vaikutukset ilmaistaan rasitusluokkina, jotka määrittävät betonin vähimmäislujuusluokan ja ympäristöolosuhteista johtuvan betonipeitteen vähimmäisarvon (Nykyri, 2013, s. 61–63). Betonirakenteiden rasitusluokat on jaettu kuuteen ryhmään, joista kellarinseinä voi kuulua rasitusluokkayhdistelmiin XC3,4–XF1 tai XC3,4–XD1–

XF2. Yhdistelmään XC3,4–XF1 kuuluvat ulkona olevat pystyrakenteet, joista osa voi olla sateelta suojattu ja osa sateelle alttiina. Yhdistelmässä XC3,4–XD1–XF2 huomioidaan edellä mainittujen ehtojen lisäksi rakenteeseen kohdistuva lievä pakkassuolarasitus, jossa jäänsulatussuolaa voi lentää rakenteeseen ilmavirran mukana.

Kellarinseinälle mahdollisia rasitusluokkia on eritelty tarkemmin taulukossa 7, jossa on listattu myös kullekin luokalle betonin vähimmäislujuusluokka. Vähimmäislujuusluokkaa määrittäessä tulee huomioida myös rakenteen sijainti ja esimerkiksi halli- ja teollisuusrakennuksen ulkopuoliset pystyrakenteet vaativat lujuusluokan C35/45 myös rasitusluokissa XC3 ja XC4 (Punkki, 2017, s. 61). Yhdistelmässä XC3,4–XD1–XF2 suunnittelijan tulee määrittää lisäksi vesi-sementtisuhteen enimmäisarvo. Tämä määrittäminen rajataan työn ulkopuolelle.

Taulukko 7. Kellarinseinälle mahdollisia ympäristöolosuhteisiin liittyviä rasitusluokkia (RIL, 2011, s. 26) ja näihin liittyvät betonin vähimmäislujuusluokat (Nykyri, 2013, s. 63).

Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio			
XC2	Ympäristö: märkä, harvoin kuiva	Betoni, joka on pitkään kosketuksissa veteen. Useimmat perustukset.	Vähimmäislujuusluokka C25/30
XC3	Ympäristö: kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri. Ulkona oleva sateelta suojattu betoni.	Vähimmäislujuusluokka C25/30 ^{*)}
XC4	Ympäristö: märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2.	Vähimmäislujuusluokka C30/37 ^{*)}
Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio			
XD1	Ympäristö: kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille.	Vähimmäislujuusluokka C30/37
Meriveden kloridien aiheuttama korroosio			
XS1	Ympäristö: betoni on kosketuksissa ilman kuljetettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksessa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet.	Vähimmäislujuusluokka C35/40
Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä			
XF1	Ympäristö: kohtalainen vedellä kyllästymisen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat.	

^{*)} Halli- ja teollisuusrakennuksen ulkopuolisille pystyrakenteille C35/45 (Punkki, 2017, s. 61)

Raudoitus teräsbetoniseinissä on yleensä kylmämuokattua betoniterästä (B500A), sillä siitä voidaan valmistaa hitsattuja verkkoja (Nykyri, 2015, s. 11, 79). Laattojen raudoitukseen voidaan käyttää irtotankoja, verkkoja, kaistaraudoitteita tai näiden yhdistelmiä. Jos raudoitettava rakenne on säännöllisen muotoinen ja raudoitusmäärä kohtuullinen, on edullisin vaihtoehto verkkoraudoitus. Tämä ei kuitenkaan ole käytännöllinen vaihtoehto epäsäännöllisissä rakenteissa tai kun raudoitusmäärä on suuri tai sitä halutaan optimoida.

6.2 Alustava suunnittelu

6.2.1 Alustavat voimasuureet

Voimasuureiden jakaumat määritellään kaikissa kuormitusilanteissa, jotka voivat antaa määrävän vaikutuksen rakenteeseen (Nykyri, 2013, s. 84). Vaakavoimien suhteen laatan tavoin käyttäytyvällä kellarinseinällä taivutuskestävyys saavutetaan tavallisesti suhteellisen alhaisilla raudoitusmäärillä ja leikkauskestävyys riittää viivamaisella tuella leikkauskestävyyden minimiarvon perusteella (Nykyri, 2015, s. 11, 88). Siksi murtorajatila on harvoin laattamaisen rakenteen paksuuden kannalta määrävä mitoituskriteeri ja seinän paksuus määräytyykin yleensä taipumarajatilän perusteella. Paikallavaletun kellarinseinän rakenteesta ja toimintaperiaatteesta voidaan päätellä, että taivutuksen lisäksi toinen määräväksi suureeksi mahdollisesti nouseva suure on pystyvoimien aiheuttaman puristuksen ja vaakavoimien aiheuttaman taivutuksen yhteisvaikutus.

Yhteen suuntaan kantaville laatoille voimasuureet määritetään kuten palkeille (Nykyri, 2015, s. 13). Kun kuormitus on jakaantunutta kuormaa, kuten kellarinseinän tapauksessa, kohdistuu laattaan taivutusmomenttia vain pääsuunnassa. Muita laatan voimasuureita ovat leikkausvoima ja vääntömomentti (Nykyri, 2013, s. 83). Vääntömomenttia ei käsitellä tässä työssä. Leikkausvoiman ja taivutusmomentin jakaumat voidaan havainnollistaa Q- ja M-kuviolla (Nykyri, 2013, s. 84).

Suunnittelijasta riippuu, käsitelläänkö seinien voimasuureet jakautuneina suureina, kuten laatoissa vai todellisen seinänleveyden tai 1 metrin kaistan mukaan (Nykyri, 2015, s. 158). Selkeyden ja yhdenmukaisuuden vuoksi tässä työssä käsitellään seinän voimasuureet 1 metrin kaistan mukaan.

6.2.2 Alustavat poikkileikkausmitat

Betonirakenteiden mitoitus poikkeaa luonteeltaan puu- ja teräsrakenteiden mitoituksesta. Sen sijaan, että laskettaisiin rasitukset ja kestävyudet ja näiden pohjalta valittaisiin sopivan kokoinen rakenne, betonirakenteiden mitoituksessa lähdetään liikkeelle valistuneiden arvauksien pohjalta. Mitoitusprosessin edetessä selviää, olivatko alustavasti valitut rakenteen poikkileikkaus ja rauditusmäärä riittäviä ja täytyykö tai kannattaako niihin tehdä muutoksia.

Seinille ei ole määritely vähimmäispaksuutta, vaan paksuus määritellään rakenteellisen kestävyuden, palonkestävyyden ja ääneneristysvaatimusten mukaan (Nykyri, 2015, s. 156–157). Tässä työssä ei tarkastella ääneneristystä ja palonkestävyyttä. Tavallisesti kantavien seinien paksuudet ovat 120, 160, 180 ja 200 millimetriä.

Kuten aiemmin todettiin, toinen laatan mitoittava rajatila on todennäköisesti taipuma ja tästä on syytä lähteä liikkeelle poikkileikkauksen mittojen suunnittelussa, sillä taipumaa voidaan rajoittaa pienentämällä jännemittan ja korkeuden, eli seinän paksuuden suhdetta (Nykyri, 2013, s. 224). Kun tiedetään seinään kohdistuvan maanpaineen olevan huomattava, on perusteltua valita paksuudeksi riittävän järeä arvo. Tavallisen laatan paksuuden määrittämiseen Perälä (2014, s. 71) esittää kaavan (15).

$$\frac{L}{h} = 20 \dots 50 \tag{15}$$

missä

L on laatan pidempi sivumitta

h on laatan paksuus

Yhteen suuntaan kantava laatta ja yhteen suuntaan kantava palkki erotetaan niiden poikkileikkauksen korkeuden ja leveyden suhteen perusteella. Eurokoodi luokittelee laataksi rakenteen, jossa leveys/korkeus ≥ 5 (Nykyri, 2015, s. 9).

Laatan jännemittana L käytetään tukipintojen keskikohtien väliä (RIL, 2011, s. 31). Vapaasti tuettuna rakenteena kellarinseinän tehollinen jännemitta L_{eff} on sama kuin jännemitta L (Nykyri, 2013, s. 83).

6.2.3 Alustava raudoituksen määrä ja sijainti

Koska kellarinseinä mitoitetaan sekä laatan että pilarin periaatteiden mukaisesti aina käsiteltävän rasisuuteen mukaan, huomioidaan raudoituksen suunnittelussa molempia koskevat ohjeistukset seiniä koskevan ohjeistuksen lisäksi.

Seinien raudoitukset sijoitetaan molempiin pintoihin betonipeitekerroksen etäisyydelle pinnasta siten, että raudoitusta on vaak- ja pystysuunnassa ja pääraudoitus on sijoitettu vaakaraudoituksen sisäpuolelle (Nykyri, 2015, s. 160). Tavallisiin seiniin riittää yleensä ohjeiden mukainen minimiraudoitus. Kellarinseinää kuitenkin rasittaa tavallisista seinistä poiketen huomattava vaakakuormitus.

Laattojen raudoitus sijoitetaan lähelle vedettyä pintaa taivutusmomentin mukaisesti kahteen eri suuntaan (Nykyri, 2013, s. 54–55). Raudoitus tehdään tavallisesti 6–12 millimetrin tangoilta joko irtotangoista tai hitsatuista raudoitusverkoista. Pääraudoitukseen nähden ristiin asennetaan jakoraudoitus, jonka määrä laatan raudoituksessa on oltava vähintään 20 prosenttia pääraudoituksesta (Nykyri, 2015, s. 81).

Pilareita rasittaa pääasiallisesti puristava normaalivoima, mikä löytyy myös kellarinseinän rasisuureista ja puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutuksen mitoituksessa sovelletaan pilareiden suunnitteluohjeita tältä osin. Pilarit raudoitetaan nurkkiin sijoitettavilla päätangoilla ja haoilla, jotka estävät päätankojen nurjahtamisen ja pilarin pituussuuntaisen halkeilun (Nykyri, 2013, s. 56). Päätangot ovat tavallisesti 16–32 millimetriä ja haat 6, 8 tai 10 millimetriä.

Näiden ohjeistusten pohjalta on perusteltua sijoittaa seinän molempiin ”pintoihin” ristikkäiset raudoitukset tai teräsverkot siten, että pystyteräksset ovat vaakaterästen sisäpuolella. Pää- ja jakoterästen lisäksi seinän mitoitukseen kuuluvat ankkuroinnit ja tartunnat viereisiin rakenteisiin sekä raudoituksen jatkosten suunnittelu, mutta nämä on rajattu työn ulkopuolelle.

Pystyraudoitus on yleensä seinien pääraudoitus ja se pyritään sijoittamaan vaakaraudoituksen sisäpuolelle, sillä se vähentää poikittaisraudoituksen tarvetta (Nykyri, 2015, s. 160). Nykyri (2015, s. 160–161) esittää pystyraudoituksen vähimmäispinta-alaksi, enimmäispinta-alaksi ja maksimitankoväliksi kaavat (16), (17) ja (18) ja vähimmäisraudoituksen vähimmäispinta-alaksi ja tankovälin enimmäisarvoksi kaavat (19) ja (20). Pääraudoituksessa on syytä huomioida myös limityskohtien alueella ehto $A_{s,max} = 0,12A_c$ (Perälä, 2022, s. 131).

$$A_{s,vmin} = 0,002A_c \quad (16)$$

missä

$A_{s,vmin}$ on rakenteen poikkileikkauksen raudoituksen vähimmäispinta-ala

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

$$A_{s,vmax} = 0,06A_c \quad (17)$$

missä

$A_{s,vmin}$ on rakenteen poikkileikkauksen raudoituksen enimmäispinta-ala

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

$$s_{vmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (18)$$

missä

s_{vmax} on pystytankojen maksimiväli

h on seinän paksuus

$$A_{s,hmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001A_c \\ 0,25A_{s,v} \end{array} \right. \quad (19)$$

missä

$A_{s,hmin}$ on vaakaraudoituksen vähimmäispinta-ala yhdessä reunassa

$A_{s,v}$ on pystyraudoituksen pinta-ala

$$s_{h,max} = 400 \text{ mm} \quad (20)$$

missä

$s_{h,max}$ on vaakaraudoituksen maksimiväli

Taivutusraudoituksen tankojen maksimiväliä rajoittaa ehto $k \leq s_{max,slab}$, missä $s_{max,slab}$ on raudoitustankojen väleille annettu maksimiarvo (Nykyri, 2015, s. 81). Nämä arvot on esitetty taulukossa 8. Maksimiväleille on annettu kaksi arvoa, joista toinen riippuu laatan paksuudesta (h) ja toinen on vakioarvo. Näistä pienempi on määräävä. Lisäksi eurokoodi antaa joi-tain kansallisen liitteen arvoista poikkeavia suosituksia, jotka on taulukossa esitetty suluisa.

Taulukko 8. Taivutusraudoituksen tankovälien maksimiarvot $s_{\max, \text{slab}}$ (Nykyri, 2015, s. 81).

	Pääraudoitus	Jakoraudoitus
Maksimimomentin ja pistekuormien alueet	2h 250 mm	3h 400 mm
Muut alueet	3h 400 mm	4h (3,5h) 600 mm (450 mm)

Raudoitukselle annetaan myös minimitankovälit kaavassa (21) (by201, 2018, s. 73). Kaavassa esiintyy yhtenä tekijänä runkoaineen maksimiraekoko, joka on tavallisesti 8, 12, 16 tai 32 millimetriä. Näistä valitaan mahdollisimman suuri raekoko. Koon valintaan voi vaikuttaa esimerkiksi hyvin tiheä raudoitus tai kohteen muoto. Tyypillisesti kantavissa rakenteissa maksimiraekoko on kolmasosa rakenteen paksuudesta.

$$a_{\min} = \max \begin{cases} \phi \\ d_g + 3 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (21)$$

missä

a_{\min} on raudoituksen minimitankoväli

d_g on runkoaineen maksimiraekoko

Hyvään alkuun raudoituksen määrän arvioinnissa päästään hyödyntäen luvun alussa annettuja tyypillisiä tankokokoja eri rakenteille ja soveltaen seinän raudoitukseen annettuja kaavoja. Maanpaineseinään kohdistuu tavallista isompi kuormitus, joten raudoitus kannattaa suunnitella riittävän järeäksi alusta lähtien. Raudoituksen laskennassa helpottaa taulukko 9, jossa on esitetty teräspinta-ala poikkileikkausmetriä kohti käyttäen eri tankovälejä ja tankokokoja.

Taulukko 9. Teräspinta-ala poikkileikkausmetriä kohti [mm^2/m] riippuen tankokoosta T ja tankovälistä k (Perälä, 2014).

T\k	50	100	150	200	250	300	350	400	500	600
T 6	566	283	189	141	113	94	81	71	57	47
T 8	1006	502	335	252	201	168	144	126	101	84
T 10	1590	785	523	393	314	262	224	196	159	131
T 12	2260	1130	753	565	452	377	323	283	226	188
T 16	4020	2010	1340	1005	804	670	574	502	402	335
T 20	6280	3140	2093	1570	1256	1047	900	785	628	523
T 25	9820	4910	3273	2455	1964	1637	1430	1228	982	818
T 32	16080	8040	5360	4020	3216	2680	2300	2010	1608	1340

6.3 Mitoitus

6.3.1 Materiaaliominaisuuksia

Betonin lujuusluokkaa merkitään yhdistelmällä $C_{f_{ck}/f_{ck,cube}}$, missä f_c on betonin lieriölujuuden ja $f_{ck,cube}$ kuutiolujuuden ominaisarvo (Nykyri, 2013, s. 35). Betonin lujuusluokat on listattu taulukossa 10.

Taulukko 10. Betonin lujuusluokat (Nykyri, 2013, s. 35).

Lujuusluokka	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50
Lujuusluokka	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} (MPa)	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	55	60	67	75	85	95	105

Mitoituksessa esiintyviä betonin lujuusarvoja ovat keskimääräinen puristuslujuus (f_{cm}), puristuslujuuden mitoitusarvo (f_{cd}), keskimääräinen vetolujuus (f_{ctm}), vetolujuuden ominaisarvo ($f_{ctk,0,05}$), vetolujuuden mitoitusarvo (f_{ctd}) ja lyhyen ajan kimmomoduuli (E_{cm}). Nykyrin (2013, s. 35–37, 43) laskentaohjeet näille on esitetty alla kaavoina (22)–(27).

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (22)$$

missä

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus

f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (23)$$

missä

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

α_{cc} on betonin puristuslujuuskerroin; Suomessa vakio 0,85

γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku; perustapauksissa 1,50

$$f_{ctm} = 0,30 \text{ MPa} \times \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (24)$$

missä

f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus lujuusluokan perusteella, kun $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm} \quad (25)$$

missä

$f_{ctk,0,05}$ on betonin ominaislujuuden 5 % alaraja-arvo

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (26)$$

missä

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo

α_{ct} on betonin vetolujuuskerroin; Suomessa 1,00

$$E_{cm} = 22GPa \left(\frac{f_{cm}}{10MPa} \right)^{0,3} \quad (27)$$

missä

E_{cm} on lyhyen ajan kimmomoduuli

Betoniteräkset ovat joko kuumavalssattuja tai kylmämuokattuja betonin raudoitukseen tarkoitettuja tankoja (Nykyri, 2013, s. 48). Raudoitus teräsbetoniseinissä on yleensä kylmämuokattua betoniterästä (B500A), sillä siitä voidaan valmistaa hitsattuja verkkoja (Nykyri, 2015, s. 11). Teräksen nimessä esiintyvä numero on sen myötölujuuden ominaisarvo f_{yk} ; esimerkiksi B500A-teräksellä $f_{yk} = 500$ MPa (Nykyri, 2013, s. 50). Betoniteräksen kimmokerroin $E_s = 200$ GPa. Kaavassa (28) esitetään kaava raudoituksen mitoituslujuuden laskemiseen.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (28)$$

missä

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus

γ_s on teräksen materiaaliosavarmuusluku; perustapauksissa 1,15

6.3.2 Betonipeitteen nimellisarvo ja poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Kun tiedossa on seinän poikkileikkausmitat ja pääraudoituksen koko, voidaan tässä vaiheessa laskea betonipeitteen nimellisarvo (c_{nom}) ja tehollinen korkeus (d). Betonipeitteen nimellisarvoa varten määritetään ensin betonipeitteen minimipaksuus kaavalla (29) ja sen jälkeen minimipaksuuteen lisätään paikallavalettavalle rakenteelle mittapoikkeama 10 millimetriä (Nykyri, 2013, s. 64). Koska seinässä ei käytetä hakoja, pelkistyy $c_{min,b}$ pääteräksen läpimitaksi.

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{pääteräs} - \phi_{haka} \\ \phi_{haka} \end{array} \right. \\ c_{min,dur} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (29)$$

missä

c_{min} on betonipeitteen minimipaksuus

$c_{min,b}$ on tartunnan vaatima betonipeitteen minimipaksuus

$c_{min,dur}$ on raudoituksen säilyvyysvaatimus; määritetään taulukosta (liite 2)

Betonipeitteen nimellisarvolle on lisäksi annettu minimivaatimuksia riippuen rakenteen sijainnista, rasitusluokasta ja suunnitellusta käyttöiästä (Punkki, 2017, s. 55, 61). Asuinrakennuksen perustuksissa vaihteluväli on 20–45 millimetriä ja halli- ja teollisuusrakennuksilla 30–40 millimetriä.

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus (d) lasketaan kaavalla (30), kun pääteräkset on sijoitettu vaakaterästen sisäpuolelle.

$$d_1 = h - c_{nom} - 1,1\phi_{PT} - \frac{1,1\phi_{PT}}{2} \quad (30)$$

missä

ϕ_{PT} on pääteräksen halkaisija

Kun poikkileikkauksessa on myös puristusraudoitus, lasketaan d_2 kaavalla (31), kun pääteräkset on edelleen sijoitettu vaakaterästen sisäpuolelle.

$$d_2 = c_{nom} + 1,1\phi_{JT} + \frac{1,1\phi_{JT}}{2} \quad (31)$$

missä

ϕ_{JT} on jakoteräksen halkaisija

6.3.3 Suuntaa antava taipumamitoitus (KRT)

L/d ja l/d ovat kaksi eri suhdetta, joita ei tule sekoittaa keskenään. L/d on todellinen seinän korkeuden ja tehollisen korkeuden suhde ja l/d on seuraavaksi laskettava suhde (Nykyri, 2013, s. 224–225, 89). Näiden mitoitusehto taipumalle on $\frac{L}{d} \leq \frac{l}{d}$. Lähdekirjallisuudesta poiketen tässä työssä käytetään selkeyden vuoksi todellisen jännevälin ja tehollisen korkeuden suhteesta merkintää L/d ja taipumatarkastelussa laskettavasta suhteesta merkintää l/d .

Aloitetaan laskeminen suhteesta l/d , joka on riippuvainen vetoraidoituksen raudoitussuhteesta (ρ) ja sen vertailuarvosta (ρ_0). Nämä voidaan ratkaista kaavoilla (32) ja (33).

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (32)$$

missä

ρ on vetoraidoituksen raudoitussuhde

A_s on laatan taivutusraudoitusala poikkileikkauksen leveysyksikköä kohti

$$\rho_0 = \frac{\sqrt{f_{ck}/MPa}}{1000} \quad (33)$$

missä

ρ_0 on raudoitussuhteen vertailuarvo

f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo

Seuraavaksi käytettävä kaava riippuu raudoitussuhteen ja sen vertailuarvon suhteesta toisiinsa. Jos $\rho \leq \rho_0$, käytetään kaavaa (34) ja jos $\rho > \rho_0$, käytetään kaavaa (35).

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \frac{\rho_0}{\rho}} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2}} \right] \quad (34)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'}} + \frac{1}{12} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad (35)$$

missä

K on rakennejärjestelmän huomioiva kerroin (taulukko 11); vapaasti tuetulle kellarinseinälle $K=0,8$

$\rho' = \frac{A_{s2}}{bd}$ on puristusraudoitussuhde

Puristusraudoitussuhteen kaavassa esiintyvä A_{s2} viittaa puristusraudoituksen poikkipinta-alaan.

Taulukko 11. Rakennejärjestelmän huomioiva kerroin K ja suhteen l/d arvoja betonin eri lujuuksille ja raudoitussuhteille (Nykyri, 2013, s. 225).

Rakennejärjestelmä	K	l/d					
		$\rho = 1,5 \%$			$\rho = 0,5 \%$		
		C30	C40	C50	C30	C40	C50
Vapaasti tuettu palkki	0,8	11	12	13	16	18	26
Jatkuvan palkin reunakenttä	1,0	14	15	16	20	23	32
Jatkuvan palkin keskikenttä	1,2	17	18	19	24	28	38
Uloke	0,3	4	5	5	6	7	10

Taulukossa 11 on esitetty K -kertoimen lisäksi valmiiksi laskettuja suhteen l/d arvoja betonin eri lujuuksille raudoitussuhteilla $\rho = 1,5 \%$ ja $\rho = 0,5 \%$ kun puristusraudoitus oletetaan nol-laksi.

Kun l/d on laskettu, verrataan tätä suhteeseen L/d . Jos l/d on näistä kahdesta suurempi, taipuma ei ainakaan tämän suuntaa antavan menetelmän perusteella ole liian suuri (Nykyri, 2013, s. 224). Tämä tarkistetaan vielä myöhemmin yksityiskohtaisemmillä laskelmilla käyttö-rajatilamitoituksessa.

6.3.4 Puristusrasituksen ja taivutusrasituksen yhteisvaikutus (MRT)

Puristettuna rakenteena kellarinseinän tarkasteluun sovelletaan pilarin mitoituksen periaatteita ja seinää käsitellään sauvamaisena rakenteena. Tarkastelu tehdään pilareista poiketen vain yhteen suuntaan ja tavallisille seinille on vähimmäisraudoitus useimmiten riittävä (Nykyri, 2015, s. 159).

Kellarinseinän poikkileikkausta rasittaa seinän yläpuolisilta rakenteilta tulevan kuorman aiheuttaman normaalivoiman lisäksi vaakasuuntaisen maanpaineen tuottaman taivutuksen aiheuttama puristus seinän ulommalla puolella (Nykyri, 2015, s. 102). Siksi joudutaan tarkastelemaan näiden yhteisvaikutusta. Mitoitukseen on muodostunut käytäntö laskea

poikkileikkauksen kestävyys erilaisille normaalivoiman ja taivutusmomentin yhdistelmille. Mitoitus tehdään vertaamalla näitä voimasuureita kestävyteen tai tavallisemmin käyttämällä valmiiksi laskettuja yhteisvaikutuskäyrästäjä. Tässä työssä käydään läpi mitoitus käyrästäjien avulla tavoitteena määrittää puristuksen ja taivutuksen vaatima raudoitus poikkileikkauksessa.

Keskisesti rasiitettu, puristettu teräsbetonisauva murtuu puristusjännityksen saavuttaessa puristuslujuuden, jos rakenne on lyhyt (Nykyri, 2015, s. 100). Jos rakenne on hoikka, se ottaa vastaan kuormaa jonkin verran, mutta nurjahtaa äkillisesti lyhyttä pilaria pienemmällä kuormalla. Pilarin hoikkuus siis vaikuttaa oleellisesti rakenteen toimintaan ja mitoittavan normaalkuorman on oltava pienempi kuin rakenteen nurjahduskuorma.

Käytännössä mitoittava kuorma on kuitenkin yleensä epäkeskinen sekä kuorman sijainnin että rakenteen mittaepätarkkuuksien takia (Nykyri, 2015, s. 100–101). Tällöin keskipitkä rakenne (hoikka) toimii, kuten edellä kuvattu keskisesti kuormitettu hoikka rakenne. Pitkä rakenne on kuitenkin hyvin hoikka ja rakenteeseen syntyy kriittiseen kohtaan taipuma ja sen vaikutuksesta lisämomentti, toisin sanoen 2. kertaluvun momentti, joka pienentää rakenteen murtokuormaa.

Poikkileikkauksen kestävyden mitoitus aloitetaan selvittämällä rakenteen hoikkuus. Koska seinän pystyreunat eivät ole tuettuja, sen hoikkuus määritetään pilarin tavoin kaavalla (36) (Nykyri, 2015, s. 157). Nurjahduspituus (L_0) kellarinseinälle, joka on päistään nivelellisesti kiinnitetty sauva, on sama kuin sauvan todellinen pituus (L) ja jäyhyys säde saadaan kaavan ohjeen mukaisesti poikkileikkauksen jäyhyysmomentin (I) ja poikkileikkauksen pinta-alan avulla (Nykyri, 2015, s. 118).

$$\lambda_z = \frac{L_0}{i} \quad (36)$$

missä

λ_z on rakenteen hoikkuus z-akselin suhteen

L_0 on nurjahduspituus; päistään vapaasti tuetulla rakenteella $L_0 = L$

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ on jäyhyys säde (suorakaidepoikkileikkauksessa $i = \frac{h}{\sqrt{12}}$)

Hoikkuutta verrataan sen raja-arvoon (λ_{lim}), joka lasketaan kaavalla (37) (Nykyri, 2015, s. 123). Kaavassa esiintyvä suhteellinen normaalivoima n lasketaan mitoituskuorman (N_{Ed}) ja betonin poikkileikkauspinta-alan (A_{cd}) avulla.

$$\lambda_{lim} = 20ABC \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (37)$$

missä

$A = 0,7$ on virumasta riippuva kerroin

$B = 1,1$ on rauditusmäärästä riippuva kerroin

$C = 0,7$ on rakenteen momenttijakaumasta riippuva kerroin

$n = \frac{N_{Ed}}{A_{cd}f_{cd}}$ on suhteellinen normaalivoima

Edellä esitetyt kerrointen A, B ja C arvot ovat likiarvoja, jotka antavat varmallalla puolella olevan arvon (Nykyri, 2015, s. 123). Näille voi halutessaan laskea tarkat arvot eurokoodista löytyvillä tarkoilla laskukaavoilla.

Jos hoikkuusluku (λ) on pienempi kuin raja-arvo (λ_{lim}), ei kyseessä ole hoikka rakenne eikä mitoituksessa tarvita lisämomenttia. Jos rakenne on hoikka, lisämomentti huomioidaan (Nykyri, 2015, s. 123–124). Eurokoodi antaa lisämomentin arviointiin käsinlaskennalla kaksi likimääräistä menetelmää; nimellisjäykkyyden menetelmän ja nimellisen kaarevuuden menetelmän. Näistä suunnittelija voi vapaasti valita kumpaa käyttää. Molemmat menetelmät edellyttävät, että poikkileikkaus ja normaalivoima ovat vakioita koko pilarin pituudelta. Tässä työssä esitetään hoikan rakenteen mitoittavan momentin laskenta lisämomentin (M_2) avulla.

Ei-hoikan sauvan mitoitus aloitetaan määrittämällä mittaepätarkkuuksista johtuva lisä laske-
malla sauvan vinous (θ_i) kaavalla (38) ja siitä seuraava lisäepäkeskisyys (e_i) kaavalla (39) (Nykyri, 2015, s. 130).

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \alpha_m}{200} \quad (38)$$

missä

θ_i on vinous

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}$ on sauvan pituudesta riippuva pienennyskerroin, jossa L merkitään metreinä; ra-

joitus $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$

α_m on rakenneosien määrästä riippuva kerroin; yksittäiselle rakenneosalle 1,0

$$e_i = \theta_i \frac{L_0}{2} \quad (39)$$

Määritetään 1. kertaluvun momentit, jotka saadaan kaavoista (40) ja (41) (Nykyri, 2015, s. 130). Nämä merkitään eurokoodin ohjeen mukaan siten, että $M_{02} > M_{01}$.

$$M_{01} = \min(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed} \quad (40)$$

missä

$M_{ylä}$ on pilarin yläpäässä vaikuttava kuormien aiheuttama momentti

M_{ala} on pilarin alapäässä vaikuttava kuormien aiheuttama momentti

$$M_{02} = \max(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed} \quad (41)$$

Ei-hoikan pilarin ($\lambda < \lambda_{lim}$) mitoitusmomentti $M_{Ed} = M_{02}$ (Nykyri, 2015, s. 130). Tälle on kuitenkin ehtona, että momentti on suurempi kuin vähimmäisepäkeskisyyden avulla laskettu vähimmäismomentti ($M_{02} \geq M_{min}$). Vähimmäisepäkeskisyys (e_0) ja vähimmäismomentti (M_{min}) lasketaan kaavoilla (42) ja (43).

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right) \quad (42)$$

$$M_{min} = e_0 N_{Ed} \quad (43)$$

Hoikalle sauvan laskentaketju aloitetaan samoin kuin ei-hoikan sauvan laskentaketju kaavoilla (38)–(41). Mitoitusmomenttia ei kuitenkaan vielä tässä vaiheessa määritetä. Lasketaan kuitenkin myös vähimmäisepäkeskisyys ja vähimmäismomentti kaavoilla (42) ja (43).

Hoikalle pilarille määritetään edellä mainittujen lisäksi 2. kertaluvun lisämomentti (M_2) nimellisen kaarevuuden menetelmää hyödyntämällä Nykyrin (2015, s. 128) antamalla kaavalla (50) ja tätä varten tarvittavalla rakenteen suurimman taipuman (e_2) kaavalla (49). Sitä ennen lasketaan kuitenkin Perälän (2022, s. 123–124) esittämällä kaavoilla korjauskerroin (K_r) kaavalla (44), virusmiaste (φ_{ef}) kaavalla (45), virumasta riippuva kerroin (K_φ) kaavalla (46), tasapainomurtoa vastaava kaarevuuden likiarvo $\left(\frac{1}{r_0}\right)$ kaavalla (47) ja kaarevuus $\left(\frac{1}{r}\right)$ kaavalla (48).

Viruman suhteen on huomattava, että sen vaikutus mitoitukseen voidaan jättää huomioimatta jos $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$, $\lambda \leq 75$ ja $\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h$.

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - 0,4} \quad (44)$$

missä

K_r on kaarevuuden määrittämisessä käytettävä korjauskerroin

$n_u = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ on suhteellisen puristuskestävyyden maksimiarvo

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ on suhteellinen normaalivoima

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (45)$$

missä

φ_{ef} on virumisaste (huomioidaan edellisessä kappaleessa esitetty ehto)

M_{0Eqp} on 1. kertaluvun mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa

M_{0Ed} on 1. kertaluvun mukainen taivutusmomentti murtorajatilassa

$\varphi(\infty, t_0)$ on viruman loppuarvo

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1,0 \quad (46)$$

missä

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} \quad (47)$$

missä

$\frac{1}{r_0}$ on tasapainomurtoa vastaava kaarevuuden likiarvo

$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ on raudituksen venymä

d on seinän poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad (48)$$

missä

$\frac{1}{r}$ on kaarevuus

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{L_0^2}{c} \quad (49)$$

missä

e_2 on rakenteen suurin taipuma

$$M_2 = e_2 N_{Ed} \quad (50)$$

Pilarin suurimman taipuman (e_2) kaavassa (48) esiintyvä c on rakenteen kokonaiskaarevuuden jakautumasta riippuva kerroin, joka vakiopoikkileikkausrakenteelle on 10 (Perälä, 2022, s. 120). Jos 1. kertaluvun momentti on vakio ($M_{01} = M_{02}$) käytetään arvoa 8.

Hoikalle, jäykistetyille kellarinseinälle ei käytetä ekvivalenttia momenttia (M_{0e}), sillä sauvan päiden välillä vaikuttaa kuormia (Perälä, 2022, s. 118). Tällöin mitoittava momentti (M_{Ed}) saadaan Nykyrin (2015, s. 131) esittämästä kaavasta (51), missä ekvivalentti momentti on nolla. Koska 1. kertaluvun momentti M_{02} voi esiintyä seinän ylä- ja alapään välillä, on tämän pohjalta määritettävä mahdollinen mitoitusmomentti M_{Ed} tällöin $M_{02} + M_2$.

$$M_{Ed} = \begin{cases} M_{0e} + M_2 \\ M_{02} + M_2 \\ M_{min} \end{cases} \quad (51)$$

missä

M_{Ed} on mitoittava momentti

M_{0e} on ekvivalentti momentti; kellarinseinälle 0

M_2 on 2. kertaluvun lisämomentti

M_{min} on vähimmäismomentti

Kun mitoitusmomentti on saatu määritettyä ja tiedetään mitoittava normaalivoima, tarkistetaan raudoituksen kestävyys laskemalla näiden yhteisvaikutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala. Laskennassa edetään Perälän (2022, s. 124–126) kaavojen avulla ja hyödynnetään valmiita yhteisvaikutusdiagrammeja (liite 5). Laskenta aloitetaan suhteellisen normaalivoiman (v) määrittämisellä kaavalla (52) ja suhteellisen momentin (μ) määrittämisellä kaavalla (53).

$$v = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad (52)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad (53)$$

Valitaan tilanteeseen sovellettava yhteisvaikutusdiagrammi suhteen $\frac{d_2}{h}$ perusteella. Tässä d_2 on etäisyys poikkileikkauksen reunasta lähimmän pääraudoituksen keskiöön. Yhteisvaikutusdiagrammit suhteen eri arvoille löytyvät työn liitteestä 5.

Diagrammista luetaan raudoitussuhteen ω :n arvo ja tämän avulla saadaan laskettua puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala poikkileikkauksessa kaavalla (54). Valitun raudoituksen pinta-alan tulee olla suurempi kuin kaavasta (54) laskettava ala, jotta rakenne on riittävän kestävä.

$$A_s = \omega bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (54)$$

Kun on selvitetty puristuksen ja taivutuksen vaatima raudoituksen vähimmäispinta-ala, voidaan hetki miettiä alustavasti valintojen optimointia. Raudoituksen tehostamiseen on hyvänä apuna taulukko 9. Jos alustavia raudoituksia lähdetään muuttamaan, tulee betonipeitteen nimellisarvo ja teholliset korkeudet (d) ja (d_2) päivittää ja tarkastelut laskea uudelleen.

6.3.5 Leikkausrasitus (MRT)

Leikkausmitoitus tehdään vain viivamaisesti tuetuille laatoille ja ne toteutetaan yleensä leikkausraudoittamattomina (Nykyri, 2015, s. 58–59). Työssä käsiteltävässä kellarinseinässä ei ole leikkausraudoitusta (hakoja). Leikkausrasitus voidaan laskea Nykyrin antaman laskentaketjun avulla kaavalla (55). Mitoitusehto leikkausrasitukselle on $v_{Ed} \leq v_{Rd}$.

$$v_{Rd,c} = \max \begin{cases} v_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} dk \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} MPa \\ v_{Rd,cmin} = 0,035 dk^{\frac{3}{2}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} MPa \end{cases} \quad (55)$$

missä

$v_{Rd,c}$ on laatan leikkauskestävyys

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

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{d} \leq 2,0 \text{ on tehollinen vetorausoituis}$$

Tehollisen vetorausoituisen laskennassa käytettävä A_{sL} viittaa vetorausoituisen pinta-alaan, jota pienennetään kaavan (56) mukaisesti, jos vetorausoituisesta ei ole täysin ankkuroitu tuelle.

$$A_{sL} = A_{sL0} \frac{L_{bd}}{L_{b0}} \quad (56)$$

6.3.6 Halkeamaleveys (KRT)

Halkeamaleveyttä tarkasteltaessa siirrytään käyttörajatilaan, eli laskennassa käytettävät kuormat on laskettu ominaisyhdistelmän ja pitkäaikaisyhdistelmän mukaan (Nykyri, 2013, s. 216). Halkeamaleveyttä laskettaessa tarkastellaan ehtoa $m_{Ek} \geq m_{R,cr}$, missä m_{Ek} tarkoittaa ominaiskuormien yhdistelmää eri ajankohtina ja $m_{R,cr}$ halkeilumomenttia kriittisinä ajankohdina. Jos ehto toteutuu, on rakenne haljennut ja jatketaan halkeamaleveytstarkasteluun. Ominaiskuormien yhdistelmät lasketaan kaavan (57) ja halkeilumomentti kaavan (58) avulla.

$$m_{Ek} = m_{gk} + m_{qk} + \sum \psi_{0,i} m_{qk,i} \quad (57)$$

missä

m_{Ek} on ominaiskuormien yhdistelmän momentti

m_{gk} on pysyvien kuormien aiheuttama momentti

m_{qk} on määrävien muuttuvan kuorman aiheuttama momentti

$\psi_{0,i}$ on ei-määrävien muuttuvien kuormien yhdistelykerroin (ks. taulukko, liite 1)

$m_{qk,i}$ on ei-määrävien muuttuvan kuorman aiheuttama momentti

$$m_{R,cr} = f_{ct,eff} W_1 \quad (58)$$

missä

$m_{R,ck}$ on halkeilumomentti

$f_{ct,eff}$ on betonin tehollinen vetolujuus; vetolujuuden keskiarvo $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$

$W_1 = \frac{I_{L,ST}}{h - X_{L,ST}}$ on taivutusvastus (halkeamaton tila)

Edellä esitettyyn halkeilumomentin kaavaan liittyy puristusvyöhykkeen korkeus $X_{I,ST}$ ja jäyhyysmomentti $I_{I,ST}$ (molemmat halkeamattomassa, lyhytaikaisessa tilassa) sekä kimmokerroimien suhde α_e . Puristusvyöhykkeen korkeus saadaan laskettua kaavasta (59), kimmokerroimien suhde kaavasta (60) ja jäyhyysmomentti kaavasta (61) (Nykyri, 2013, s. 203–205).

$$X_I = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{bh + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})} \quad (59)$$

missä

- X_I on puristusvyöhykkeen korkeus (suorakaidepoikkileikkaus)
- α_e on teräksen ja betonin kimmokerroimien suhde, ks. kaava (71)
- A_{s1} vetoraidoituksen pinta-ala
- d_1 on keskiöetäisyys puristetusta reunasta vetoraidoitukseen
- A_{s2} puristusraidoituksen pinta-ala
- d_2 on keskiöetäisyys puristetusta reunasta puristusraidoitukseen

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (60)$$

missä

- α_e on teräksen ja betonin kimmokerroimien suhde
- E_s on teräksen kimmokerroin
- E_c on betonin kimmokerroin

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_I \right)^2 + (\alpha_e - 1) \times [A_{s1}(d_1 - X_I)^2 + A_{s2}(d_2 - X_I)^2] \quad (61)$$

missä

- I_I on jäyhyysmomentti

Jos käy ilmi, että rakenne on haljennut, siirrytään halkeamaleveystarkasteluun, jossa määritetään rakenteen halkeamaleveys (w_k) ja sallittu maksimihalkeamaleveys (w_{max}). Määrittäminen tehdään taulukkomitoituksella tai suorana laskentana.

Taulukkomitoitus tehdään kahden taulukon avulla (liite 3), joissa on esitetty tankojen enimmäishalkaisijat ja tankojaon enimmäisarvot. Mitoitukseen riittää vain toisen taulukon ehdon

täytyminen (Nykyri, 2013, s. 214–216). Taulukkomitoitusta varten tarvitaan tieto raudoituksen jännityksestä, joka lasketaan kaavalla (62) jakamalla kuormien pitkäaikaisyhdistelmän momentti raudoituksen pinta-alan ja pitkäaikaisen tilan sisäisen momenttivarren (kaava 63) tulolla (Nykyri, 2013, s. 221).

$$\sigma_{s,LT} = \frac{m_{Eqp}}{A_s z_{LT}} \quad (62)$$

missä

$m_{Eqp} = M_{gk} + \psi_2 M_{qk}$ on pitkäaikaisten kuormien yhdistelmän antama momentti

$\sigma_{s,LT}$ on raudoituksen jännitys

z_{LT} on pitkäaikaisen tilan sisäinen momenttivarssi

$$z_{LT} = d - \frac{d \rho \alpha_{e,eff} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \alpha_{e,eff}}} \right)}{3} \quad (63)$$

missä

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ on suhteellinen raudoitusala

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

Liitteen 3 taulukoista nähdään minkä rivien välillä jännitys on ja käytettävä halkeamaleveyden sarake määräytyy ehdon $w_k \leq w_{max}$ perusteella. Maksimihalkeamaleveys (w_{max}) määritetään luvun lopussa olevasta taulukosta 13 rakenteen rasitusluokan perusteella. Kun on valittu oikea sarake, nähdään tankojen koot jännitystä vastaavilta riveiltä. Näiden jännityksen ja tankokoon ääniarvojen avulla voidaan interpoloida jännitystä vastaava tarkka raudoituksen maksimikoko. Jos suurin sallittu tankopaksuus on selkeästi pienempi kuin valittu paksuus, ei tankopaksuutta paradoksaalisesti kannata pienentää, vaan kasvattaa, jolloin pienennetään raudoituksen jännitystä ja kasvatetaan sallitun tankokoon arvoa (Nykyri, 2013, s. 221).

Seuraava laskentaketju on Nykyrin esittämä prosessi halkeamaleveyden suoraan laskentaan (Nykyri, 2013, s. 217, 220–222). Aloitetaan laskemalla tehollinen raudoitusala kaavalla (64). Tämän laskemiseen tarvitaan tehollisen vetoalueen korkeus kaavasta (65) ja puolestaan tämän laskemiseen tarvitaan puristusvyöhykkeen korkeus, joka saadaan kaavasta (66).

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (64)$$

missä

A_s on tehollisella vetoalueella vaikuttavan raudoituksen pinta-ala

$A_{c,eff} = bh_{c,ef}$ on tehollisen vetoalueen pinta-ala

$$h_{c,ef} = \min \left\{ 2,5(h - d), \frac{h - X_{ST}}{3}, \frac{h}{2} \right\} \quad (65)$$

missä

$h_{c,ef}$ on tehollinen korkeus

X_{ST} on puristusvyöhykkeen korkeus haljenneessa, lyhytaikaisessa tilassa

$$X_{ST} = d\rho\alpha_e \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho\alpha_e}} \right) \quad (66)$$

Määritetään venymäero kaavalla (67) ja tarkistetaan, että ehto $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \geq 0,6\varepsilon_s = 0,6\frac{\sigma_s}{E_s}$ toteutuu.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,LT} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (67)$$

missä

$\sigma_{s,LT}$ on raudoituksen vetojännitys haljenneessa tilassa; saadaan kaavasta (62)

k_t on kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin

= 0,6 lyhytaikaiselle kuormalle

= 0,4 pitkäaikaiselle kuormalle

$f_{ct,eff}$ on betonin tehollinen vetolujuus; vetolujuuden keskiarvo $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$

Määritetään halkeamaväli kaavalla (84) ja halkeamaleveys kaavalla (68). Halkeamavälin laskennassa tarvittavien k_1 , k_2 , k_3 ja k_4 -kerrointen arvot on esitetty taulukossa 12.

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (68)$$

missä

$S_{r,max}$ on maksimihalkeamaväli

k_3 ja k_4 ovat kansallisesti valittavat kertoimet

- c on betonipeite päätangon pintaan
 k₁ on raudoituksen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin
 k₂ on poikkileikkauksen jännitys jakauman huomioiva kerroin
 φ on tankopaksuus

Taulukko 12. Kertoimet halkeamavälin laskennassa (Nykyri, 2013, s. 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

Lopullinen halkeamaleveys (w_k) saadaan kaavasta (69).

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (69)$$

missä

w_k on halkeamaleveys

Taulukkojen avulla tai suoralla laskennalla määritettyä halkeamaleveyttä verrataan eurokoodissa asetettuihin raja-arvoihin siten, että halkeamaleveys on hyväksyttävä, jos mitoitusehto $w_k \leq w_{max}$ toteutuu. Suomalaisen kansallisen liitteen mukaiset halkeamaleveyden maksimi-arvot on esitetty taulukossa 13. Sulkeissa on esitetty kansallisen liitteen suosituksista poikkeavat eurokoodin suositusarvot (Nykyri, 2013, s. 209). Esitettyjä halkeamaleveyden maksimi-arvoja (w_{max}) voidaan korottaa kaavan (70) mukaisesti tapauksissa, joissa toteutuva betonipeite on suurempi kuin säilyvyyden vaatima betonipeite.

$$w_{max} = w^*_{max} \times \min \left\{ \frac{c}{c_{min,dur} + \Delta c_{dev}}, 1,4 \right\} \quad (70)$$

missä

w^*_{max} on taulukossa 15 esitetty raja-arvo halkeamaleveydelle

Taulukko 13. Halkeamaleveyden maksimiarvot (Nykyri, 2013, s. 209).

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{\max} [mm] Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2 (0,3)

6.3.7 Taipuma (KRT)

Taipumalle ei ole määritelty ylärajaa eurokoodissa, mutta periaatteena on estää liiallinen taipuma (Nykyri, 2013, s. 223). Tämä tarkoittaa haittaa rakenteen toimintaan tai ulkonäköön, esimerkiksi pintavauriot tai ikkunoiden tai ovien käyntiongelmät. Nykyrin (2013, s. 223) mukaan pitkäaikaisilla kuormilla suositellaan taipumarajaksi kaavan (71) antamaa osamäärää. Rakentamisen jälkeistä taipumaa rajoitetaan tiukemmin silloin, kun liittyvät rakenneosat tai laitteet ovat herkkiä taipumalle. Tällöin rajana on $L/500$.

$$a_{\max} = \frac{L}{250} \quad (71)$$

missä

a_{\max} on taipumaraja

L on jännemitta tai ulokkeen pituus

Seuraavassa käydään läpi Nykyrin esittämä laskentaprosessi taipuman rajoittamiseksi (Nykyri, 2013, s. 232–233). Laskenta voidaan aloittaa määrittämällä sallittu taipuma (a_{\max}) kaavan (71) mukaan, minkä jälkeen siirrytään toteutuvan taipuman (a) laskentaan.

Ennen taipuman määrittystä lasketaan muutamia tulevilla kaavoissa käytettäviä suureita; halkeamattoman, lyhytaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus (kaava 72), halkeamattoman, lyhytaikaisen tilan jäyhyysmomentti (kaava 73), halkeilumomentti (kaava 74), tarkasteleluakaa vastaava tehollinen kimmokerroin (kaava 75), halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus (kaava 76), halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan jäyhyysmomentti (kaava 77), haljenneen, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus (kaava 78) ja haljenneen, pitkäaikaisen tilan jäyhyysmomentti (kaava 79) (Nykyri, 2013, s. 235–236).

$$X_{I,ST} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{bh + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})} \quad (72)$$

missä

$X_{I,ST}$ on halkeamattoman, lyhytaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$ on kimmokertoimien tehollinen suhde

$$I_{I,ST} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_{I,ST} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \times \left[A_{s1} (d_1 - X_{I,ST})^2 + A_{s2} (d_2 - X_{I,ST})^2 \right] \quad (73)$$

missä

$I_{I,ST}$ on halkeamattoman, lyhytaikaisen tilan jäyhyysmomentti

$$m_{cr} = f_{ct,eff} \frac{I_{I,ST}}{h - X_{I,ST}} \quad (74)$$

missä

m_{cr} on halkeilumomentti

$f_{ct,eff}$ on vetolujuuden tehollinen arvo; käytetään vetolujuuden keskiarvoa f_{ctm}

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (75)$$

missä

$E_{c,eff}$ on tarkasteluaikaa vastaava tehollinen kimmokerroin

E_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus

φ on betonin virumaluku

$$X_{I,LT} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_{e,eff} - 1)(A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{bh + (\alpha_{e,eff} - 1)(A_{s1} + A_{s2})} \quad (76)$$

missä

$X_{I,LT}$ on halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

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

$$I_{I,LT} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_{I,LT} \right)^2 + (\alpha_{e,eff} - 1) \times \left[A_{s1} (d_1 - X_{I,LT})^2 + A_{s2} (d_2 - X_{I,LT})^2 \right] \quad (77)$$

missä

$I_{I,LT}$ on halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan jäyhyysmomentti

$$X_{II,LT} = \alpha_{e,eff} d \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_{e,eff} \rho}} \right) \quad (78)$$

missä

$X_{II,LT}$ on haljenneen, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ on suhteellinen raudoitusala

$$I_{II,LT} = \frac{bX_{II,LT}^3}{3} + \alpha_{e,eff} \times \left[A_{s1}(d_1 - X_{II,LT})^2 + A_{s2}(d_2 - X_{II,LT})^2 \right] \quad (79)$$

missä

$I_{II,LT}$ on haljenneen, pitkäaikaisen tilan jäyhyysmomentti

Taipuman laskeminen on monivaiheinen prosessi, jossa lasketaan erikseen kuormituksen ja kutistuman aiheuttamat taipumat, ja lopullinen taipuma saadaan näiden summana (Nykyri, 2013, s. 228, 232–233, 237). Kuormituksen aiheuttama taipuma lasketaan kaavan (82) mukaisesti ja tätä varten tarvitaan halkeiluaste, joka lasketaan kaavasta (80) ja osittain haljenneen tilan kaarevuus, joka lasketaan kaavasta (81).

Kuormituksen aiheuttaman taipuman laskukaavassa esiintyvän K-kertoimen arvo riippuu rakenteen momenttijakaumasta ja erilaisille perustapauksille on annettu valmiita laskukaavoja (Nykyri, 2013, s. 225, 227, 232). Kellarinseinän momenttijakauma ei kuitenkaan kuulu mihinkään näistä perustapauksista. Vaihtoehtoina on laskea K käsin tai käyttää samankaltaisimman valmiiksi lasketun tapauksen arvoa $\frac{5}{48}$.

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{m_{cr}}{m_{Ek,max}} \right)^2 \quad (80)$$

missä

ζ on halkeiluaste

β huomioi kuormituksen keston ja toistuvuuden
 = 1,0 yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle
 = 0,5 pitkäaikaiselle kuormalle

m_{cr} on halkeilumomentti

$m_{Ek,max} = m_{gk} + m_{qk}$ on ominaiskuormien yhdistelmän antama momentti

$$\frac{1}{r_{LT}} = \zeta \frac{m_{Eqp}}{E_{c,eff} I_{II,LT}} + (1 - \zeta) \frac{m_{Eqp}}{E_{c,eff} I_{I,LT}} \quad (81)$$

missä

- $\frac{1}{r_{LT}}$ on osittain haljenneen tilan kaarevuus
 m_{Eqp} on mitoittava taivutusmomentti (pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä)
 $E_{c,eff}$ on tarkasteluaikaa vastaava tehollinen kimmokerroin
 I_{II} on haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti (pitkäaikainen yhdistelmä)
 I_I on halkeamattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti (pitkäaikainen yhdistelmä)

$$a_{LT,M} = KL^2 \times \frac{1}{r_{LT}} \quad (82)$$

missä

- $a_{LT,M}$ on kuormituksen aiheuttama taipuma
 K on rakennejärjestelmästä riippuva kerroin; kellarinseinälle esimerkiksi $\frac{5}{48}$
 $\frac{1}{r_{LT}}$ on osittain haljenneen tilan kaarevuus

Kutistuman aiheuttaman taipuman laskeminen aloitetaan ratkaisemalla raudoituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen halkeamattomassa ja haljenneessa tilassa kaavoilla (83) ja (84).

$$S_{I,LT} = A_{s1}(d - X_{I,LT}) \quad (83)$$

missä

- $S_{I,LT}$ on raudoituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen
 A_{s1} on vetoraudoituksen pinta-ala
 $X_{I,LT}$ on halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

$$S_{II,LT} = A_{s1}(d - X_{II,LT}) \quad (84)$$

missä

- $S_{II,LT}$ on raudoituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen
 A_{s1} on vetoraudoituksen pinta-ala
 $X_{II,LT}$ on haljenneen, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

Lasketaan kaarevuus kaavalla (85).

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_{e,eff} \left(\zeta \frac{S_{II,LT}}{I_{II,LT}} + (1 - \zeta) \frac{S_{I,LT}}{I_{I,LT}} \right) \quad (85)$$

missä

$\frac{1}{r_{cs}}$ on kaarevuus

ε_{cs} on vapaata kutistumaa vastaava muodonmuutos 0,0005

$\alpha_{e,eff}$ on kimmokerrointen tehollinen suhde

S on raudoituksen staattinen momentti

I on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

ζ on halkeiluaste

Lasketaan kutistuman aiheuttama taipuma kaavalla (86).

$$a_{cs} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}} \quad (86)$$

missä

a_{cs} on kutistuman aiheuttama taipuma

$K_{cs} = 0,125$ on momenttijakautumakerroin kutistumalle

$\frac{1}{r_{cs}}$ on kaarevuus

Summaamalla yhteen kuormituksen aiheuttama taipuma ja kutistuman aiheuttama taipuma saadaan kokonaistaipuma (a). Tarkistetaan vielä lopuksi mitoitus ehdon $a \leq a_{max}$ toteutumisen.

7 MITOITUSESIMERKKI

7.1 Lähtötilanne

Mitoitetaan pientalon paikallavalettava kellarinseinä. Seinä on molemmista päistään vapaasti tuettu, eli se liittyy betoniseen välipohjaan, joka ottaa vastaan seinän välittämiä kuormia.

Lähtötiedot:

- Rasitusluokka XC4
- Lujuusluokka C30/37
- Virumaluku $\varphi = 1,6$
- Kokonaiskutistuma $\varepsilon_{cs} = 0,0005$
- Seinän korkeus $h = 3$ m
- Seinän paksuus $b = 0,3$ m
- Seinän alapinnan etäisyys maanpinnasta $z = 2,5$ m
- Suunniteltu käyttöikä 50 vuotta
- Raudoitus B500A, tankojen sijoitus symmetrisesti molempiin pintoihin ristiin siten, että pääraudoitus (pystyraudoitus) on vaakaraudoituksen sisäpuolella
- Vierustäytön maa-aineksen
 - Huokoisuus $n = 34$ %
 - Leikkauskestävyyskulma $\varphi_d = 38^\circ$
- Kuormat yläpuolisilta rakenteilta
 - Pysyvä kuorma $G_k = 200$ kN/m
 - Lumikuorma $Q_{k,lumi} = 10$ kN/m
- Seinän viereinen hyötykuorma $q = 10$ kN/m²
- Vierustäyttö tiivistetään 400 kg tärylevyllä

7.2 Kuormat

Seinän omapaino yhtä seinämetriä kohti $G_{k,omap} = 0,3m \times 1,0m \times 3,0m \times 25 \frac{kN}{m^3} = 22,5kN$

Lasketaan seinän viereisen hyötykuorman aiheuttaman lepopaineen määrittämistä varten täyttömaan kuivatilavuuspaino ja mitoittava märkätilavuuspaino. Näiden avulla saadaan lepopaine maanpinnan tasossa ja seinän alapinnan tasossa.

Kuivatilavuuspaino $\gamma = (1 - n)\gamma_s = (1 - 0,34) \times 26,5 \frac{kN}{m^3} \approx 17,5 \frac{kN}{m^3}$

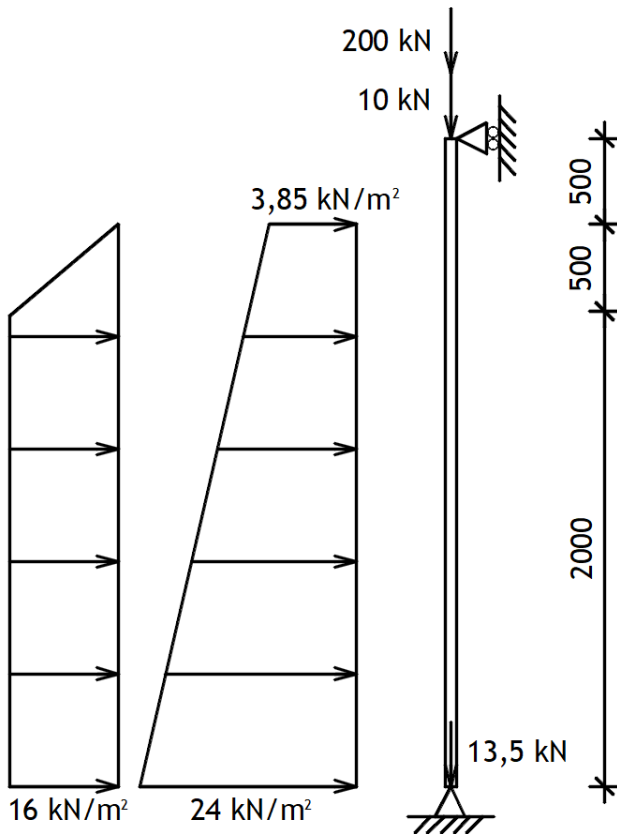
Mitoittava märkätilavuuspaino $\gamma_d = \gamma_{sat} = \gamma + n\gamma_w = 17,5 \frac{kN}{m^3} + 0,34 * 10 \frac{kN}{m^3} = 20,9 \frac{kN}{m^3}$

Lepopaine maanpinnan tasossa $p_{0(z=0)} = (1 - \sin 38) \times (20,9 \frac{kN}{m^3} \times 0m + 10 \frac{kN}{m^2}) = 3,85 \frac{kN}{m^2}$

Lepopaine seinän alapinnan tasossa $p_{0(z=2,5)} = (1 - \sin 38) \times (20,9 \frac{kN}{m^3} \times 2,5m + 10 \frac{kN}{m^2}) = 24,0 \frac{kN}{m^2}$

Luvun 6.1.2 kuvan 9 ja taulukon 5 pohjalta saadaan tiivistyksen aiheuttama painekuvio seinälle. Tästä alimmat 2 m on 16 kN/m² kuormitusta, joka seuraavan puolen metrin matkalla pienenee lineaarisesti nolaksi.

Tähän mennessä kerätyillä tiedoilla voidaan tilanteesta muodostaa kuvassa 11 havainnollistettu staattinen malli, jossa kuormat kohdistuvat yhdelle seinämetrille. Esitetyt kuormat ovat ominaiskuormia, eivät vielä mitoittavia.



Kuva 11. Staattinen malli mitoitus esimerkin tapaan rasittavista kuormista

7.3 Kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa

Tarkastellaan ensin vaakasuuntaan vaikuttavien kuormien kuormitusyhdistelmiä. Kerrotaan kuormat osavarmuuskertoimilla kuormayhdistelmän 6.10.b mukaisesti:

$$24 \frac{kN}{m^2} \times 1,15 \times 1,0m = 27,6 kN/m$$

$$3,85 \frac{kN}{m^2} \times 1,15 \times 1,0m = 4,43 kN/m$$

$$16 \frac{kN}{m^2} \times 1,5 \times 1,0m = 24 kN/m$$

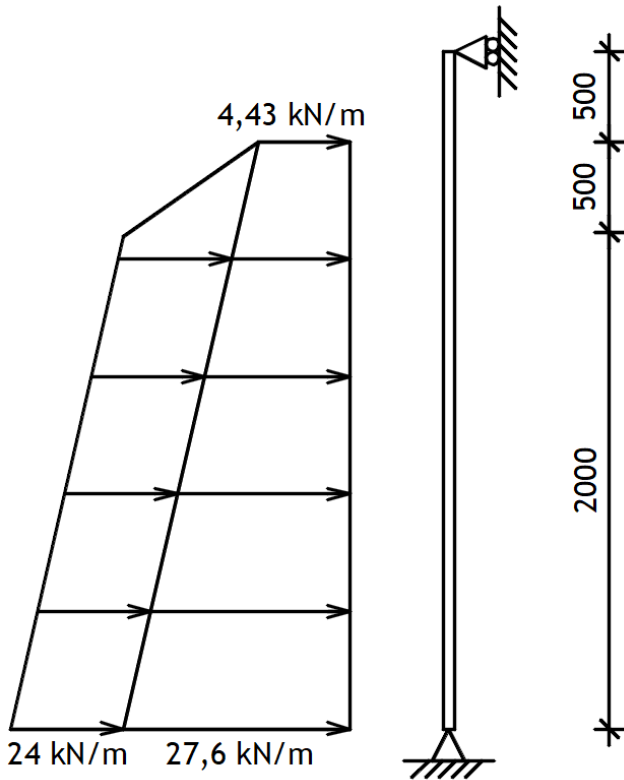
Kerrotaan kuormat osavarmuuskertoimilla kuormayhdistelmän 6.10.a mukaisesti:

$$24 \frac{kN}{m^2} \times 1,35 \times 1,0m = 32,4 kN/m$$

$$3,85 \frac{kN}{m^2} \times 1,35 \times 1,0m = 5,2 kN/m$$

7.3.1 Vaakasuuntaiset kuormat (KY 6.10b)

Aloitetaan mitoittavien suureiden määrittäminen vaakakuormista ja kuormayhdistelmästä 6.10b. Piirretään tästä staattinen malli (kuva 12).



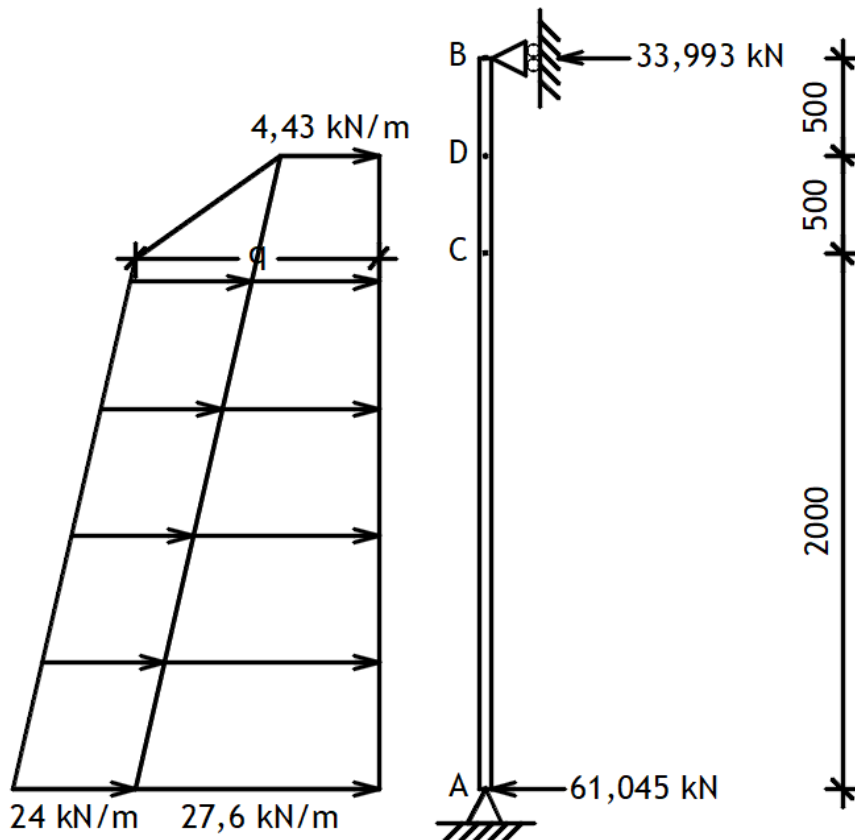
Kuva 12. Staattinen malli, kuormayhdistelmä 6.10b (MRT)

Lasketaan seinän yläpäähän tukireaktio seinän alapään suhteen:

$$\left(4,43 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times (27,6 - 4,43) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{3} + 24 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} \times \frac{2,0 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times 24 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} \times \left(2,0 \text{ m} + \frac{0,5 \text{ m}}{3} \right) \right) : 3 \text{ m} = 33,993 \text{ kN}$$

Lasketaan tasapainoyhtälöä soveltamalla seinän alapään tukireaktio:

$$4,43 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + \frac{1}{2} \times (27,6 - 4,43) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + 24 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 24 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} - 33,993 \text{ kN} = 61,045 \text{ kN}$$



Kuva 13. Tarkasteltavat pisteet, kuormayhdistelmä 6.10b

Määritetään kuvan 13 ilmaisema q pisteen C kohdalla yhdenmuotoisten kolmioiden avulla.

$$\frac{27,6 \text{ kN/m} - q}{2\text{m}} = \frac{27,6 \text{ kN/m} - 4,43 \text{ kN/m}}{2,5\text{m}}$$

$$q = 27,6 \text{ kN} - \frac{(27,6 \text{ kN/m} - 4,43 \text{ kN/m}) \times 2\text{m}}{2,5\text{m}} = 9,064 \text{ kN/m}$$

Lasketaan leikkausvoimat kuvassa 9 esitettyjen pisteiden kohdalla:

$$Q_A = 61,045 \text{ kN}$$

$$Q_C = 61,045 \text{ kN} - 24 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} - \frac{1}{2} \times (27,6 \text{ kN/m} + 9,064 \text{ kN/m}) \times 2,0 \text{ m} = -23,619 \text{ kN}$$

$$Q_D = -23,619 \text{ kN} - \frac{1}{2} \times 24 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} - \frac{1}{2} \times (9,064 \text{ kN/m} + 4,43 \text{ kN/m}) \times 0,5 \text{ m} = -32,993 \text{ kN}$$

Tällöin leikkausvoima seinän yläpäässä pisteessä B on -32,993 kN, eli samassa pisteessä vaikuttavan tukireaktion vastaluku.

Kuvan 13 kuormitusilanteesta voidaan päätellä, että leikkausvoiman nollakohta sijaitsee pisteiden A ja C välillä. Selvitetään tämä sijainti seuraavaksi, sillä leikkausvoiman nollakohdassa taivutusmomentti on suurimmillaan.

Lineaarisesti muuttuvan kuorman $q(x)$ voimakkuus riippuu sen etäisyydestä (x_0) pisteestä A ja tämä riippuvuus voidaan ilmaista taas yhdenmuotoisten kolmioiden avulla.

$$\frac{27,6 \text{ kN/m} - q(x_0)}{x_0} = \frac{27,6 \text{ kN/m} - 4,43 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}}$$

$$q(x_0) = 27,6 \text{ kN} - \frac{(27,6 \text{ kN/m} - 4,43 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times x_0$$

Tämän yhtälön ja tasapainoehdon avulla voidaan selvittää leikkausvoiman nollakohta.

$$61,045 \text{ kN} - 24 \text{ kN/m} \times x_0 - \frac{1}{2} \times \left(27,6 \text{ kN/m} + 27,6 \text{ kN/m} - \frac{(27,6 \text{ kN/m} - 4,43 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times x_0 \right) \times x_0 = 0$$

$$4,634 \text{ kN/m}^2 \times x_0^2 - 51,6 \text{ kN/m} \times x_0 + 61,045 \text{ kN} = 0$$

$$x^2 = \frac{51,6 \text{ kN/m} \pm \sqrt{(-51,6 \text{ kN/m})^2 - 4 \times 4,634 \text{ kN/m}^2 \times 61,045 \text{ kN}}}{2 \times 4,634 \text{ kN/m}^2}$$

$$x = \begin{cases} 9,789 \text{ m} \\ 1,346 \text{ m} \end{cases}, \text{ joista } 1,346 \text{ m on ainoa käypä arvo.}$$

Lasketaan $q(x)$ arvo pisteessä x_0 kun $x_0 = 1,346 \text{ m}$.

$$q(x_0) = 27,6 \text{ kN} - \frac{(27,6 \text{ kN/m} - 4,43 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times 1,346 \text{ m} = 15,125 \text{ kN/m}$$

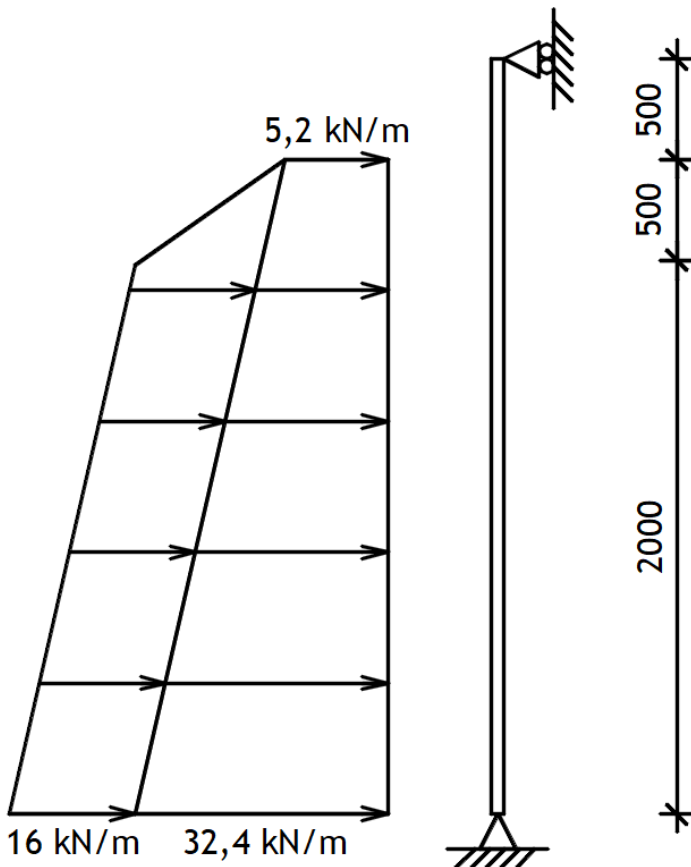
Lasketaan taivutusmomentti tässä kohdassa.

$$M_{max} = 61,045kN \times 1,346m - 24kN/m \times 1,346m \times \frac{1,346m}{2} - 15,125kN/m \times 1,346m \times \frac{1,346m}{2} - \frac{1}{2} \times (24kN/m - 15,125kN/m) \times 1,346m \times \frac{2 \times 1,346m}{3} = 41,4 kNm$$

Kuormayhdistelmä 6.10b antaa siis suurimmaksi leikkausvoimaksi $V_{max} = 61,045$ kN ja suurimmaksi taivutusmomentiksi $M_{max} = 41,4$ kNm.

7.3.2 Vaakasuuntaiset kuormat (KY 6.10a)

Määritetään seuraavaksi mitoittavat suureet kuormayhdistelmän 6.10a mukaan. Staattinen malli tälle on esitetty kuvassa 14.



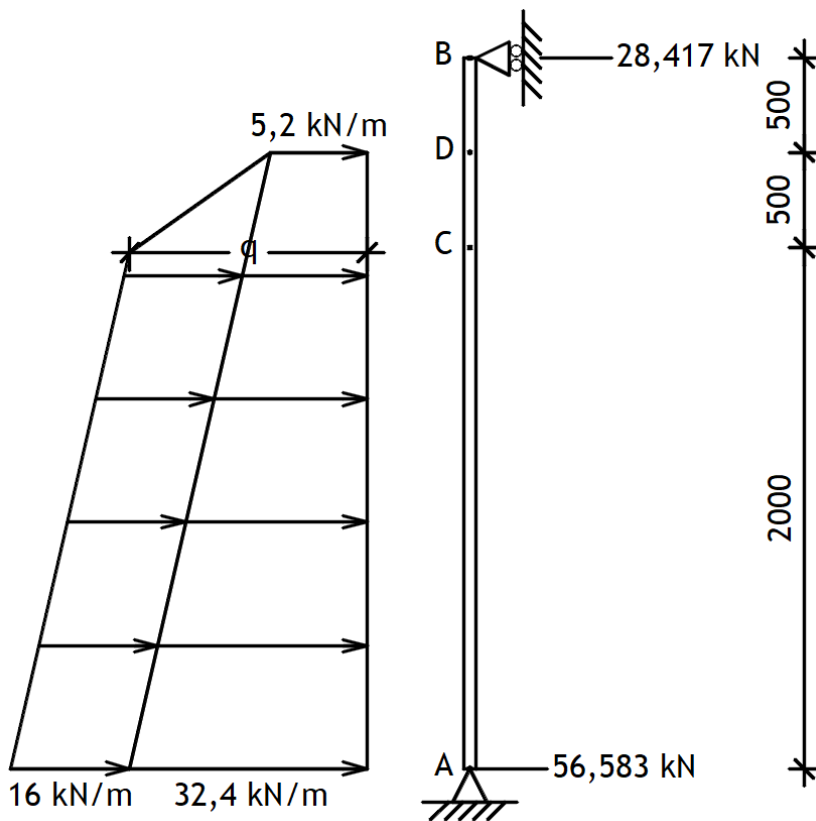
Kuva 14. Staattinen malli, kuormayhdistelmä 6.10a (MRT)

Lasketaan seinän yläpäähän tukireaktio seinän alapään suhteen:

$$\left(5,2 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times (32,4 - 5,2) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{3} + 16 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} \times \frac{2,0 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times 16 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} \times (2,0 \text{ m} + \frac{0,5 \text{ m}}{3}) \right) : 3 \text{ m} = 28,417 \text{ kN}$$

Lasketaan tasapainoyhtälöä soveltamalla seinän alapään tukireaktio:

$$5,2 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + \frac{1}{2} \times (32,4 - 5,2) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + 16 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 16 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} - 28,417 \text{ kN} = 54,584 \text{ kN}$$



Kuva 15. Tarkasteltavat pisteet, kuormayhdistelmä 6.10a

Määritetään kuvan 15 ilmaisema q pisteen C kohdalla yhdenmuotoisten kolmioiden avulla.

$$\frac{32,4 \text{ kN/m} - q}{2 \text{ m}} = \frac{32,4 \text{ kN/m} - 5,2 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}}$$

$$q = 32,4 \text{ kN} - \frac{(32,4 \text{ kN/m} - 5,2 \text{ kN/m}) \times 2 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} = 10,64 \text{ kN/m}$$

Lasketaan leikkausvoimat kuvassa 11 esitettyjen pisteiden kohdalla:

$$Q_A = 54,584 \text{ kN}$$

$$Q_C = 54,584 \text{ kN} - 16 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} - \frac{1}{2} \times (32,4 \text{ kN/m} + 10,64 \text{ kN/m}) \times 2,0 \text{ m} = \\ -20,457 \text{ kN}$$

$$Q_D = -20,457 \text{ kN} - \frac{1}{2} \times 24 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} - \frac{1}{2} \times (10,64 \text{ kN/m} + 5,2 \text{ kN/m}) \times 0,5 \text{ m} = \\ -28,417 \text{ kN}$$

Tällöin leikkausvoima seinän yläpäässä pisteessä B on -28,417 kN, eli samassa pisteessä vaikuttavan tukireaktion vastaluku.

Kuvan 15 kuormitustilanteesta voidaan päätellä, että leikkausvoiman nollakohta sijaitsee pisteiden A ja C välillä. Selvitetään tämä sijainti seuraavaksi, sillä leikkausvoiman nollakohdassa taivutusmomentti on suurimmillaan.

Lineaarisesti muuttuvan kuorman $q(x)$ voimakkuus riippuu sen etäisyydestä (x_0) pisteestä A ja tämä riippuvuus voidaan ilmaista taas yhdenmuotoisten kolmioiden avulla.

$$\frac{32,4 \text{ kN/m} - q(x_0)}{x_0} = \frac{32,4 \text{ kN/m} - 5,2 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}}$$

$$q(x_0) = 32,4 \text{ kN} - \frac{32,4 \text{ kN/m} - 5,2 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}} \times x_0$$

Tämän yhtälön ja tasapainoehdon avulla voidaan selvittää leikkausvoiman nollakohta.

$$54,583 \text{ kN} - 16 \text{ kN/m} \times x_0 - \frac{1}{2} \times \left(32,4 \text{ kN/m} + 32,4 \text{ kN/m} - \frac{(32,4 \text{ kN/m} - 5,2 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times x_0 \right) \times$$

$$x_0 = 0$$

$$5,44 \text{ kN/m}^2 \times x_0^2 - 48,4 \text{ kN/m} \times x_0 + 54,584 \text{ kN} = 0$$

$$x^2 = \frac{48,4 \text{ kN/m} \pm \sqrt{(-48,4 \text{ kN/m})^2 - 4 \times 5,44 \text{ kN/m}^2 \times 54,583 \text{ kN}}}{2 \times 5,44 \text{ kN/m}^2}$$

$$x = \begin{cases} 7,572 \text{ m} \\ 1,325 \text{ m} \end{cases}, \text{ joista } 1,325 \text{ m on ainoa käypä arvo.}$$

Lasketaan $q(x)$ arvo pisteessä x_0 kun $x_0 = 1,325 \text{ m}$.

$$q(x_0) = 32,4 \text{ kN} - \frac{32,4 \text{ kN/m} - 5,2 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}} \times 1,325 \text{ m} = 17,983 \text{ kN/m}$$

Lasketaan taivutusmomentti tässä kohdassa.

$$M_{\max} = 54,5833 \text{ kN} \times 1,325 \text{ m} - 16 \text{ kN/m} \times 1,325 \text{ m} \times \frac{1,325 \text{ m}}{2} - 17,984 \text{ kN/m} \times 1,325 \text{ m} \times \frac{1,325 \text{ m}}{2} - \frac{1}{2} \times (16 \text{ kN/m} - 17,984 \text{ kN/m}) \times 1,325 \text{ m} \times \frac{2 \times 1,325 \text{ m}}{3} = 43,653 \text{ kNm}$$

Kuormayhdistelmä 6.10b antaa siis suurimmaksi leikkausvoimaksi $V_{\max} = 54,6 \text{ kN}$ ja suurimmaksi taivutusmomentiksi $M_{\max} = 43,7 \text{ kNm}$.

7.3.3 Pystykuormien kuormayhdistelmät

Kerrotaan kuormat osavarmuuskertoimilla kuormayhdistelmän 6.10.b ja 6.10a mukaisesti.

$$N_{Ed} = (200 \text{ kN} + 22,5 \text{ kN}) \times 1,15 \times 1,0 + 10 \text{ kN} \times 1,5 \times 1,0 = 270,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = (200 \text{ kN} + 22,5 \text{ kN}) \times 1,35 \times 1,0 = 300,4 \text{ kN}$$

7.3.4 Mitoittavat kuormat

Kootaan vielä yhteen edellä lasketut eri kuormayhdistelmien tuottamat suureet:

1. Vaakasuuntaiset voimat
 - Kuormayhdistelmä 6.10b
 - $V_{\max} = 61,1 \text{ kN}$
 - $M_{\max} = 41,4 \text{ kNm}$
 - Kuormayhdistelmä 6.10a
 - $V_{\max} = 54,6 \text{ kN}$
 - $M_{\max} = 43,7 \text{ kNm}$
2. Pystysuuntaiset voimat
 - Kuormayhdistelmä 6.10b

- $N_{\max} = 270,9 \text{ kN}$
- Kuormayhdistelmä 6.10a
- $N_{\max} = 300,4 \text{ kN}$

Näistä määääviä suureita ovat suurimmat luvut, eli lopulliset mitoittavat luvut murtorajatilassa ovat seuraavat:

- Leikkausvoima $V_{Ed} = 61,1 \text{ kN}$
- Taivutusmomentti $M_{Ed} = 43,7 \text{ kNm}$
- Normaalivoima $N_{Ed} = 300,4 \text{ kN}$

Koska työssä tarkastellaan puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutusta, eivät edellä lasketut maksimiarvot taivutusmomentille ja normaalivoimalle välttämättä muodosta yhteisvaikutuksen kannalta kriittisintä tapausta. Lähdetään kuitenkin näiden pohjalta laskennassa liikkeelle.

7.4 Kuormayhdistelmät käyttörajatilassa (vaakasuuntaiset kuormat)

Käyttörajatilatarkastelussa lasketaan halkeamaleveysrajatila ja taipumarajatila, joten lasketaan sekä ominaiskuormayhdistelmä että pitkäaikaiskuorman yhdistelmä. Ominaisyhdistelmässä kuormakerroin sekä pysyvälle että muuttuvalle kuormalle on 1,0. Pitkäaikaishdistelmässä käytetään pysyvälle kuormalle edelleen kuormakerrointa 1,0, mutta muuttuvalle kuormalle $\psi_2 = 0,3$. Tällöin leikkausvoima ja taivutusmomentti muuttuvalle kuormalle lasketaan arvolle $\frac{16 \text{ kN}}{m} \times 0,3 = 4,8 \text{ kN/m}$.

7.4.1 Ominaisyhdistelmä

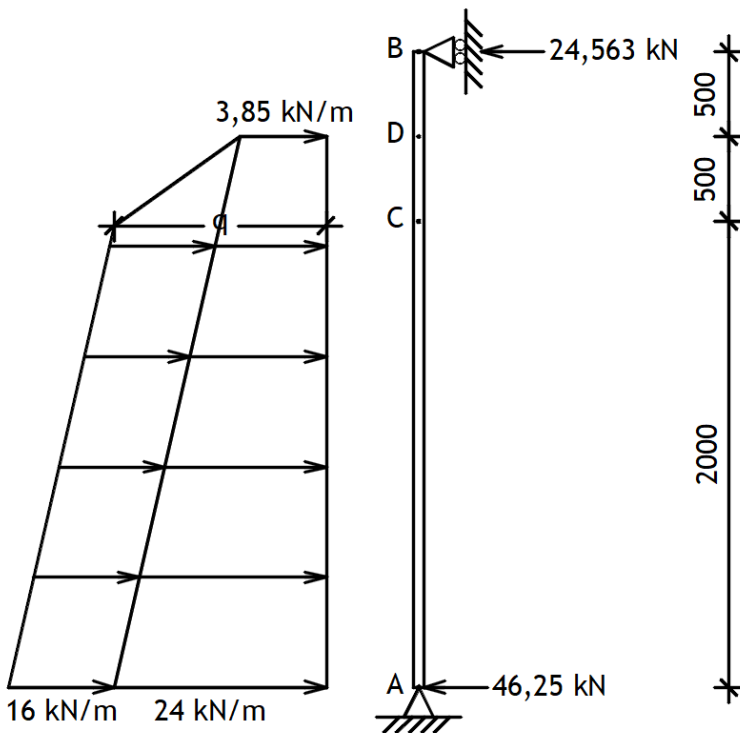
Ominaisyhdistelmässä käytetään ominaiskuormia pysyvälle kuormalle ja 1. muuttuvalle kuormalle. Kellarinseinää kuormittaa vain yksi muuttuva vaakasuuntainen voima, joten ominaisyhdistelmä voidaan laskea ominaiskuormilla. Sovelletaan kuormien määrittämisessä luotua staattista mallia (kuva 11).

Lasketaan seinän yläpään tukireaktio seinän alapään suhteen:

$$\left(3,85 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times (24 - 3,85) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{3} + 16 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} \times \frac{2,0 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times 16 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} \times (2,0 \text{ m} + \frac{0,5 \text{ m}}{3}) \right) : 3 \text{ m} = 24,563 \text{ kN}$$

Lasketaan tasapainoyhtälöä soveltamalla seinän alapään tukireaktio:

$$3,85 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + \frac{1}{2} \times (24 - 3,85) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + 16 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 16 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} - 24,563 \text{ kN} = 46,25 \text{ kN}$$



Kuva 16. Tarkasteltavat pisteet, ominaisyhdistelmä (KRT)

Määritetään kuvan 16 ilmaisema q pisteen C kohdalla yhdenmuotoisten kolmioiden avulla.

$$\frac{24 \text{ kN/m} - q}{2 \text{ m}} = \frac{24 \text{ kN/m} - 3,85 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}}$$

$$q = 24 \text{ kN} - \frac{\left(\frac{24 \text{ kN}}{\text{m}} - \frac{3,85 \text{ kN}}{\text{m}}\right) \times 2 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} = 7,88 \text{ kN/m}$$

Lasketaan leikkausvoimat kuvassa 9 esitettyjen pisteiden kohdalla:

$$Q_A = 46,25 \text{ kN}$$

$$Q_C = 46,25 \text{ kN} - 16 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} - \frac{1}{2} \times \left(\frac{24 \text{ kN}}{\text{m}} + \frac{7,88 \text{ kN}}{\text{m}}\right) \times 2,0 \text{ m} = -17,63 \text{ kN}$$

$$Q_D = -17,63 \text{ kN} - \frac{1}{2} \times 16 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} - \frac{1}{2} \times \left(\frac{7,88 \text{ kN}}{\text{m}} + \frac{3,85 \text{ kN}}{\text{m}} \right) \times 0,5 \text{ m} = -24,563 \text{ kN}$$

Tällöin leikkausvoima seinän yläpäässä pisteessä B on -24,563 kN, eli samassa pisteessä vaikuttavan tukireaktion vastaluku.

Rakenteen kuormitusjakaumasta voidaan päätellä, että leikkausvoiman nollakohta sijaitsee pisteiden A ja C välillä. Selvitetään tämä sijainti seuraavaksi, sillä leikkausvoiman nollakohdassa taivutusmomentti on suurimmillaan.

Lineaarisesti muuttuvan kuorman $q(x)$ voimakkuus riippuu sen etäisyydestä (x_0) pisteestä A ja tämä riippuvuus voidaan ilmaista taas yhdenmuotoisten kolmioiden avulla.

$$\frac{24 \text{ kN/m} - q(x_0)}{x_0} = \frac{24 \text{ kN/m} - 3,85 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}}$$

$$q(x_0) = 24 \text{ N} - \frac{(24 \text{ kN/m} - 3,85 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times x_0$$

Tämän yhtälön ja tasapainoehdon avulla voidaan selvittää leikkausvoiman nollakohta.

$$46,25 \text{ kN} - 16 \text{ kN/m} \times x_0 - \frac{1}{2} \times \left(24 \text{ kN/m} + 24 \text{ kN/m} - \frac{(24 \text{ kN/m} - 3,85 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times x_0 \right) \times x_0 = 0$$

$$4,03 \text{ kN/m}^2 \times x_0^2 - 40 \text{ kN/m} \times x_0 + 46,25 \text{ kN} = 0$$

$$x = \begin{cases} 8,5895 \text{ m} \\ 1,3361 \text{ m} \end{cases}, \text{ joista } 1,336 \text{ m on ainoa käypä arvo.}$$

Lasketaan $q(x)$ arvo pisteessä x_0 kun $x_0 = 1,336 \text{ m}$.

$$q(x_0) = 24 \text{ kN} - \frac{\left(\frac{24 \text{ kN}}{\text{m}} - \frac{3,85 \text{ kN}}{\text{m}} \right)}{2,5 \text{ m}} \times 1,336 \text{ m} = 13,23 \text{ kN/m}$$

Lasketaan taivutusmomentti tässä kohdassa.

$$M_{Ek} = 46,25 \text{ kN} \times 1,336 \text{ m} - 16 \text{ kN/m} \times 1,336 \text{ m} \times \frac{1,346 \text{ m}}{2} - 13,23 \text{ kN/m} \times 1,336 \text{ m} \times \frac{1,336 \text{ m}}{2} - \frac{1}{2} \times (16 \text{ kN/m} - 13,23 \text{ kN/m}) \times 1,336 \text{ m} \times \frac{2 \times 1,336 \text{ m}}{3} = 34,1 \text{ kNm}$$

Käyttörajatilassa pysyvän ja muuttuvan kuorman aiheuttama leikkausvoima $V_{\max} = 46,25 \text{ kN}$ ja suurimmaksi taivutusmomentiksi $M_{Ek} = 34,1 \text{ kNm}$.

7.4.2 Pitkäaikaisyhdistelmä

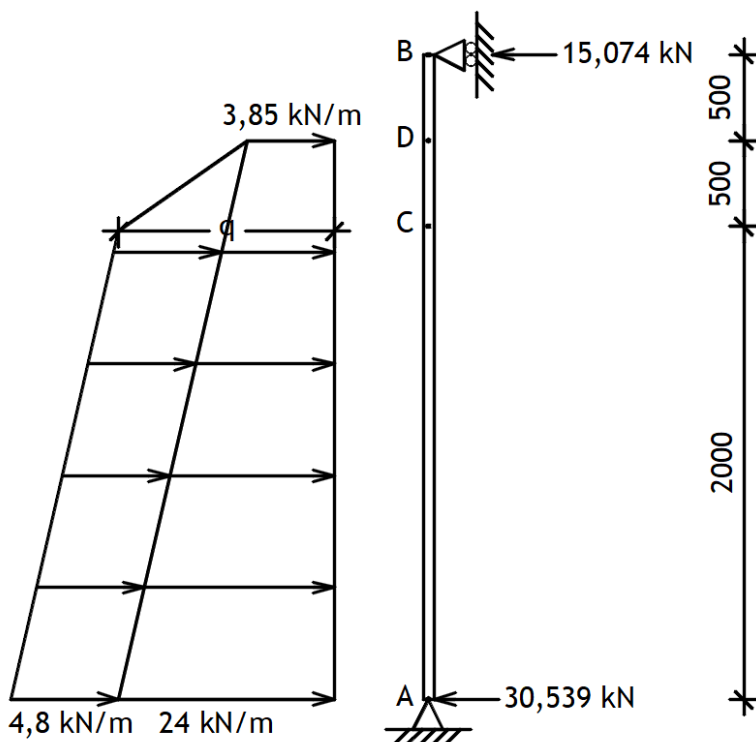
Sovelletaan taas kuormien määrittämisessä luotua staattista mallia (kuva 11). Nyt kuitenkin mallista poikkeavasti muuttuva kuorma 16 kN/m on kerrottu pitkäaikaisyhdistelmän yhdistelykertoimella $\psi_2 = 0,3$ (asuinrakennus) ja on $4,8 \text{ kN/m}$.

Lasketaan seinän yläpäähän tukireaktio seinän alapään suhteen:

$$\left(5 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times (24 - 3,85) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{3} + 4,8 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} \times \frac{2,0 \text{ m}}{2} + \frac{1}{2} \times 4,8 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} \times \left(2,0 \text{ m} + \frac{0,5 \text{ m}}{3} \right) \right) : 3 \text{ m} = 15,074 \text{ kN}$$

Lasketaan tasapainoyhtälöä soveltamalla seinän alapään tukireaktio:

$$3,85 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + \frac{1}{2} \times (24 - 3,85) \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} + 4,8 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 4,8 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} - 15,074 \text{ kN} = 30,539 \text{ kN}$$



Kuva 17. Tarkasteltavat pisteet, pitkäaikaisyhdistelmä (KRT)

Lineaarisesti muuttuvan kuorman $q(x)$ voimakkuus riippuu sen etäisyydestä (x_0) pisteestä A ja tämä riippuvuus voidaan ilmaista taas yhdenmuotoisten kolmioiden avulla. Määritetään kuvan 17 ilmaiseman q :n avulla $q(x)$ yhdenmuotoisten kolmioiden avulla.

$$\frac{24 \text{ kN/m} - q(x_0)}{x_0} = \frac{24 \text{ kN/m} - 3,85 \text{ kN/m}}{2,5 \text{ m}}$$

$$q(x_0) = 24 \text{ N} - \frac{(24 \text{ kN/m} - 3,85 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times x_0$$

Tämän yhtälön ja tasapainoehdon avulla voidaan selvittää leikkausvoiman nollakohta.

$$30,54 \text{ kN} - 4,8 \text{ kN/m} \times x_0 - \frac{1}{2} \times \left(24 \text{ kN/m} + 24 \text{ kN/m} - \frac{(24 \text{ kN/m} - 3,85 \text{ kN/m})}{2,5 \text{ m}} \times x_0 \right) \times x_0 = 0$$

$$4,03 \text{ kN/m}^2 \times x_0^2 - 28,8 \text{ kN/m} \times x_0 + 46,25 \text{ kN} = 0$$

$$x = \begin{cases} 5,8513 \text{ m} \\ 1,2951 \text{ m} \end{cases}, \text{ joista } 1,2951 \text{ m on ainoa käypä arvo.}$$

Lasketaan $q(x)$ arvo pisteessä x_0 kun $x_0 = 1,295 \text{ m}$.

$$q(x_0) = 24 \text{ kN} - \frac{\left(\frac{24 \text{ kN}}{\text{m}} - \frac{3,85 \text{ kN}}{\text{m}} \right)}{2,5 \text{ m}} \times 1,295 \text{ m} = 13,562 \text{ kN/m}$$

Lasketaan taivutusmomentti tässä kohdassa.

$$M_{Eqp} = 30,54 \text{ kN} \times 1,295 \text{ m} - 4,8 \text{ kN/m} \times 1,295 \text{ m} \times \frac{1,295 \text{ m}}{2} - 13,57 \text{ kN/m} \times 1,295 \text{ m} \times \frac{1,295 \text{ m}}{2} - \frac{1}{2} \times (4,8 \text{ kN/m} - 13,57 \text{ kN/m}) \times 1,295 \text{ m} \times \frac{2 \times 1,295 \text{ m}}{3} = 29,1 \text{ kNm}$$

Käyttörajatilassa pysyvän ja muuttuvan kuorman aiheuttama leikkausvoima $V_{\max} = 30,54 \text{ kN}$ ja suurimmaksi taivutusmomentiksi $M_{Eqp} = 29,1 \text{ kNm}$.

7.5 Materiaaliominaisuuksia

Betonin keskimääräinen puristuslujuus $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1,5} = 17 \text{ MPa}$

Betonin vetolujuus lujuusluokan perusteella $f_{ctm} = 0,30 \text{ MPa} \times \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,30 \text{ MPa} \times \left(\frac{30 \text{ MPa}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,9 \text{ MPa}$

Betonin ominaislujuuden 5 % alaraja-arvo $f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 2,9 = 2,03 \text{ MPa}$

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo $f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,00 \times \frac{2,03 \text{ MPa}}{1,5} = 1,35 \text{ MPa}$

Betonin lyhyen ajan kimmomoduuli $E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}\right)^{0,3} = 22 \text{ GPa} \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}}\right)^{0,3} = 32,84 \text{ GPa}$

Raudituksen mitoituslujuus $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$

Raudituksen kimmomoduuli $E_s = 200 \text{ GPa}$

7.6 Alustavat poikkileikkausmitat

Koska maanpaineisiin kohdistuu tavallista seinää suuremmat kuormat ja taipumaa on luonnollista rajoittaa seinän paksuudella, valitaan seinän paksuudeksi 300 millimetriä. Valitaan pääraudoituksen ja jakoraudoituksen tankokooksi 20 millimetriä ja molempien tankojaksi 200 millimetriä. Tarkistetaan, että valinnat ovat rauditukselle annettujen rajojen sisällä.

Pääraudoituksen määräksi poikkileikkauksessa yhden metrin matkalla saadaan $A_s =$

$$\frac{\pi \times \frac{20 \text{ mm}^2}{2}}{2} \times \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \times 2 = 3140 \text{ mm}^2$$

Kun rakenne on symmetrisesti raudoitettu, on sekä veto- että puristusraudoituksen pinta-ala

$$\frac{3140 \text{ mm}^2}{2} = 1570 \text{ mm}^2$$

Pääraudoituksen vähimmäismäärä $A_{s,vmin} = 0,002 A_c = 0,002 \times 300 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 600 \text{ mm}^2$

Pääraudoituksen enimmäismäärä $A_{s,vmax} = 0,06A_c = 0,06 \times 300m \times 1000m = 18000 \text{ mm}^2$

Pääraudoituksen maksimitankoväli $s_{vmax} = \min \begin{cases} 3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$

Jakoraudoituksen vähimmäispinta-ala $A_{s,hmin} =$

$$\max \begin{cases} 0,001A_c = 0,001 \times 300mm \times 1000mm = 300 \text{ mm}^2 \\ 0,25A_{s,v} = 0,25 \times \pi \times (10mm)^2 \times \frac{1000mm}{200mm} \times 2 = 785 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Jakoraudoituksen maksimitankoväli $s_{h,max} = 400 \text{ mm}$

Taivutusraudoituksen ehdot maksimitankoväleille on eritelty maksimimomentin ja pistekuormien alueille ja muille alueille taulukossa 8. Pyritään siihen, että raudoitus on mahdollisimman samanlainen koko rakenteessa, joten valitaan ehdot maksimimomentin ja pistekuormien alueiden mukaan.

Pääraudoituksen maksimitankoväli on pienempi arvoista $2h = 2 \times 300mm = 600mm$ tai vakio 250 mm, eli 250 mm. Jakoraudoituksen maksimitankoväli on pienempi arvoista $3h = 3 \times 300mm = 900mm$ tai vakio 250 mm, eli 250 mm. Kaikki ehdot toteutuvat, joten jatketaan näillä arvoilla.

7.7 Betonipeitteen nimellisarvo ja poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Lasketaan betonipeitteen minimipaksuus:

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} = \max \begin{cases} \phi_{pääteräs} - \phi_{haka} \\ \phi_{haka} \end{cases} \\ c_{min,dur} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} = \max \begin{cases} c_{min,b} = \max \begin{cases} 20 \\ - \end{cases} \\ 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Lasketaan betonipeitteen nimellisarvo $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25mm + 10mm = 35mm$

Lasketaan poikkileikkauksen tehollinen korkeus, kun pääteräs on vaakateräksen sisäpuolella:

$$d = h - c_{nom} - 1,1\phi - \frac{1,1\phi}{2} = 300mm - 35mm - 1,1 \times 20mm - \frac{1,1 \times 20mm}{2} = 232 \text{ mm}$$

Lasketaan mitta d_2 puristetun reunan terästen mukaan, kun pääteräs on vaakateräksen sisäpuolella:

$$d_2 = c_{nom} + 1,1\phi + \frac{1,1\phi}{2} = 35\text{mm} + 1,1 \times 20\text{mm} + \frac{1,1 \times 20\text{mm}}{2} = 68\text{mm}$$

7.8 Suuntaa antava taipumamitoitus (KRT)

Lasketaan suuntaa antavan taipumamitoituksen avulla valittujen poikkileikkausmittojen riittävyys.

$$\text{Lasketaan vetoraidoituksen raudoitussuhde } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{\pi \times (10\text{mm})^2 \times \frac{1000\text{mm}}{200\text{mm}}}{1000\text{mm} \times 232\text{mm}} = 0,0067$$

$$\text{Lasketaan raudoitussuhteen vertailuarvo } \rho_0 = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1000\text{MPa}} = \frac{\sqrt{30\text{MPa}}}{1000\text{MPa}} = 0,0054$$

$$\text{Lasketaan puristusraudoituksen raudoitussuhde } \rho' = \frac{A_{s2}}{bd} = \frac{\pi \times (10\text{mm})^2 \times \frac{1000\text{mm}}{200\text{mm}}}{1000\text{mm} \times 232\text{mm}} = 0,0067$$

Nyt $\rho > \rho_0$, joten suhde l/d on

$$\begin{aligned} \frac{l}{d} &= K \left[11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \\ &= 0,8 \times \left[11 + 1,5 \times \sqrt{\frac{30\text{MPa}}{\text{MPa}}} + \frac{1}{12} \times \sqrt{\frac{30\text{MPa}}{\text{MPa}}} \times \sqrt{\frac{0,0067}{0,0054}} \right] = 14,11 \end{aligned}$$

Todellinen seinän korkeuden ja tehollisen korkeuden suhde on

$$\frac{L}{d} = \frac{3000\text{mm}}{232\text{mm}} = 12,94$$

Nyt ehto $\frac{L}{d} \leq \frac{l}{d}$ toteutuu, joten taipuma ei tämän suuntaa antavan menetelmän laskelmilla ole liian suuri. Poikkileikkauksen määrittämisessä tehtyjen valintojen perusteella lasketut rakenteen ja raudoituksen poikkipinta-alat ovat siis todennäköisesti riittävät.

7.9 Puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutus (MRT)

Lasketaan rakenteen hoikkuus $\lambda_z = \frac{L_0}{i} = \frac{3000\text{mm}}{300\text{mm} \div \sqrt{12}} = 34,64$

Lasketaan hoikkuuden raja-arvoa varten suhteellinen normaalivoima $n = \frac{N_{Ed}}{A_{cd}f_{cd}} = \frac{300,4 \times 10^3 \text{N}}{1000\text{mm} \times 300\text{mm} \times 17\text{N/mm}^2} = 0,0589$

Lasketaan hoikkuuden raja-arvo $\lambda_{lim} = 20ABC \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \times 0,7 \times 1,1 \times 0,7 \times \frac{1}{\sqrt{0,0589}} = 44,41$

Nyt $\lambda < \lambda_{lim}$, joten rakenne ei ole hoikka.

Lasketaan vinouden määrittämistä varten $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,73$. Tälle on ehto $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$, joten käytetään α_h :lle arvoa 1,0.

Lasketaan vinous $\theta_i = \frac{\alpha_h \alpha_m}{200} = \frac{1,0 \times 1,0}{200} = 0,005$

Lasketaan lisäepäkeskisyyttä $e_i = \theta_i \frac{L_0}{2} = 0,005 \times \frac{3000\text{mm}}{2} = 7,5 \text{ mm}$

Lasketaan mitoittava momentti $M_{Ed} + N_{Ed} \times e_i = 43,66\text{kNm} + 300,4\text{kN} \times 0,0075\text{m} = 45,92 \text{ kNm}$

Lasketaan vähimmäisepäkeskisyyttä $e_0 = \max\left(\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right) = \max\left(\frac{300\text{mm}}{30}, 20\text{mm}\right) = \max(10\text{mm}, 20\text{mm}) = 20 \text{ mm}$

Lasketaan vähimmäismomentti $M_{min} = e_0 N_{Ed} = 0,02\text{m} \times 300,4\text{kN} = 6,01 \text{ kNm}$

Näin mitoittavaksi momentiksi tulee $M_{Ed} = 45,92 \text{ kNm}$, joka toteuttaa vähimmäisvaatimuksen $M_{Ed} \geq M_{min}$.

Lasketaan suhteellinen normaalivoima $v = \frac{N_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{300,4 \times 10^3 \text{N}}{1000\text{mm} \times 300\text{mm} \times 17\text{N/mm}^2} = 0,059$

Lasketaan suhteellinen momentti $\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{45,92\text{kNm}}{1000\text{mm} \times (300\text{mm})^2 \times 17\text{N/mm}^2} = 0,030$

Suhde $\frac{d_2}{h} = \frac{68\text{mm}}{300\text{mm}} = 0,227$ kertoo mistä yhteisvaikutusdiagrammista katsotaan ω :n arvo. Valitaan diagrammi varmalta puolelta, eli $\frac{d_2}{h} = 0,25$, mistä luetaan raudoitussuhteeksi $\omega=0$. Tällöin puristus ei vaikuta vähimmäisraudoitusvaatimukseen (kaava 17), missä $A_{s,v\min} = 0,002A_c$. Nyt siis vähimmäisraudoitusvaatimus poikkileikkaukselle on 600 mm^2 .

Ero alustavasti valitun raudoituksen alaan 3140 mm^2 on moninkertainen ja raudoituksen määrää kannattaa pienentää. Taulukosta 9 nähdään, että optimaalisin vaihtoehto on käyttäen 12 millimetrin raudoitustankoja 350 millimetrin jaolla. Valitaan tämä sekä pääteräksille että jakoteräksille. Kun alustavien valintojen tilalle vaihdetaan uudet mitat, lasketaan uudelleen suuntaa antava taipumamitoitus ja jos sen ehdot täyttyvät, jatketaan halkeamaleveyden laskentaan ja taipuman tarkempaan laskentaan.

7.10 Tietojen päivitys

Käytetään T12 k350 pää- ja jakoteräksenä. Tällöin raudoituksen ala poikkileikkauksessa on 645 mm^2 ja veto- ja puristusraudoituksen ala on 322 mm^2 (pyöristetty varmemmalle puolelle).

Päivitetään betonipeitteen nimellisarvo c_{nom} :

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{pääteräs} - \phi_{haka} \\ \phi_{haka} \end{array} \right. \\ c_{min,dur} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = \max \left\{ \begin{array}{l} 12 \\ - \end{array} \right. \\ 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Lasketaan $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25\text{mm} + 10\text{mm} = 35\text{mm}$

Lasketaan poikkileikkauksen tehollinen korkeus, kun pääteräs on vaakateräksen sisäpuolella:

$$d = h - c_{nom} - 1,1\phi - \frac{1,1\phi}{2} = 300\text{mm} - 35\text{mm} - 1,1 \times 12\text{mm} - \frac{1,1 \times 12\text{mm}}{2} = 245,2 \text{ mm}$$

Lasketaan d_2 puristetun reunan terästen mukaan, kun pääteräs on vaakateräksen sisäpuolella:

$$d_2 = c_{nom} + 1,1\phi + \frac{1,1\phi}{2} = 35\text{mm} + 1,1 \times 12\text{mm} + \frac{1,1 \times 12\text{mm}}{2} = 54,8 \text{ mm}$$

7.11 Suuntaa antava taipumamitoitus päivitettyillä tiedoilla (KRT)

Päivitetään suuntaa antava taipumamitoitus päivitettyjen tietojen mukaisesti.

$$\text{Lasketaan vetoraidoituksen raudoitussuhde } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{\pi \times (6\text{mm})^2 \times \frac{1000\text{mm}}{350\text{mm}}}{1000\text{mm} \times 245,2\text{mm}} = 0,0013$$

$$\text{Lasketaan raudoitussuhteen vertailuarvo } \rho_0 = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1000 \text{ MPa}} = \frac{\sqrt{30\text{MPa}}}{1000 \text{ MPa}} = 0,0054$$

Tällä kertaa $\rho \leq \rho_0$, joten joudutaan vaihtamaan kaavaa l/d :n määrittämiseen: $\frac{l}{d} =$

$$K \left[11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] = 0,8 \times \left[11 + 1,5 \times \sqrt{\frac{30\text{MPa}}{\text{MPa}}} \times \frac{0,0054}{0,0013} + \right. \\ \left. 3,2 \times \sqrt{\frac{30\text{MPa}}{\text{MPa}}} \times \left(\frac{0,0054}{0,0013} - 1 \right)^{3/2} \right] = 114,83$$

Todellinen seinän korkeuden ja tehollisen korkeuden suhde on $\frac{L}{d} = \frac{3000 \text{ mm}}{245,2 \text{ mm}} = 12,24$

Ehto $\frac{L}{d} \leq \frac{l}{d}$ toteutuu, joten voidaan jatkaa. Puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutustarkastelua ei tarvitse tehdä uudelleen, sillä muutokset tehtiin vain raudoitukseen eikä seinän paksuuteen ja raudoituksen koko ei vaikuta näihin laskelmiin.

7.12 Halkeamaleveys (KRT)

Selvitetään, halkeaako rakenne vertaamalla ominaisyhdistelmää ja halkeilumomenttia.

$$m_{EK} = m_{gk} + m_{qk} + \sum \psi_{0,i} m_{qk,i} = 34,1 \text{ kNm}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200 \text{ GPa}}{32,84 \text{ GPa}} = 6,1$$

$$X_I = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{bh + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})} = \frac{\frac{1000\text{mm} \times (300 \text{ mm})^2}{2} + (6,1 - 1)(322\text{mm}^2 \times 245,2\text{mm} + 322\text{mm}^2 \times 54,8\text{mm})}{1000\text{mm} \times 300\text{mm} + (6,1 - 1)(322\text{mm}^2 + 322\text{mm}^2)} =$$

$$150 \text{ mm}$$

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_I \right)^2 + (a_e - 1) \times [A_{s1}(d_1 - X_I)^2 + A_{s2}(d_2 - X_I)^2] = \frac{1000mm \times (300mm)^3}{12} + 1000mm \times 300mm \times \left(\frac{300mm}{2} - 150mm \right)^2 + (6,1 - 1) \times [322mm^2(245,2mm - 150mm)^2 + 322mm^2(54,8mm - 150mm)^2] = 2,250190632 \times 10^9 mm^4$$

$$W_1 = \frac{I_I}{h - X_1} = \frac{2,250190632 \times 10^9 mm^4}{300mm - 150mm} = 15,00127088 \times 10^6 mm^3$$

$$m_{R,cr} = f_{ct,eff} W_1 = 0,3 \times 30 GPa^{\frac{2}{3}} \times 15,00127088 \times 10^6 mm^3 = 43,5 kNm$$

Nyt ehto $m_{Ek} \geq m_{R,cr}$ ei toteudu, joten rakenne ei ole haljennut eikä laskentaa jatketa tämän pidemmälle halkeilun osalta.

7.13 Taipuma (KRT)

Edellisessä kohdassa todettiin, että halkeilua ei tapahdu. Muokataan sen vuoksi kaavoja siten, että huomioidaan laskennassa vain halkeamattoman tilan vaikutukset.

Lasketaan aluksi myöhemmin hyödynnettäviä arvoja: tehollinen kimmokerroin ($E_{c,eff}$), kimmo-kerrointen tehollinen suhde ($\alpha_{e,eff}$) ja pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus ($X_{I,LT}$) ja jäyhyysmomentti ($I_{I,LT}$):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = \frac{32,84 GPa}{1+1,6} = 12,63$$

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200 GPa}{12,63} = 15,84$$

$$X_{I,LT} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_{eff} - 1)(A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{bh + (\alpha_{e,eff} - 1)(A_{s1} + A_{s2})}$$

$$= \frac{\frac{1000mm \times (300mm)^2}{2} + \left(\frac{200GPa}{12,63GPa} - 1 \right) \times (322mm^2 \times 245,2mm + 322mm^2 \times 54,8mm)}{1000mm \times 300mm + \left(\frac{200GPa}{12,63GPa} - 1 \right) \times (322mm^2 + 322mm^2)}$$

$$= 150 mm$$

$$\begin{aligned}
I_{I,LT} &= \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_{I,LT} \right)^2 + (\alpha_{e,eff} - 1) \times [A_{s1}(d_1 - X_I)^2 + A_{s2}(d_2 - X_I)^2] = \\
&= \frac{1000mm \times (300mm)^3}{12} + 1000mm \times 300mm \times \left(\frac{300mm}{2} - 226mm \right)^2 + \left(\frac{200GPa}{12,63GPa} - 1 \right) \times \\
&= [322mm^2 \times (245,2mm - 150mm)^2 + 322mm^2 \times (54,8mm - 150mm)^2] = \\
&= 2,336853019 \times 10^9 mm^4
\end{aligned}$$

Lasketaan kuormituksen aiheuttama taipuma pitkäaikaisyhdistelmän mitoittavalla momentilla.

$$a_{LT,M} = KL^2 \times \frac{m_{Eqp}}{E_{c,eff} I_{I,LT}} = \frac{5}{48} \times (3000mm)^2 \times \frac{29,1 \times 10^6 Nmm}{12,63 \times 1000 N/mm^2 \times 2,336853019 \times 10^9 mm^4} = 0,92 mm$$

Lasketaan kutistuman aiheuttamaa taipumaa varten raudituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen halkeamattomassa tilassa ($S_{I,LT}$).

$$\begin{aligned}
S_{I,LT} &= A_{s1}(d - X_{I,LT}) - A_{s2}(X_{I,LT} - d_2) = 322mm^2 \times (245,2mm - 150mm) - \\
&= 322mm^2 \times (54,8mm - 150mm) = 0
\end{aligned}$$

Koska staattinen momentti on nolla, on siksi myös kaarevuus ja sitä kautta kutistuman aiheuttama taipuma nolla. Tämä on loogista, sillä poikkileikkaus on symmetrisesti raudoitettu, joten kutistuma on molemmilla pinnoilla yhtä suurta. Kun kutistuman aiheuttamaa taipumaa ei ole, on kuormien aiheuttama taipuma kokonaispainuma a .

$$\text{Lasketaan vielä sallitun taipuman maksimiarvo } a_{max} = \frac{L}{250} = \frac{3000mm}{250} = 12 mm$$

Mitoitusehto $a \leq a_{max}$ toteutuu.

8 YHTEENVETO

Kellarinseinän mitoitus on monitahoinen prosessi ja vaatii kattavan katsauksen alan kirjallisuuteen, jotta aiheeseen pystyy perehtymään tarpeeksi syvällisesti rakenteen mitoitusta ajatellen. Rakenne on kuitenkin hyvin tavallinen mitoittettava rakennuksen osa ja on suotavaa, että opiskelijoilla on valmiudet tämän mitoituksen myös ilman valmiita ohjelmia.

Mitoitusprosessissa on suoritettava useampia rajatilatarkasteluja, mutta teorian pohjalta oleellisimmiksi rajatiloiksi nousevat taipuma ja puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutus. Näiden laskentaan sovelletaan kuitenkin hyvin erityyppisiä mitoitusohjeistuksia. Taipumamitoitus tehdään käyttörajatilassa ominaiskuormayhdistelmän ja pitkäaikaisen kuormayhdistelmän avulla soveltaen laatan taipumamitoituksen ohjetta. Puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutus taas mitoitetaan murtorajatilassa pilarin mitoitukseen tehtyjen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutustarkasteluohjeiden perusteella.

Tämän opinnäytetyön myötä opiskelijat pystyvät laskentaketjua seuraamalla mitoittamaan käsinlaskentana tavallisen kellarinseinän. Jos prosessia haluaisi jalostaa pidemmälle, voisi laskentaketjua hyödyntää luomalla sen pohjalta laskentaa nopeuttavan taulukkolaskentamitoituspohjan esimerkiksi opinnäytetyönä.

LÄHTEET

- Rakennusteollisuus. (10.6.2021). *Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan: Osa 5. pilarit*. Rakennusteollisuus. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf
- Jääskeläinen, R. (2011). *Geotekniikan perusteet* (3. p.). Tammertekniikka / Amk-Kustannus Oy.
- Leskelä, M. V. (2008). *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008: by 210* (2. p.). Suomen Betonitieto Oy.
- Nykyri, P. (2013). *Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013: Osa 1*. Suomen Betoniyhdistys ry.
- Nykyri, P. (2015). *Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014: Osa 2*. Suomen Betoniyhdistys ry.
- Perälä, M. (2014). *Betonirakenteiden opetusmateriaalia*. [Luentomateriaali]. SeAMK Moodle.
- Perälä, M. (2022). *Betonirakenteiden opetusmateriaalia*. [Luentomateriaali]. SeAMK Moodle.
- Punkki, J. (2017). *Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu: opas suunnittelijoille 2016: by 68*. Suomen Betoniyhdistys ry.
- Purdue University. (2007). *California Trenching and Shoring Manual*. Purdue University. <https://engineering.purdue.edu/~frosch/ftp/Talbott/11%20-%20References/files/California%20Trenching%20and%20Shoring%20Manual.pdf>
- Suomen Rakennusinsinöörin Liitto (RIL). (2011). *Betonirakenteiden suunnitteluohje*. (RIL 202-2011). Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry, Suomen Betoniyhdistys ry.
- Suomen Rakennusinsinöörin Liitto (RIL). (2017a). *Geotekninen suunnittelu: eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje*. (RIL 207-2017). Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.
- Suomen Rakennusinsinöörin Liitto (RIL). (2017b). *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. (RIL 201-1-2017). Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.
- Ympäristöministeriö. (20.12.2016). *Rakenteiden lujuus ja vakaus: Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet*. Ympäristöministeriö. https://ym.fi/documents/1410903/38439968/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf

LIITTEET

Liite 1. Yhdistelykertoimet

Liite 2. Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus

Liite 3. Halkeamaleveyden rajoittamisen taulukot

Liite 4. Poissonin luvun tyypillisiä arvoja eri maalajeille

Liite 5. Puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutusdiagrammit

Liite 6. Suunnitteluohje kellarinseinän mitoitukseen

Liite 1. Yhdistelykertoimet (RIL, 2017b , s. 32, 38)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. SFS-EN 1991-1-1)			
Asuintilat	0,7	0,5	0,3
Toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Myymätilat	0,7	0,7	0,6
Varastotilat	1,0	0,9	0,8
Liikennöitävät tilat (ajoneuvon paino ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Liikennöitävät tilat (ajoneuvon paino ≤ 160 kN)	0,7	0,5	0,3

Selitteet:

- ψ_0 = Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin, ominaisyhdistelmä (MRT ja palautumaton KRT)
- ψ_1 = Muuttuvan kuorman tavallinen yhdistelykerroin (onnettomuuskuormia sisältävä MRT ja palautuva KRT)
- ψ_2 = Muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin (onnettomuuskuormia sisältävä MRT ja palautuva KRT)

Huom! Jos rakennuksessa on useampia kuormaluokkia, joita ei voi selkeästi erotella, käytetään epäedullisimman vaikutuksen antavia yhdistelykertoimia.

Liite 2. Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (Nykyri, 2013, s. 64)

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ [mm]								
Kriteeri	Rasitusluokka							
	X0	XC1	XC2	XC3 XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2 XS3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5

Liite 3. Halkeamaleveyden rajoittaminen (Nykyri, 2013, s. 215)

Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tankojen enimmäishalkaisijat			
Teräsännitys [MPa]	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

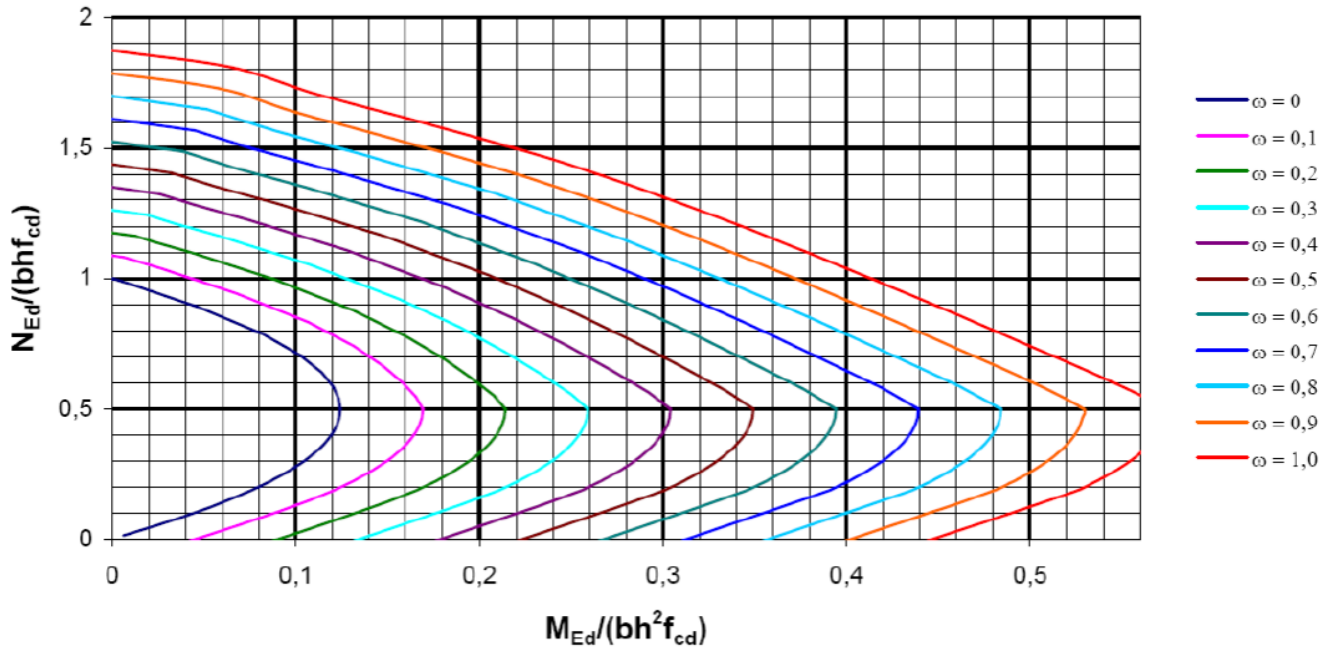
Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tankojaon enimmäisarvot			
Teräsännitys [MPa]	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Liite 4. Poissonin luvun tyypillisiä arvoja eri maalajeille (Purdue University, 2017 s. 8)

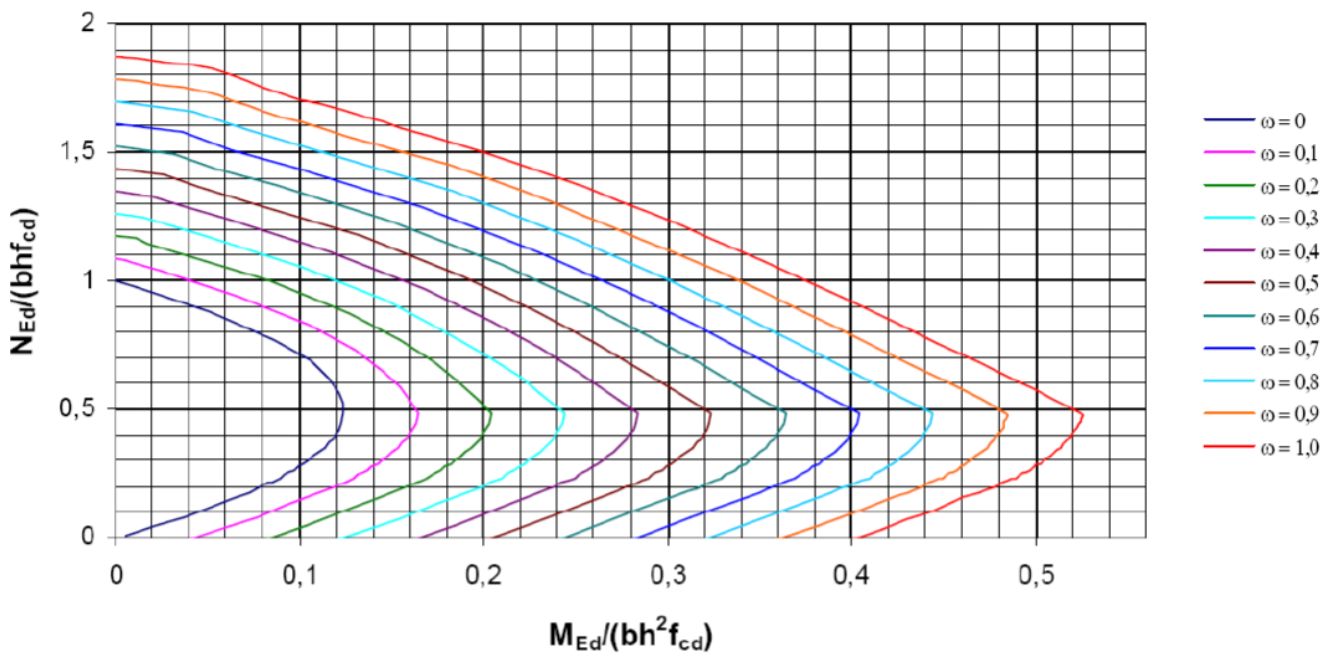
Soil Type	Typical Value for Poisson's Ratio			K ₀		
Veden kyllästämä savi	0,40	-	0,50	0,67	-	1,00
Kyllästymätön savi	0,10	-	0,30	0,11	-	0,42
Hiekkainen savi	0,20	-	0,30	0,25	-	0,42
Siltti	0,30	-	0,35	0,42	-	0,54
Tiivis hiekka	0,20	-	0,40	0,25	-	0,67
Karkeahiekka	0,15			0,18		
Hienohiekka	0,25			0,33		
Kivet	0,10	-	0,40	0,11	-	0,67

Liite 5. Puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutusdiagrammit (Rakennusteollisuus, 2021, s. 15–17)

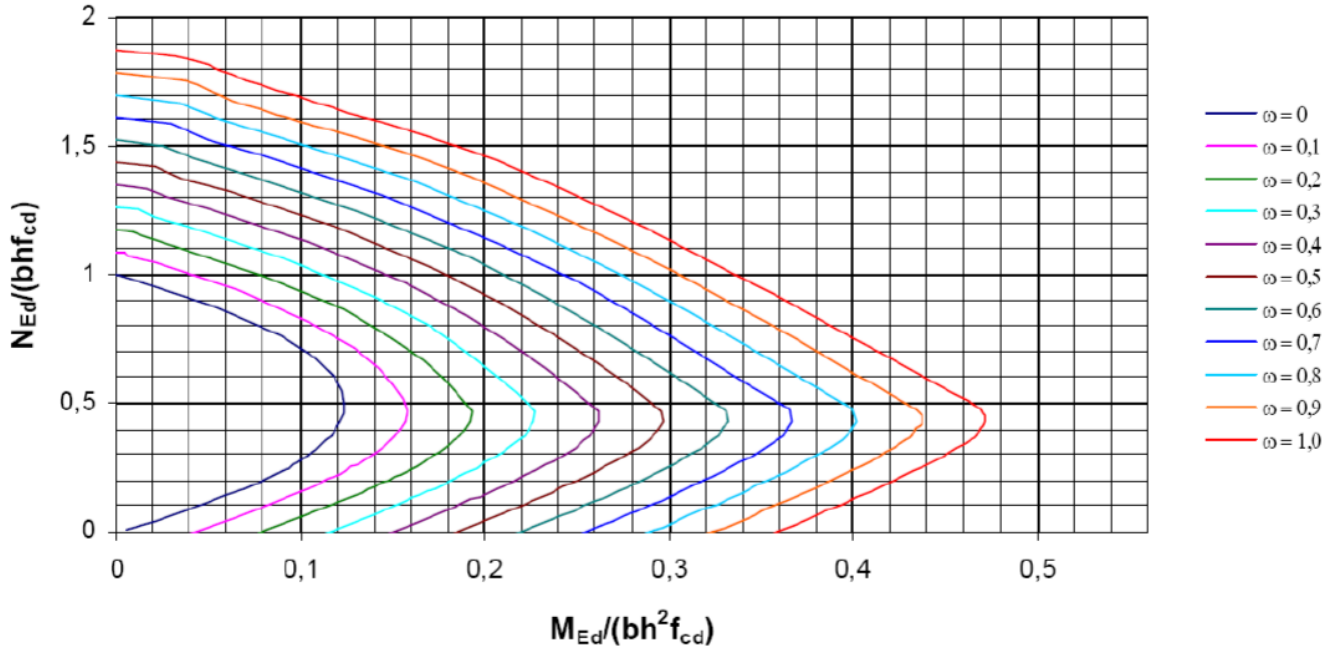
Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,05$



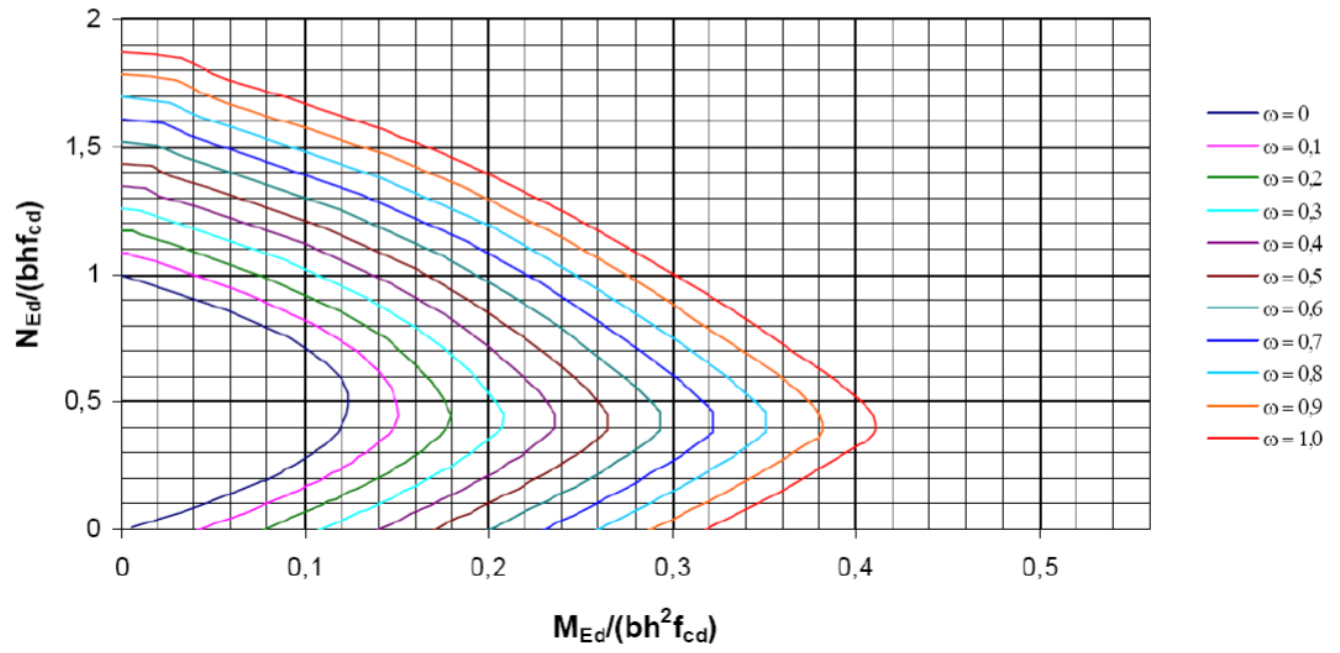
Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,10$



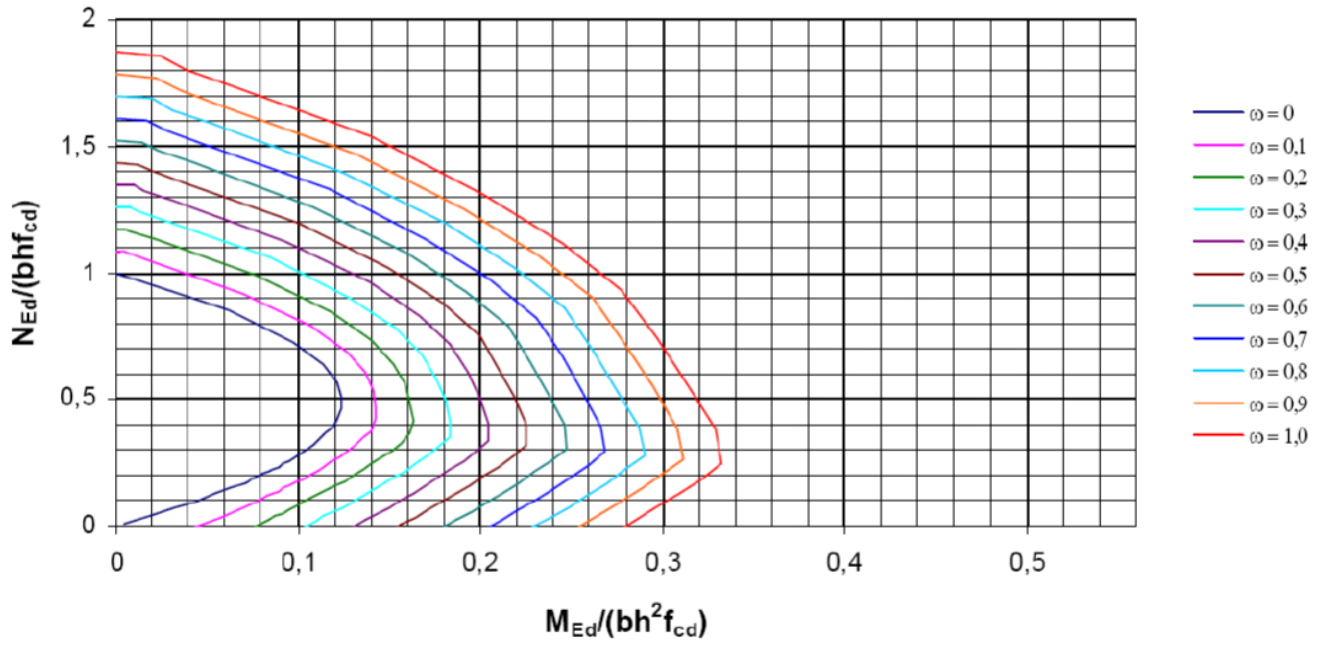
Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,15$



Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,20$



Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,25$



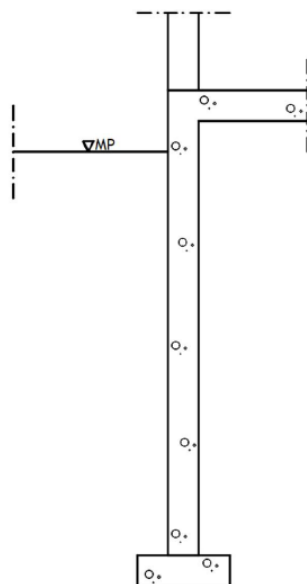
Liite 6. Suunnitteluohje kellarinseinän mitoitukseen



1

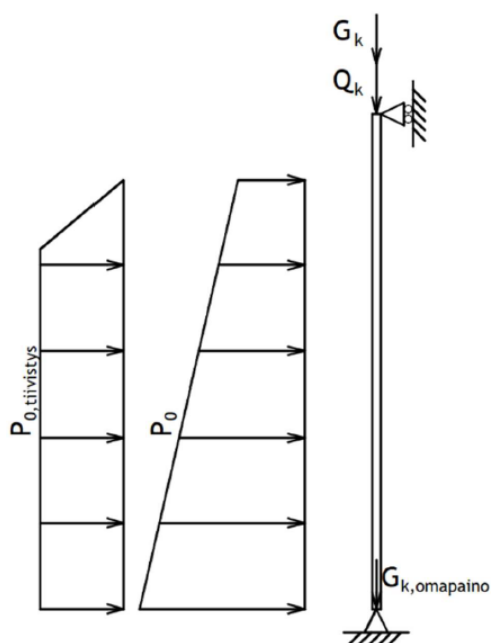
Kellarinseinän mitoitus

LÄHTÖTILANNE



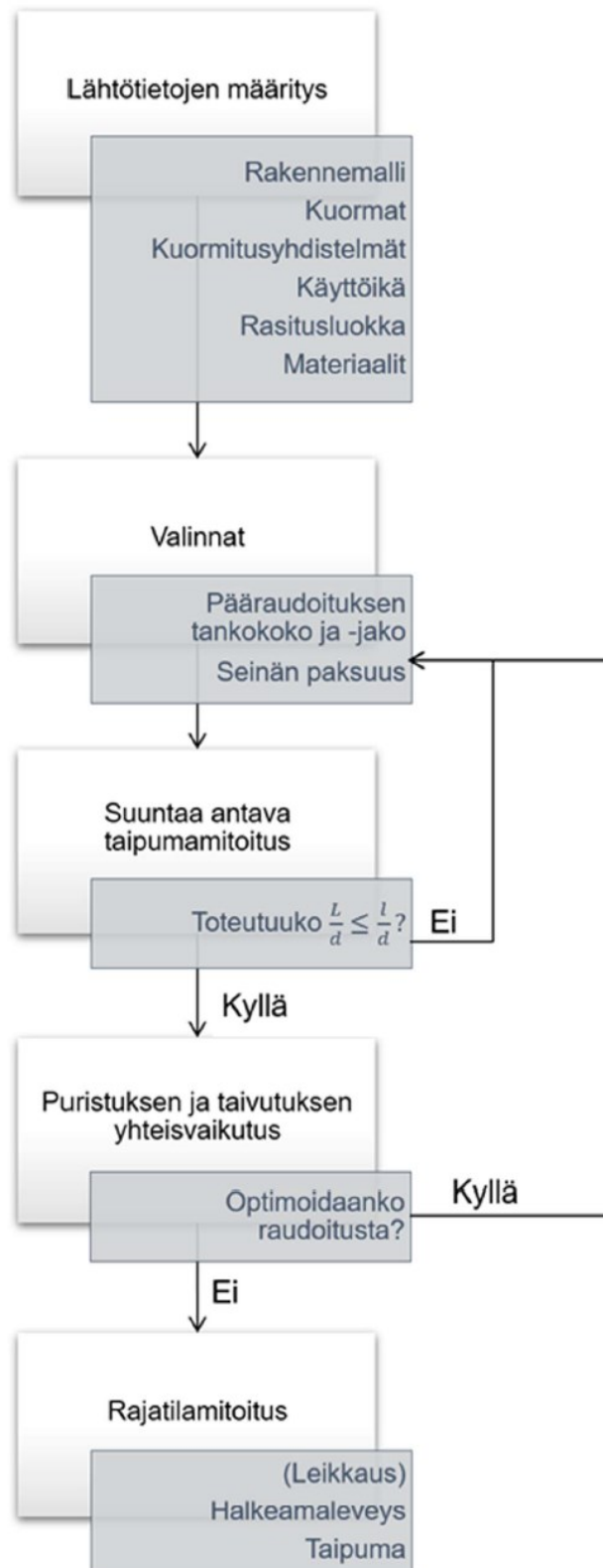
Tällä ohjeella voidaan mitoittaa paikallavalettu, molemmista päistään vapaasti tuettu kellarinseinä. Seinään liittyvän välipohjan tulee olla betoninen rakenne, joka kykenee ottamaan vastaan seinältä välittyviä kuormia. Ohjetta ei voi soveltaa tapauksiin, joissa on puinen välipohja.

STAATTINEN MALLI JA POIKKILEIKKAUS



G_k = yläpuoliselta rakenteelta tuleva pysyvä kuorma
 Q_k = yläpuoliselta rakenteelta tuleva muuttuva kuorma
 $G_{k,omapaino}$ = seinän omapaino
 P_0 = lepopaine
 $P_{0,tiivistys}$ = tiivistyksen aiheuttama paine

MITOITUKSEN ETENEMINEN



KUORMAT**Lepopaine**

Maa-aineksen tilavuuspaino

$$\gamma_{sat} = (1 - n)\gamma_s + n\gamma_w$$

missä $n = \text{Huokoisuus} \frac{V_h}{V}$

missä $V_h = \text{Huokostilavuus}$

$V = \text{Koko näytteen tilavuus}$

$\gamma_s = \text{Kivirakeiden tilavuuspaino } 26,5 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_w = \text{Veden tilavuuspaino } 10 \text{ kN/m}^3$

Lasketaan lepopaine maanpinnan tasossa ja seinän alapään tasossa; lepopaineen laskukaava

$$p_0 = (1 - \sin\phi) \times (\gamma z + q)$$

missä $\gamma = \text{maan tilavuuspaino [kN/m}^3\text{]}$

$z = \text{etäisyys maanpinnasta [m]}$

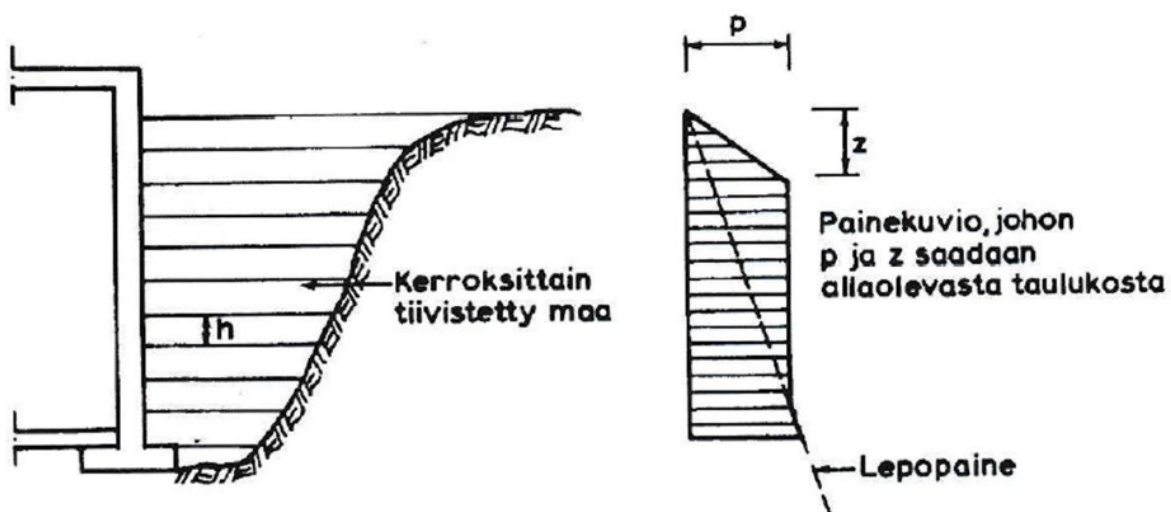
$q = \text{pystysuuntainen pintakuorma [kN/m}^2\text{]}$

$\phi = \text{maalajin leikkauskestävyyskulma}$

Maan tiivistyksen aiheuttama paine

Määritetään tiivistyksen aiheuttama paine taulukon ja kuvan avulla.

Tiivistyskone	Tiivistyskertojen määrä	Kerospaksuus h [m]	z [m]	p [kPa]
Tärylevy, 100 kg	4	0,20	0,3	12
Tärylevy, 400 kg	4	0,35	0,5	16
Täryjyvä, 3000 kg	6	0,40	0,5	19



KUORMIEN YHDISTELY (MRT)

$$\max \left\{ \frac{1,15K_{FI}G_k + 1,5K_{FI}Q_{k,i} + 1,5K_{FI}\sum\psi_{0,i}Q_{k,i}}{1,35K_{FI}G_k} \right.$$

missä K_{FI} = Seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin (ks. taulukko)

G_k = Pysyvän kuorman ominaisarvo

Q_k = Määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\psi_{0,i}$ = Ei-määräävien muuttuvien kuormien yhdistelykerroin (ks. taulukko)

KUORMIEN YHDISTELY (KRT)

Ominaisyhdistelmä

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

missä P on esijännitysvoima

$Q_{k,1}$ on määrävä muuttuva kuorma

$\psi_{0,i}$ on yhdistelykerroin (ks. taulukko)

$Q_{k,i}$ on ei-määrävä muuttuva kuorma

Pitkäaikaisyhdistelmä

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

missä $\psi_{2,i}$ on yhdistelykerroin (ks. taulukko)

Yhdistelykerroimet käyttörajatilassa			
	Pysyvä	1. muuttuva	Muut muuttuvat
Ominaisyhdistelmä	1,0	1,0	ψ_0
Tavallinen yhdistelmä	1,0	ψ_1	ψ_2
Pitkäaikainen yhdistelmä	1,0	ψ_2	ψ_2

KÄYTTÖIKÄ, RASITUSLUOKKA, MATERIAALIT

Tyypillisiä suunnittelukäyttöikä:

	Asuinrakennus, normaalitaso	Asuinrakennus, PLUS-taso	Toimistorakennus	Monumentaalinen rakennus	Pysäköintitalo, kylmä rakenne
Rakennus	50 vuotta	100 vuotta	50 vuotta	200 vuotta	50 vuotta
Perustukset	100 vuotta	100 vuotta (200 v.)	100 vuotta	200 vuotta	100 vuotta

Raudoitus teräsbetoniseinissä on yleensä kylmämuokattua betoniterästä (B500A) (voidaan valmistaa hitsattuja verkkoja).

Betonin vähimmäislujuusluokka määräytyy sen rasitusluokan perusteella.

RAUDOITUKSEN MÄÄRÄ

Lasketaan pääraudoituksen vähimmäis- ja enimmäispinta-ala seinän poikkileikkauksessa 1,0 m matkalla

$$0,002A_c \leq A_{s,v} \leq 0,06A_c \quad , \text{ missä } \quad A_{s,v} = \text{Pystyraudoituksen poikkileikkauspinta-ala}$$

$$A_c = \text{Betonin poikkileikkauspinta-ala}$$

Päätetään pääraudoituksen koko ja määritetään tankojako

$$s_{vmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. \quad , \text{ missä } \quad s_{vmax} = \text{Pystyraudoituksen tankojako}$$

Lasketaan vaakaraudoituksen vähimmäispinta-ala yhdessä reunassa

$$A_{s,hmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001A_c \\ 0,25A_{s,v} \end{array} \right. \quad , \text{ missä } \quad A_{s,hmin} = \text{Vaakaraudoituksen minimipinta-ala}$$

Jakoraudoituksen maksimitankojako:

$$s_{h,max} = 400 \text{ mm} \quad , \text{ missä } \quad s_{h,max} = \text{Vaakaraudoituksen tankojako}$$

Taivutusrasituksessa tankojen jakoväliä rajoittaa ehto $k \leq s_{max,slab}$; $s_{max,slab}$ nähdään taulukosta (valitaan annetuista arvoista pienempi). Suluissa eurokoodin kansallisen liitteen arvoista poikkeavat arvot.

	Pääraudoitus	Jakoraudoitus
Maksimimomentin ja pistekuormien alueet	2h 250 mm	3h 400 mm
Muut alueet	3h 400 mm	4h (3,5h) 600 mm (450 mm)

Raudoituksen valinnassa kannattaa hyödyntää taulukkoa, josta näkee teräspinta-alan [mm²] poikkileikkausmetriä kohti:

T \ k	50	100	150	200	250	300	350	400	500	600
T 6	566	283	189	141	113	94	81	71	57	47
T 8	1006	502	335	252	201	168	144	126	101	84
T 10	1590	785	523	393	314	262	224	196	159	131
T 12	2260	1130	753	565	452	377	323	283	226	188
T 16	4020	2010	1340	1005	804	670	574	502	402	335
T 20	6280	3140	2093	1570	1256	1047	900	785	628	523
T 25	9820	4910	3273	2455	1964	1637	1430	1228	982	818
T 32	16080	8040	5360	4020	3216	2680	2300	2010	1608	1340

BETONIPEITE JA TEHOLLINEN KORKEUS

Ratkaistaan...

...betonipeitteen minimipaksuus c_{min}

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{pääteräs} - \phi_{hak} \\ \phi_{hak} \end{array} \right. \\ c_{min,dur} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

missä $c_{min,b}$ = Tartunnan vaatima betonipeitteen minimipaksuus

$c_{min,dur}$ = Raudoituksen säilyvyysvaatimus; määritetään taulukosta

...betonipeitteen nimellisarvo c_{nom}

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad , \text{ missä } \quad \Delta c_{dev} = \text{Mittapoikkeama; paikallavalussa 10 mm}$$

...tehollinen korkeus d , kun pääteräkset ovat vaakaterästen sisäpuolella (suositeltavaa)

$$d = h - c_{nom} - 1,1\phi_{PT} - \frac{1,1\phi_{PT}}{2} \quad , \text{ missä } \quad \phi_{PT} = \text{Pääteräksen halkaisija}$$

... d_2 , kun pääteräkset ovat vaakaterästen ulkopuolella

$$d_2 = c_{nom} + 1,1\phi_{JT} + \frac{1,1\phi_{JT}}{2} \quad , \text{ missä } \quad \phi_{JT} = \text{Jakoteräksen halkaisija}$$

SUUNTAA ANTAVA TAIPUMAMITOITUS laatan laskentaperiaatteiden mukaan (KRT)

Lasketaan...

...vetoraidoituksen raudoitussuhde

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad , \text{ missä } \quad \rho = \text{vetoraidoituksen raudoitussuhde}$$

A_s = Laatan taivutusraudoitusala poikkileikkauksen leveysyksikköä kohti

...raudoitussuhteen vertailuarvo

$$\rho_0 = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1000 \text{ MPa}} \quad , \text{ missä } \quad f_{ck} = \text{Betonin puristuslujuuden ominaisarvo}$$

Seuraava kaava riippuu raudoitussuhteen ja sen vertailuarvon suhteesta toisiinsa.

$$\text{Jos } \rho \leq \rho_0, \text{ niin } \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck} \rho_0}{\text{MPa} \rho}} + 3,2 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2}} \right]$$

$$\text{Jos } \rho > \rho_0, \text{ niin } \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck} \rho_0}{\text{MPa} \rho - \rho'}} + \frac{1}{12} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$$

missä K = Rakennejärjestelmän huomioiva kerroin; vapaasti tuetulle kellarinseinälle 0,8

$$\rho' = \frac{A_{s2}}{bd} = \text{Puristusraudoitussuhde (} A_{s2} = \text{Puristusraudoituksen ala)}$$

Lopuksi tarkistetaan, että mitoitusehto $\frac{l}{d} \leq \frac{l}{d}$ toteutuu.

PURISTUKSEN JA TAIVUTUKSEN YHTEISVAIKUTUS pilarin laskentaperiaatteiden mukaan (MRT)

Selvitetään seinän hoikkuus: jos $\lambda > \lambda_{lim}$ rakenne on hoikka.

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad , \text{ missä } \quad L_0 = \text{Nurjahduspituus; päistään vapaasti tuetulla rakenteella } L_0 = L$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{Jäyhyys säde (suorakaidepoikkileikkauksessa } i = \frac{h}{\sqrt{12}})$$

$$\lambda_{lim} = 20ABC \frac{1}{\sqrt{n}} \quad , \text{ missä } \quad A = 0,7 = \text{Virumasta riippuva kerroin}$$

$B = 1,1 = \text{Raudoitusmäärästä riippuva kerroin}$

$C = 0,7 = \text{Rakenteen momenttijakaumasta riippuva kerroin}$

$$n = \frac{NEd}{A_{cd}f_{cd}} = \text{Suhteellinen normaalivoima}$$

Kertoimille A, B ja C on annettu eurokoodissa myös laskentakaavat; nämä likiarvot antavat varmallalla puolella olevan arvon.

Ei-hoikan rakenteen mitoittava momentti

Lasketaan...

...vinous

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \alpha_m}{200}, \text{ missä } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}} = \text{Sauvan pituudesta riippuva pienennyskerroin (L metreinä), rajoitus } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \text{Rakennneosien määrästä riippuva kerroin}$$

...lisäepäkeskisyyss

$$e_i = \theta_i \frac{L_0}{2}$$

...sauvan 1. kertaluvun momentti sauvan päässä 01

$$M_{01} = \min(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed}$$

missä $M_{ylä}$ = Sauvan yläpäässä vaikuttava kuormien aiheuttama momentti
 M_{ala} = Sauvan alapäässä vaikuttava kuormien aiheuttama momentti

...sauvan 1. kertaluvun momentti sauvan päässä 02

$$M_{02} = \max(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed}$$

missä $M_{ylä}$ = sauvan yläpäässä vaikuttava kuormien aiheuttama momentti
 M_{ala} = sauvan alapäässä vaikuttava kuormien aiheuttama momentti

...vähimmäisepäkeskisyyss

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right)$$

...vähimmäismomentti

$$M_{min} = e_0 N_{Ed}$$

Mitoittava momentti $M_{Ed} = \max(M_{02}, M_{min})$ jos seinä ei ole hoikka.**Hoikan rakenteen mitoittava momentti**Lasketaan vinous (θ), lisäepäkeskisyyss (e_i), 1. kertaluvun momentit (M_{01} , M_{02}), vähimmäisepäkeskisyyss (e_0) ja vähimmäismomentti (M_{min}) kuten ei-hoikalle rakenteelle.

Lasketaan lisäksi...

... kaarevuuden määrityksessä käytettävä korjauskerroin

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - 0,4}, \text{ missä } n_u = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \text{Suhteellisen puristuskestävyyden maksimiarvo}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \text{Suhteellinen normaalivoima}$$

...virumisaste

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0E}}{M_{0Ed}}$$

missä $M_{0Eqp} = 1$. kertaluvun mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa

$M_{0Ed} = 1$. kertaluvun mukainen taivutusmomentti murtorajatilassa

$\varphi(\infty, t_0) =$ Viruman loppuarvo

Viruman vaikutus mitoitukseen voidaan jättää huomioimatta, jos kaikki seuraavat toteutuvat:

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2$$

$$\lambda \leq 75$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h$$

...virumasta riippuva kerroin

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1,0$$

missä $\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$

... tasapainomurtoa vastaava kaarevuuden likiarvo

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} \quad , \text{ missä } \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \text{Raudoituksen venymä}$$

d = Seinän poikkileikkauksen tehollinen korkeus

...kaarevuus

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

...rakenteen suurin taipuma

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{L_0^2}{c} \quad , \text{ missä } c = 10 \text{ jos vakio poikkileikkaus, } 8 \text{ jos 1. kertaluvun momentti on vakio}$$

...toisen kertaluvun lisämomentti

$$M_2 = e_2 N_{Ed}$$

...mitoitettava momentti jos seinä on hoikka

$$M_{Ed} = \begin{cases} M_{0e} + M_2 \\ M_{02} + M_2 \\ M_{min} \end{cases} \quad , \text{ missä } M_{Ed} = \text{Mitoitettava momentti}$$

M_{0e} = Ekvivalentti momentti; kellarinseinälle 0

M_2 = 2. kertaluvun momentti

M_{min} = Vähimmäismomentti

Vaatus raudoituksen määrälle

Lasketaan...

...suhteellinen normaalivoima

$$v = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}}$$

...suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}}$$

Valitaan tilanteeseen sovellettava yhteisvaikutusdiagrammi suhteen $\frac{d_2}{h}$ perusteella ja saadaan diagrammista raudoitussuhteen ω arvo.

Lasketaan puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala poikkileikkauksessa

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Verrataan tulosta valittuun raudoitusmäärään. Tässä kohdassa voidaan optimoida raudoitusta (koko, jako) juuri lasketun vähimmäisraudoituksen mukaan. Jos alustavasti valittuja raudoituksia muutetaan, lasketaan uudelleen betonipeitteen nimellisarvo, teholliset korkeudet ja jo tehdyt rajatilatarkastelut.

LEIKKAUSMITOITUS laatan laskentaperiaatteiden mukaan (MRT)

$$v_{Rd,c} = \max \begin{cases} v_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} dk \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} MPa \\ v_{Rd,cmin} = 0,035 dk^{\frac{3}{2}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} MPa \end{cases}$$

missä $v_{Rd,c}$ = Laatan leikkauskestävyys

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

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{d} \text{ (ehto } \leq 2,0) = \text{Tehollinen vetoraudoitus}$$

missä A_{sL} = Vetoraudoituksen pinta-ala, jota pienennetään yhtälön

$$A_{sL} = A_{sL0} \frac{L_{bd}}{L_{b0}} \text{ mukaisesti, jos vetoraudoitusta ei ole täysin ankkuroitu}$$

poikkileikkaukseen.

Tarkistetaan, että mitoitusehto $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ toteutuu.

HALKEILUMITOITUS (KRT)

Jos mitoitusehto $m_{Ek} \geq m_{R,cr}$ toteutuu, on rakenne haljennut ja suoritetaan halkeamaleveystarkastelu. Lasketaan ehtoa varten...

...ominaiskuormien yhdistelmä eri ajankohtina

$$m_{Ek} = m_{gk} + m_{qk} + \sum \psi_{0,i} m_{qk,i}, \text{ missä } m_{gk} = \text{Pysyvä kuorma}$$

m_{qk} = Määrävä muuttuva kuorma

$\psi_{0,i}$ = Ei-määräviin muuttuvien kuormien yhdistelykerroin (ks. taulukko)

$m_{qk,i}$ = Ei-määrävä muuttuva kuorma

...brutto poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_I = h - x_0, \text{ missä } x_0 = \text{Pintakeskiön etäisyys laatan vedetyn reunan x-koordinaatista}$$

...teräksen ja betonin kimmokerroimien suhde

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \text{ missä } E_s = \text{Teräksen kimmokerroin}$$

E_c = Betonin kimmokerroin

...brutto poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_I \right)^2 + (a_e - 1) \times A_s \times (d - X_I)^2$$

missä A_s = Tehollisella vetoalueella vaikuttavan raudoituksen pinta-ala

...halkeilumomentti kriittisinä ajankohtina

$$m_{R,cr} = f_{ct,eff} W_1, \text{ missä } f_{ct,eff} = \text{Betonin tehollinen vetolujuus; vetolujuuden keskiarvo } f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$$

$$W_1 = \frac{I_t}{h-X_1} = \text{Taivutusvastus (halkeamaton tila)}$$

Jos rakenne halkeaa, tehdään halkeamaleveydestarkastelu taulukkojen avulla tai laskemalla. Halkeamaleveyden maksimiarvo saadaan viereisestä taulukosta rakenteen rasitusluokan perusteella.

Rasitusluokka	Halkeamisleveys w_{max} [mm] Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2 (0,3)

Taulukkomitoitusta varten lasketaan raudoituksen jännitys ($\sigma_{s,LT}$ ja sitä varten pitkäaikaisen tilan sisäinen momenttivarsi (z_{LT}).

$$\sigma_{s,LT} = \frac{m_{Eqp}}{A_s z_{LT}}, \text{ missä } m_{Eqp} = M_{gk} + \psi_2 M_{qk} = \text{Pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä}$$

$$z_{LT} = \text{Pitkäaikaisen tilan sisäinen momenttivarsi}$$

$$z_{LT} = d - \frac{d \rho \alpha_{e,eff} (-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \alpha_{e,eff}}})}{3}, \text{ missä } \rho = \frac{A_s}{bd} = \text{Suhteellinen raudoitusalala}$$

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \text{Kimmokertoimien tehollinen suhde}$$

Tulkitaan taulukoista maksimiarvot tankokoolle ja tankojaolle raudoituksen jännityksen pohjalta. Mitoitukseen riittää vain toisen taulukon ehdon täytyminen.

Taulukosta luettavat rivit valitaan lasketun jännityksen molemmin puolin ja sarake määräytyy halkeamaleveyden ehdon $w_k \leq w_{max}$ perusteella (w_{max} taulukosta rasitusluokan mukaan). Näiden jännityksen ja tankokoon ääniarvojen avulla voidaan interpoloida jännitystä vastaava tarkka raudoituksen maksimikoko.

Jos suurin sallittu tankopaksuus on selkeästi pienempi kuin valittu paksuus, ei tankopaksuutta paradoksaalisesti kannata pienentää, vaan kasvattaa, jolloin pienennetään raudoituksen jännitystä ja kasvatetaan sallitun tankokoon arvoa.

Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tankojen enimmäishalkaisijat			
Teräsjännitys [MPa]	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tankojaon enimmäisarvot			
Teräsännitys [MPa]	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Suora laskentaketju: lasketaan...

...puristusvyöhykkeen korkeus haljenneessa, lyhytaikaisessa tilassa

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

... puristusvyöhykkeen tehollinen korkeus

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h-d), \frac{h-X_{ST}}{3}, \frac{h}{2} \right\}$$

...tehollinen raudoitusalala

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, \text{ missä } A_s = \text{Tehollisella vetoalueella vaikuttavan raudoituksen pinta-ala}$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,ef} = \text{Tehollisen vetoalueen pinta-ala}$$

...venymäero

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,LT} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}, \text{ missä } \sigma_{s,LT} = \text{Raudoituksen vetojännitys haljenneessa tilassa}$$

$k_t =$ Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin

= 0,6 lyhytaikaiselle kuormalle

= 0,4 pitkäaikaiselle kuormalle

$f_{ct,eff} =$ Betonin tehollinen vetolujuus; vetolujuuden keskiarvo $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$

Tarkistetaan, että ehto $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \geq 0,6\varepsilon_s = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ toteutuu. Lasketaan...

...maksimihalkeamaväli

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

, missä $S_{r,max} =$ Maksimihalkeamaväli

$k =$ Kerroin taulukosta

$c =$ betonipeite päätangon pintaan

$\phi =$ tankopaksuus

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

...maksimihalkeamaleveys

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

Tarkistetaan, että halkeamaleveyden mitoitusehto $w_k \leq w_{max}$ toteutuu.

TAIPUMAMITOITUS (KRT)

Mitoitusyhtälö taipumalle on $a \leq a_{max}$, missä a on taipuma ja a_{max} suurin sallittu arvo taipumalle. Lasketaan...

...taipumaraja

$$a_{max} = \frac{L}{250}, \text{ missä } L = \text{Jännemitta tai ulokkeen pituus}$$

...halkeamattoman, lyhytaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,ST} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)A_s d}{bh + (\alpha_e - 1)A_s}, \text{ missä } \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \text{Kimmokertoimien tehollinen suhde}$$

$$\text{missä } E_{cm} = 22GPa \left(\frac{f_{cm}}{10MPa} \right)$$

...halkeamattoman, lyhytaikaisen tilan jäyhyysmomentti

$$I_{I,ST} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_{I,ST} \right)^2 + (\alpha_e - 1)A_s (d - X_{I,ST})^2$$

...halkeilumomentti

$$m_{cr} = f_{ct,eff} \frac{I_{I,ST}}{h - X_{I,ST}}, \text{ missä } f_{ct,eff} = \text{Vetolujuuden tehollinen arvo; käytetään vetolujuuden keskiarvoa } f_{ctm}$$

...halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

$$X_{I,LT} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_{e,eff} - 1)A_s d}{bh + (\alpha_{e,eff} - 1)A_s}, \text{ missä}$$

$X_{I,LT}$ = Halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \text{Kimmokertoimien tehollinen suhde}$$

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

...halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan jäyhyysmomentti

$$I_{I,LT} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_{I,LT} \right)^2 + (\alpha_{e,eff} - 1)A_s (d - X_{I,LT})^2$$

...haljenneen, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

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

...haljenneen, pitkäaikaisen tilan jäyhyysmomentti

$$I_{II,LT} = \frac{bX_{II,LT}^3}{3} + \alpha_{e,eff} A_s (d - X_{II,LT})^2$$

...halkeiluaste

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{m_{cr}}{m_{Ek,max}} \right)^2, \text{ missä } \zeta = \text{Halkeiluaste}$$

$\beta = 1,0$ yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle ja $0,5$ pitkäaikaiselle kuormalle

m_{cr} = Halkeilumomentti

$m_{Ek,max} = m_{gk} + m_{qk}$ = Ominaiskuormien yhdistelmä

...osittain haljenneen tilan kaarevuus

$$\frac{1}{r_{LT}} = \zeta \frac{m_{Eqp}}{E_{c,eff} I_{II,LT}} + (1 - \zeta) \frac{m_{Eqp}}{E_{c,eff} I_{I,LT}}$$

missä $m_{Eqp} = M_{gk} + \psi_2 M_{qk}$ = Pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä

$E_{c,eff}$ = Tarkasteluaikaa vastaava tehollinen kimmokerroin

I_{II} = Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti (pitkäaikainen yhdistelmä)

I_I = Halkeamattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti (pitkäaikainen yhdistelmä)

...kuormituksen aiheuttama taipuma

$$a_{LT,M} = KL^2 \times \frac{1}{r_{LT}}, \text{ missä } a_{LT,M} = \text{Kuormituksen aiheuttama taipuma}$$

K = Momenttijakaumasta riippuva kerroin $\frac{5}{48}$

$\frac{1}{r_{LT}}$ = Osittain haljenneen tilan kaarevuus

...raudoituksen staattiset momentit poikkileikkauksen painopisteen suhteen

$$S_{I,LT} = A_{s1}(d - X_{I,LT}), \text{ missä } A_{s1} = \text{Vetoraudoituksen pinta-ala}$$

$X_{I,LT}$ = Halkeamattoman, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

$$S_{II,LT} = A_{s1}(d - X_{II,LT}), \text{ missä } A_{s1} = \text{Vetoraudoituksen pinta-ala}$$

$X_{II,LT}$ = Haljenneen, pitkäaikaisen tilan puristusvyöhykkeen korkeus

...kaarevuus

$$\frac{1}{r_{cs}} = \epsilon_{cs} \alpha_{e,eff} \left(\zeta \frac{S_{II,LT}}{I_{II,LT}} + (1 - \zeta) \frac{S_{I,LT}}{I_{I,LT}} \right)$$

missä ϵ_{cs} = Vapaata kutistumaa vastaava muodonmuutos

$\alpha_{e,eff}$ = Kimmokerrointen tehollinen suhde

S = Raudoituksen staattinen momentti

I = Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

ζ = Halkeiluaste

...kutistuman aiheuttama taipuma

$$a_{cs} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}}, \text{ missä } K_{cs} = 0,125 = \text{Momenttijakautumakerroin kutistumalle}$$

$\frac{1}{r_{cs}}$ = Kaarevuus

...kokonaistaipuma

$$a = a_{LT,M} + a_{cs}$$

Tarkistetaan vielä lopuksi mitoitusohjeen $a \leq a_{max}$ toteutuminen.

Taulukot

SEURAAMUSLUOKAT JA KUORMAKERTOIMET

Seuraamusluokka	Seuraamus	Kuormakerroin K_{F1}
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetyksen tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	$K_{F1} = 1,1$
CC2	Keskisuuret seuraamukset	$K_{F1} = 1,0$
CC1	Vähäiset seuraamukset	$K_{F1} = 0,9$

YHDISTELYKERTOIMET

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. SFS-EN 1991-1-1)			
Asuintilat	0,7	0,5	0,3
Toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Myymlätilat	0,7	0,7	0,6
Varastotilat	1,0	0,9	0,8
Liikennöitävät tilat (ajoneuvon paino ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Liikennöitävät tilat (ajoneuvon paino ≤ 160 kN)	0,7	0,5	0,3

Selitteet:

ψ_0 = Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin, ominaisyhdistelmä

ψ_1 = Muuttuvan kuorman tavallisen arvon yhdistelykerroin

ψ_2 = Muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

YHDISTELYKERTOIMIEN VALINTA KÄYTTÖRAJATILASSA

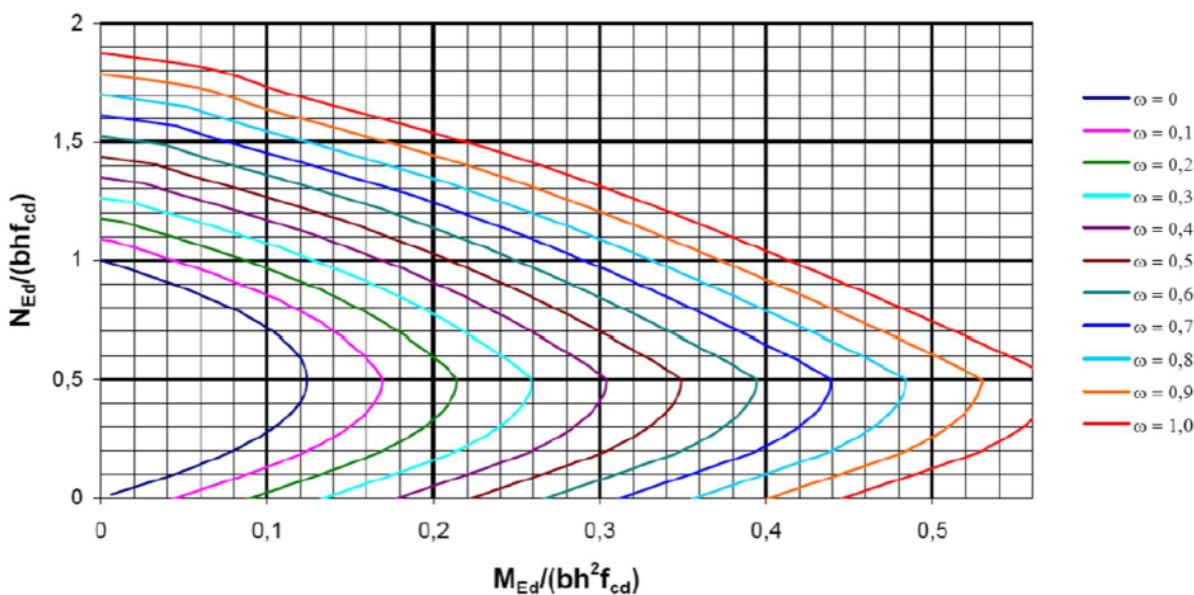
	Pysyvä	1. muuttuva	Muut muuttuvat
Ominaisyhdistelmä	1,0	1,0	ψ_0
Tavallinen yhdistelmä	1,0	ψ_1	ψ_2
Pitkäaikainen yhdistelmä	1,0	ψ_2	ψ_2

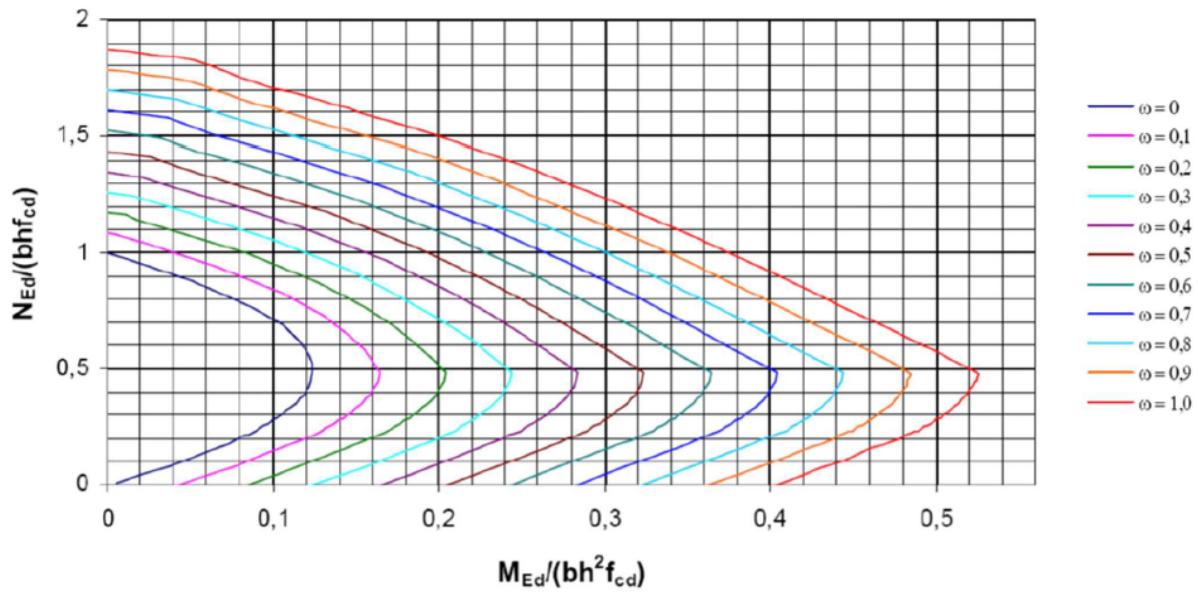
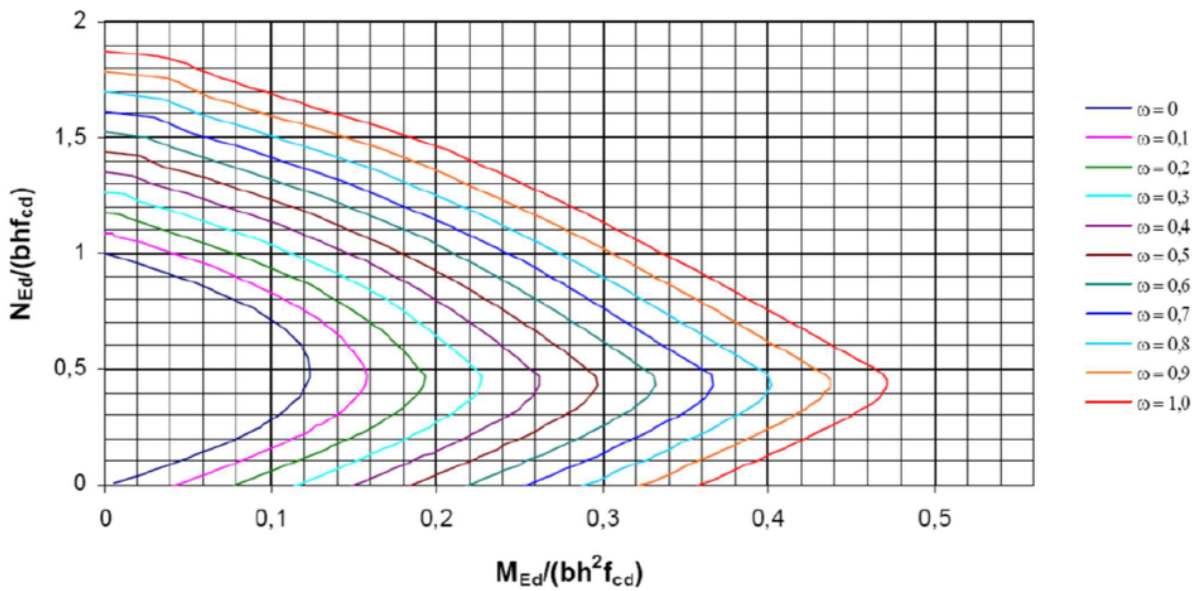
TYYPILLISIÄ KELLARINSEINÄN RASITUSLUOKKIA

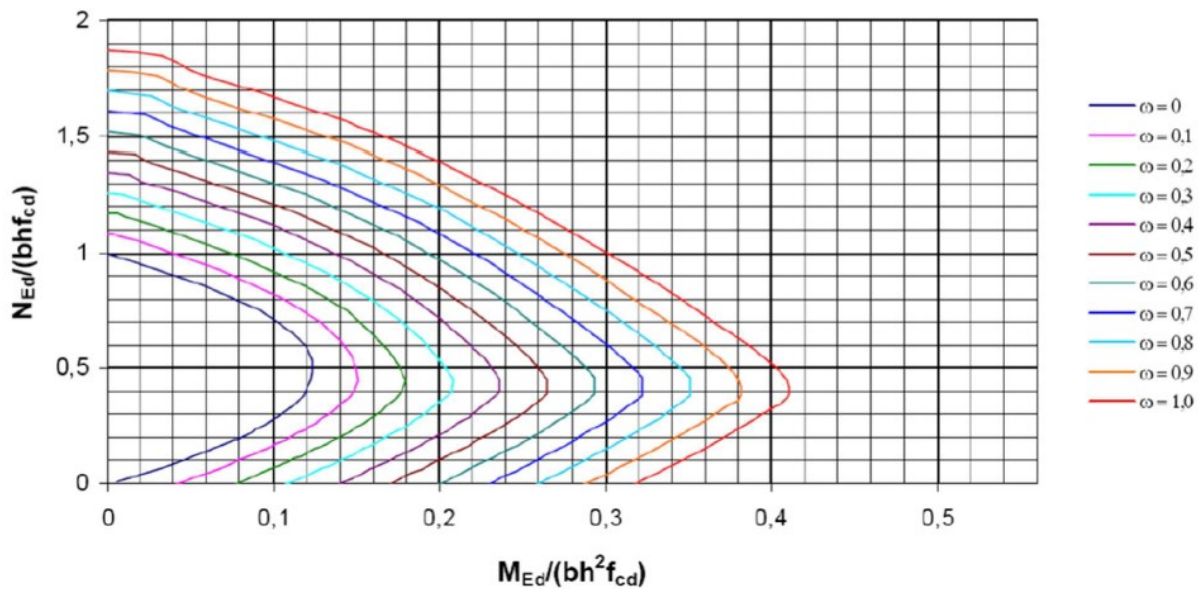
Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korrosio			
XC2	Ympäristö: märkä, harvoin kuiva	Betoni, joka on pitkään kosketuksissa veteen. Useimmat perustukset.	Vähimmäislujusluokka C25/30
XC3	Ympäristö: kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilmankosteus on kohtalainen tai suuri. Ulkona oleva sateelta suojattu betoni.	Vähimmäislujusluokka C25/30
XC4	Ympäristö: märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2.	Vähimmäislujusluokka C30/37
Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio			
XD1	Ympäristö: kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämillä klorideille.	Vähimmäislujusluokka C30/37
Meriveden kloridien aiheuttama korrosio			
XS1	Ympäristö: betoni on kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksessa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet.	Vähimmäislujusluokka C35/40
Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä			
XF1	Ympäristö: kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat.	

PURISTUKSEN JA TAIVUTUKSEN YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMIT

$$\text{Suhde } \frac{d_2}{h} = 0,05$$



Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,10$ Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,15$ 

Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,20$ Suhde $\frac{d_2}{h} = 0,25$ 