

Opinnäytetyö

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri AMK

Rakennesuunnittelu

2020

Petri Kuusela

PIENTALON BETONIRUNGON RAKENNESUUNNITTELU



OPINNÄYTETYÖ (AMK) | TIIVISTELMÄ

TURUN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri

Ohjaaja DI Joni Lähde

2020 |21 sivua, 41 liitesivua

Petri Kuusela

PIENTALON BETONIRUNGON RAKENNESUUNNITTELU

Opinnäytetyön aiheena oli mitoittaa teräsbetoninen yläpohja, sen kantavat palkit ja muottiharkoista rakennetut kantavat ulkoseinät Laitilaan rakennettavaan omakotitaloon. Rakenteet mitoitettiin käsin laskemalla ja vertailulaskenta laatan osalta tehtiin Autodesk Robot Structural Analysis Professional -ohjelmalla.

Yläpohjalaattaa tukevat palkit haluttiin pois näkyvistä, siksi niistä tehtiin laatan yläpuoliset palkit, joka lisäsi hiukan työn vaikeusastetta. Laatat mitoitettiin ristiinkantavina MBP-menetelmällä taulukoiden avulla. Laattaa ja yläpohjaa kantavat seinät ovat melko hoikat, joka lisäsi palkkien ankkuroinnin vaikeusastetta.

Mitoitusten pohjalta laadittiin lujuuslaskelmat ja rakennepiirustukset rakennusvalvontaa varten.

Lujuuslaskelmat laadinnassa otettiin huomioon niiden hyödynnettävyys tulevaisuudessa vastaavissa kohteissa.

ASIASANAT:

omakotitalo, rakennesuunnittelu, betonirakenteet, ristiinkantava laatta, betonivaluharkko

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Civil Engineering

Instructor Joni Lähde, M.Sc. Eng.

2020 | 21 pages, 41 attachment pages

Petri Kuusela

STRUCTURAL DESIGN OF THE CONCRETE FRAMED OF DETACHED HOUSE

The subject of the thesis was to dimension a reinforced concrete upper floor, its load-bearing beams and load-bearing external walls built of concrete blocks for a single family detached house to be built in Laitila. The structures were dimensioned by hand calculation and the reference calculation for the concrete upper floor was completed with Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

The reinforced concrete beams supporting the concrete upper floor were not to be visible, so they were constructed above the upper floor which made the work slightly more challenging. The upper concrete floors were dimensioned cross-bearing according to the MBP method using tables. The walls carrying the upper floor are quite narrow, which increased the difficulty of anchoring the beams.

The strength calculations were prepared taking into account their future applicability at similar sites.

The strength calculations were prepared taking into account their future applicability at similar sites.

KEYWORDS:

detached house, structural design, concrete structures, cross-bearing slab, concrete formwork block

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	6
2 SUUNNITTELUPERUSTEET	7
2.1 Seuraamus-, luotettavuus- ja toteutusluokat	7
2.2 Suunnittelukäytöikä	7
2.3 Ympäristöolosuhteet	8
2.3.1 Ympäristön rasitusluokat	8
2.3.2 Terästä suojaava betonipeite	8
2.3.3 Terästen keskinäinen etäisyys	9
2.3.4 Ankkurointi	9
2.4 Murto- ja käyttörajatilamitoitus	9
2.5 Kuormat	10
2.6 Materiaalien ja kuormien osavarmuusluvut	11
2.7 Kuormayhdistelmät	11
2.8 Betonin lujuus	12
2.8.1 Betonin viruma	12
3 LAATAN LASKENTA	13
4 PALKIN LASKENTA	16
5 SEINÄN LASKENTA	18
6 POHDINTA	19
LÄHTEET	20

LIITTEET

- Liite 1. Raudoituksen tasopiirustus
- Liite 2. Raudoituksen detaljit, palkit ja laatta
- Liite 3. Seinän raudoitus, leikkaus
- Liite 4. Raudoituksen rakennepiirustus
- Liite 5. Pääpiirustus, 1. ja 2. kerros
- Liite 6. Seinän laskenta
- Liite 7. Palkin laskenta

Liite 8. Laatan laskenta

KUVAT

Kuva 1. Laataston momenttikuvaaja	14
Kuva 2. Cad-kuvassa näkyvät kuormitusalat ja niiden jakautuminen	15

1 JOHDANTO

Opinnäytetyön tavoitteena oli mitoittaa omakotitalon kantavat teräsbetonirakenteet ja laatia mitoituksen pohjalta rakennepiirustukset.

Tarkasteltava rakennus on asuinpinta-alaltaan 93 m²:n suuruinen yksitasoinen pientalo. Lämmönjakohuone sijoittuu toiseen kerrokseen keittiön päälle. Rakennus on teräsbetonirunkoinen, ja vesikattoa ja yläpohjaa kannattelevat tehdasvalmisteiset kattoristikot, joihin on suunniteltu myös käyttöullakko.

Kyseessä olevaan rakennukseen valittu runkoratkaisu on melko kallis verrattuna normaalin rankarunkoisen pientalon runkoratkaisuun. Rungon osuus koko rakennusprojektin kustannuksista on normaalisti n. 15 %, eikä runkomateriaali juurikaan vaikuta kokonaiskustannuksiin (RTS). Tässä projektissa on miltei tuplarunko, joten sen vaikutus kustannuksiin on omatoimirakentajallekin huomattava. Runkoratkaisun valintaan vaikutti kosteusfysiikan toimivuus, lämmönvarauskyky, pintojen lujuus ja pintojen käsittelyn helpous.

Rakenteet mitoitettiin käsin laskemalla, ja vertailulaskelmat tehtiin Autodesk Robot Structural Analysis Professional -ohjelmalla, joka on opiskelupaikan opetuksessa käytössä oleva sovellus.

Ulkoseinien betoniharkkorakenteiden mitoituksen ohjeena oli harkkovalmistajan suunnitteluohje ja Rakennusinsinööriliiton julkaisu RIL 200-1994 Betoniharkkorakenteet, laatan ja palkin mitoituksessa apuna oli RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje ja Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjat osa 1 ja 2 by 211, jotka pohjautuvat Eurokoodeihin [2].

2 SUUNNITTELUPERUSTEET

Rakennusten rakennesuunnitteluun kohdistuu useita suunnitelmien oikeellisuuteen ja varmuuteen liittyviä normeja ja vaatimuksia. Lisäksi eri kuntien rakennusvalvontaviranomaisilla on toisistaan poikkeavia vaatimuksia, mitä tietoja piirustuksissa täytyy olla. Päävaatimus rakenteiden osalta on, että rakenteet säilyvät ja kantavat niille tulevat kuormat turvallisesti koko suunnitellun käyttöikänsä ajan.

Ylimpänä ohjeiden hierarkiassa on maankäyttö- ja rakennuslaki. Siihen nojaavat ympäristöministeriön asetukset ja ohjeet sekä kuntien rakennusjärjestykset. Alan standardit, esim. eurokoodit, ovat suunnittelua ohjaava järjestelmä, johon esim. Rakennusinsinööriliiton julkaisut pohjautuvat, ottaen huomioon kansalliset valinnat kohdissa, joihin eurokoodien mukaan on mahdollista vaikuttaa.

Lähtötiedot suunnitelmiin, rakennemalleihin ja laskelmiin saadaan yleensä pääpiirustuksista ja pääpiirustusten tekijöiltä [8]. Rakennusprojektille olisi eduksi, jos rakennesuunnittelija pääsisi mukaan suunnittelutiimiin jo luonnossuunnitteluvaiheessa.

2.1 Seuraamus-, luotettavuus- ja toteutusluokat

Rakennukset jaetaan eri seuraamusluokkiin sen mukaan, miten suuret ihmishenkien menetykset niissä sattuvissa onnettomuuksissa voi tulla. Luokat ovat CC1, CC2 ja CC3. Rakennukset, joissa voi olla yhtä aikaa paljon ihmisiä, ovat luokkaa CC3, ja omakotitalot luokkaa CC2. Seuraamusluokkaa seuraavat luotettavuusluokat RC1-RC3, jonka mukaan laskelmissa käytetään kuormakerrointa K_{FI} . Kerroin on luokassa CC3 (RC3) 1,1, luokassa CC2 1,0 ja luokassa CC1 0,9 [1, s. 25]. Tässä opinnäytetyössä luokat ovat: CC2 ja RC2 ja toteutusluokka on 2.

2.2 Suunnittelukäyttöikä

Rakenteiden ja rakennuksen suunniteltu käyttöikä on määriteltävä [9]. Tavanomaisissa asuinrakennuksissa viitteellinen käyttöikä on 50 vuotta, mutta perustukset ja runko voidaan suosituksen mukaan mitoittaa sadan vuoden käyttöiälle [5, s. 62]. Rakenteet on suunniteltava siten, että ympäristö, käyttö ja huolto huomioiden rakenteet kestävät tuon

suunnittelun käyttöiän ajan. Tässä kohteessa suunnittelun pohjaksi valittiin 50 vuoden käyttöikä. Teräsbetonirakenteen suunnittelun lähtökohtana ovat käyttöikä, rasitusluokat ja betonipeite.

2.3 Ympäristöolosuhteet

2.3.1 Ympäristön rasitusluokat

Rakenteita kuormittavat ympäristön olosuhteet on jaoteltu sen mukaan, miten paljon ne rasittavat rakennetta. Rasittavuus koskee lähinnä betonin syöymistä ja betonin raudoitusta suojaavia ominaisuuksia. Betonia rasittavat erilaiset kemikaalit ja suolat, kuten meriveden suolat, uima-allasveden kemikaalit, jäänsulatusaineet sekä muut kalkkia ja sementtiä syövyttävät aineet [3, s. 48].

Tässä kohteessa mitoitettavat rakenteet ovat lämpöeristyksen lämpimällä puolella kuivissa sisätiloissa. Rasitusluokka on XC1.

2.3.2 Terästä suojaava betonipeite

Betoniterästä suojaavan betonipeitteen paksuuteen vaikuttaa rasitusluokka, palonkestovaatimus, kyseessä oleva rakenne, teräksen tartuntavaatimus, käyttöikä ja kiviaineksen sekä betoniteräksen koko.

Betonipeitteen nimellisarvo c_{nom} tulee määritellä piirustuksissa. Nimellisarvo sisältää peitteen vähimmäisarvon ja mahdollisen terästen asennuksessa syntyvän mittapoikkeaman, jotka lasketaan yhteen. Betonipeitteen vähimmäisarvo riippuu tartuntavaatimuksesta, säilyvyysvaatimuksista ja palonkestovaatimuksista ja on minimissään 10 mm.

Rasitusluokassa XC1 betonipeitteen vähimmäisarvo on 10 mm tai tangon halkaisija, kun käyttöikä on 50 vuotta. Holvia valettaessa mittapoikkeaman arvo toleranssiluokassa 1 on 10 mm, kun holvi valetaan muottia vasten [2, s. 27].

Palonkestävyys määrittelee terästen suojakerroksen ja terästen keskinäisen etäisyyden erikseen palkeille, seinille ja laatoille, sen mukaan, mikä on rakenteiden palonkestävyysluokka [5, s. 70].

Tässä kohteessa rakenteille ei ole palonkestovaatimusta, joten suojaava betonikerros määritellään muiden vaatimusten mukaan.

2.3.3 Terästen keskinäinen etäisyys

Terästen keskinäisen etäisyyden pitää olla sellainen, ettei valutyö hankaloidu ja betonin isoimmatkin rakeet mahtuvat siirtymään terästen välistä betonia tiivistettäessä. Eurokoodin mukaan suurin seuraavista mitoittaa teräsvälin: 20 mm, maksimiraee +3 mm tai tangon halkaisija. Maksimiraekokoon lisättävä 3 mm on kansallinen valinta [3, s. 130].

2.3.4 Ankkurointi

Teräkset täytyy ankkuroida siten, että niissä oleva voima ankkuroituu kokonaan tukialueelle. Ankkurointipituuteen vaikuttaa voiman lisäksi betoniin oletettavasti tukien läheisyyteen syntyvät halkeamat. Ankkurointipituutta voidaan säätää muuttamalla puristussauvojen kaltevuutta tai käyttämällä koukkuja tai poikittain hitsattuja teräksiä. Myös betoni-
peitteen paksuudella ja teräsväleillä on oma merkityksensä ankkuroinnissa käytettäviin kertoimiin.

150 mm:n paksuinen seinä, johon tämän kohteen laatta ja palkki tukeutuu, on ongelmallinen palkin pääterästen ankkuroinnin kannalta. Ankkurointipituuden minimiarvo on suurempi kuin seinän paksuus. Ankkuroinnin mitoitus kuitenkin onnistuu, kun lisätään pääteräsmäärää, hakojen väliä pienennetään ja puristussauvojen kaltevuutta muutetaan.

2.4 Murto- ja käyttörajatilamitoitus

Murtorajatilamitoituksessa (ULS) rakenteille haetaan maksimikuormaa, jonka ne voivat kantaa murtumatta tai kääntäen. Rakenne mitoitetaan sille tuleville kuormituksille mahdollisimman taloudellisesti turvallisuus ja varmuudet huomioiden. Lisäksi tarkastellaan rakenteen tasapainoa ja väsymistä. Käyttörajatilamitoituksessa (SLS) päähuomio on esteetikassa ja rakenteiden säilymistarkastelussa halkeilun varalta. Rakenteiden liiallinen taipuminen kuormittaa rakenteiden alla olevia kevyitä rakenteita ja betonirakenteissa

betoni ei kestä taipumista vaan halkeilee. Halkeamien kokoa ja taipumia rajoitetaan mm. jännityksiä rajoittamalla.

Tämän opinnäytetyön tapauksessa ei tehdä rakenteiden vakavuustarkastelua (EQU), vaan luotetaan, että rakenne painonsa ja jäykyytensä puolesta omaa riittävän varmuuden vaakavoimia vastaan (tuuli). Tässä työssä tehdään vain murtorajatilan lujuuštarkastelu (STR) ja käyttörajatilan siirtymätarkastelu sallittujen jännitysten osalta (taipuma).

2.5 Kuormat

Eurokoodin mukaan kuormat voivat olla pysyvää kuormaa, muuttuvaa kuormaa ta onnettomuuskuormaa. Määritelmän mukaan rakennuksen oma paino on pysyvää kiinteätä kuormaa ja hyötykuorma muuttuvaa liikkuvaa kuormaa [4, s. 18].

Pysyviä kuormia ovat rakenteiden omat massat ja myös esimerkiksi erilaiset kutistumisista ja lämpöliikkeistä johtuvat rasitukset voivat olla pysyviä kuormia. Muuttuvia kuormia ovat oleskelusta, tavaroiden säilytyksestä, tuulesta, liikenteestä ja lumesta johtuvat kuormat.

Seinälle tulevat kuormat:

- vesikaton oma paino
- lumikuorma
- vintin tavarakuorma ristikoilta
- yläpohjalaatan oma paino
- yläpohjan puhallusvilla
- seinän omapaino.

Yläpohjalaatalle tulevat kuormat (vasen ja keskikaista):

- oma paino
- puhallusvilla
- hyötykuormaa ei laatalle ole.

Oikealle laattakaistalle tuleva kuormitus:

- lämmönjakuhuoneen hyötykuorma
- lämmönjakuhuoneen vesivaraaja

- ristikoilta viivakuorma
- laatan oma paino.

Oikeanpuoleisen laatan hyötykuorma ja ristikolta tuleva viivakuorma on laskettu yhteen ja jaettu pinta-alalle tasaisesti. Näin voidaan menetellä, kun laatan jännevälit ja rasitukset ovat pieniä.

2.6 Materiaalien ja kuormien osavarmuusluvut

Laskelmissa on käytetty seuraavia osavarmuuslukuja:

- Betonin materiaaliosavarmuusluvun perusarvo $\gamma_c = 1.5$
- Teräksen materiaaliosavarmuusluvun perusarvo $\gamma_s = 1.15$
- Betonin puristuslujuuden pienennyskerroin $\alpha_{cc} = 0.85$
- Betonin vetolujuuden pienennyskerroin $\alpha_{ct} = 1.0$
- KFI = 1.0 luokassa CC2
- Muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin $\gamma_m = 1.5$
- Pysyvän kuorman osavarmuuskerroin $\gamma_m = 0.9$ tai 1.35
- Käyttörajan arvot ovat yleisesti 1.0.

2.7 Kuormayhdistelmät

Kuormayhdistelmien tarkoituksena on etsiä sellainen kuormayhdistelmä, joka rakenteen olemassaoloaikana saattaa olla mahdollinen sisältäen kaikki rakennetta yhtä aikaa kuormittavat rasitukset. Kaikkia rakennetta yhtä aikaa kuormittavia rasituksia ei lasketa täysimääräisinä, vaan osa niistä kerrotaan yhdistelykertoimilla (ψ - arvoilla), jotka on määritetty eurokoodin kansallisessa liitteessä. Kuormayhdistelmistä valitaan se, joka antaa epäedullisimman laskenta-arvon [1, s. 38].

Tässä työssä laatan isoilla kentillä ei ole hyötykuormaa, siksi kuormayhdistelmävaihtoehdot supistuvat kahteen sen osalta.

2.8 Betonin lujuus

Betonille on määrätty rasitusluokasta johtuva vähimmäislujuus. XC1-luokassa vähimmäisvaatimus on C20/25. Tässä kohteessa käytetään sekä seinissä että laatoissa luokkaa C25/30 (K30).

2.8.1 Betonin viruma

Betonin virumaa ei laskettu. Rakennusaikaista virumaa pienennetään tässä kohteessa siten, että yläpohjalaatan ja palkin loput pystytuet poistetaan vasta, kun betoni on kokonaan kovettunut ja puhallusvilla puhallettu paikoilleen.

3 LAATAN LASKENTA

Laatastossa on välitukina palkit, jolloin sen olisi voinut laskea myös yhteen suuntaan kantavana kaksiaukkoisena laattana, mutta laskettiin kuitenkin ristiinkantavana. Tällöin laskenta yksinkertaistuu ja laskenta vastaa paremmin muodostuvia voimakenttiä.

Laatan laskennassa käytettiin massiivilaattamenetelmää, joka tunnetaan myös nimellä MBP- tai ruotsalainen menetelmä. Momenttien laskennassa menetelmässä käytetään valmiita taulukoita, joissa tuentatavasta ja sivusuhteista johtuvat kertoimet korvaavat kaksitukisen palkin kaavasta jakajan 8. Menetelmässä lyhyempi suunta saa aina enemmän rasiutusta, eli momentti on suurempi. Menetelmässä välituella tulee yleensä erisuuruiset momentit eri puolille, ja niiden tasoittamiseen on omat kaavansa ja taulukonsa.

Tukimomentin tasoittaminen muuttaa myös kenttämomenteja ja muita tukimomenteja. Menetelmässä on kolme tarkkuustasoa, A, B ja C, joista C on tarkin. A-menetelmässä tukimomenteja ei tasata vaan tuen teräsmäärä mitoitetään suurimman momentin mukaan. Tarkin menetelmä on työläs käsinlaskuna, eikä sitä suositella. Tässä työssä tukimomenttien erot eri puolilla ovat niin pienet, ettei niitä tasata. Kenttämomenttien tasausta ei tehty, kun hyötykuormaa ei ole ja rasiutukset ovat pieniä. Pieni laatta laskettiin toimimaan muista riippumattomana ja tuki lyhyen palkin kohdalla mitoitetiin suuremman momentin mukaan, joka tuli keskikentän laskennasta.

Menetelmässä otetaan myös huomioon ns. shakkilautakuormitus, jossa suuren laataston eri osissa voi olla tilanne, että kuormitus vaihtelee eri kentissä. Tämä huomioidaan hyötykuormalisän avulla. Tässä laatastossa kahdessa ei ole hyötykuormaa lainkaan ja kolmannen laatan ei oleteta laskennassa jatkuvan tuen yli paksuuseron, kuormituseron ja keskikaistan ja oikean kaistan kokoeron vuoksi.

Jos tukimomenteja ei tasata (menetelmä A), voidaan myös kenttämomenteina käyttää perustapauksen momenteja.

Yläpinnan raudoituksen katkenta tukien kohdalla laskettiin geometrisella suhteella. Se antaa hiukan todellisuutta pidemmän teräspituuden johtuen momenttikäyrän muodosta, mutta on varmallalla puolella oleva yksinkertaistus.

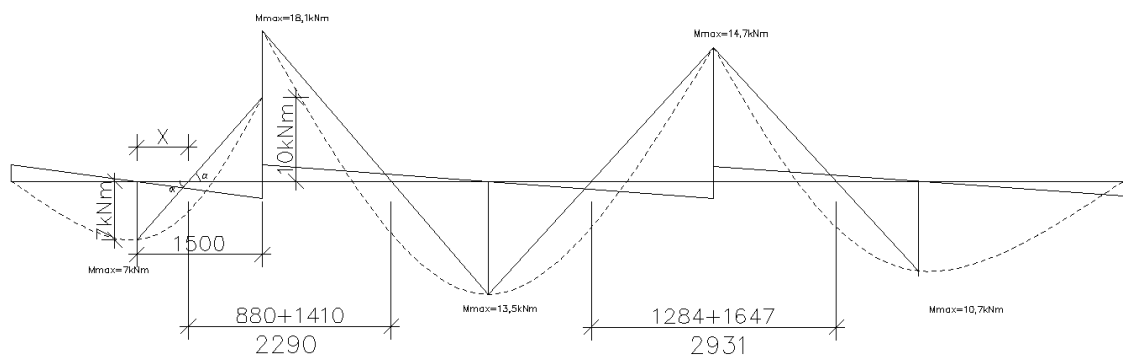
Merkitään yhteisen kulman avulla:

$$\tan(\alpha) = \frac{7}{x} \quad \tan(\alpha) = \frac{10}{1,5-x}$$

Tästä seuraa, että

$$\frac{7}{x} = \frac{10}{1,5-x}$$

Laskemalla voidaan todeta, että $x = 0,62 \text{ m}$ ja $1,5 \text{ m} - 0,62 \text{ m} = 0,88 \text{ m}$, joka on teräksen tämän pään pituus tuen keskikohdalta. Toinen puoli lasketaan samalla tavalla. Näin saadaan yläpinnan terästen katkaisupituudet tuille. Näihin täytyy lisätä vielä ankkuroinnin vaatima lisä, vaikka siitä osan ottaa jo huomioon käyrän muodon vaikutus.



Kuva 1. Laataston momenttikuvaaja

Laatan reunojen tukirauoituksena käytettiin T8 hakoja k300 laataston ympäri. Hakasen korkeuden määrittää laatan paksuus ja yläosan pituus on lyhyemmän jännevälin viidesosa, tässä pidemmän jännevälin mukaan 1 150 mm. Hakasen alaosan pituuden kuuluu olla sama kuin teräksen jatkospituus.

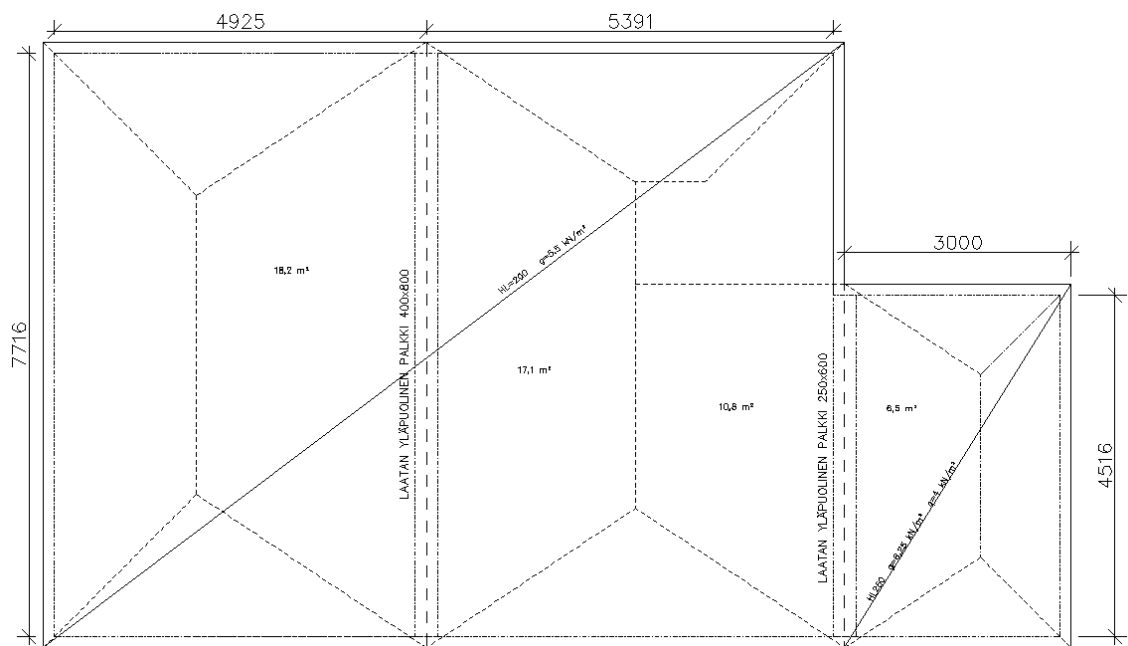
Jakoteräksiä ei ristiinkantavaan laattaan erikseen tule, koska teräksiä tulee jo molempiin suuntaan. Tuen yläpinnan teräkset sen sijaan tarvitsevat jakorauoituksen, koska laatta toimii palkin alalaippana aiheuttaen taivutusmomenttia myös laattaan. Normaalisti kiinteälle tuelle ei jakorauoitusta tarvitse asentaa, vaan vain pääteräksiä paikalleen asemoivat työraudat [6, s. 81].

Laatassa sijaitsevien reikien vaikuttavuus arvioidaan niiden koon ja sijainnin perusteella. Pieneksi luokitellun reiän sivumitta on enintään 1/5 laatan lyhyemmästä sivumitasta, joka

tässä kohteessa tarkoittaisi 1 100 mm sivumittaa. Piipun levein sivumitta on 720 mm, joten se luokitellaan pieneksi. Katkaistava teräsmäärä siirretään puoliksi reiän molemmille puolille ja ankkuroidaan kuten muutkin teräkset [6, s. 86].

Raudoitus suunniteltiin tehtäväksi irtotangoilla kohteen pienuuden vuoksi. Toinen vaihtoehto olisi ollut käyttää valmiiksi sidottuja rullarautoitteita, mutta ne eivät ole har-tiapankkirakentajalle taloudellisesti järkevä vaihtoehto, jo tarvittavan nostokalustonkin vuoksi. Yläpinnan teräksinä ei kannata käyttää kovin ohutta tankoa, koska niiden päällä joudutaan kävelemään valutyön aikana.

Laattojen käyttörajatilamitoituksessa ei tarvitse tehdä halkeamatarkastelua, jos laatan enimmäispaksuus on 200 mm, kuten tässä.



Kuva 2. Cad-kuvassa näkyvät kuormitusalat ja niiden jakautuminen

4 PALKIN LASKENTA

Palkki tukeutuu molemmista päistään muottiharkoista rakennettuun seinään, jonka kokonaisvahvuus on 150 mm. Pitkän palkin raudoituksen määrittelyssä päähuomio on taipumassa ja sen myötä halkeilun rajoittamisessa. Nämä on helppo määritellä, kun pitäytyään ohjeessa, että teräsjännitys ei saa nousta yli 300 MPa ja jännemitan ja tehollisen korkeuden suhde ei ylitä sallittua enimmäisarvoa [2, s. 60]. Kun pysytään näiden arvojen alla, taipuma- ja halkeilulaskentaa ei tarvitse tehdä.

Palkille kerääntyvän kuormituksen voi ottaa joko tukien puolivälistä tai pinta-alana CAD-kuvasta [6, s. 20, kuormien jakaantuminen tuille ristiinkantavassa laatassa]. Jos kuormitusala mitataan CAD-kuvasta, leikkausrasitusta täytyy korottaa 20-50 % ja taivutusmomenttia 5-35 %.

Palkin leveys määriteltiin ensin terästen määrän perusteella melko kapeaksi. Tässä tapauksessa palkin ankkurointi tuotti ongelmia, koska seinä on niin ohut. Leveämpi palkki antaa enemmän liikkumavaraa ankkuroinnissa, koska osa kertoimista vaatii suuremman teräsvälin ja betonipeitteen (koukkupäinen teräs) toimiakseen ankkuroinnissa koko pituudeltaan. Koukkupäiset tai taivutetut teräkset ovat ongelmallisia pientalorakentajalle, jos ne väännetään työmaalla. Taivutussäteen pitää olla tarpeeksi suuri, jotta vältetään teräksen säteen kohdalla betonin halkeilemiselta.

Vapaasti tuetun palkin päihin tulee osittaisesta kiinnityksestä pieni negatiivinen momentti. Sen tähden päädyttiin asentamaan palkkien päihin irtihakaset T12. Ne toimivat samalla ankkurointina pääteräksille.

Palkin keskialueelle riittäisi minimihakasmäärä, koska leikkausvoiman nollakohta on palkin keskellä ja suurenee tasaisesti päätyihin mennessä, mutta ankkurointi vaatii päihin huomattavasti tiheämmän hakavälin. Ankkuroinnin selkempi toteutus vaatii pääterästen lisäämistä ja palkin leventämistä, jos tukipituus on lyhyt.

Palkin pituuden vuoksi tankoja jouduttiin jatkamaan. Vierekkäisiä jatkoksia ei saa tehdä samassa poikkileikkauksessa ja vierekkäisten pituussuuntaisten jatkosten välin täytyy olla vähintään 0.3 x jatkospituus. Tässä kohteessa jatkokset tehtiin vuorotellen eri päissä, jolloin jatkosten pituussuuntainen väli tulee tarpeeksi suureksi [5, s. 201].

Terästen jatkospitus suunnitellaan siten, että raudoituksessa oleva voima siirtyy teräkseltä toiselle kokonaisuudessaan. Raudoitus voidaan jatkaa hitsaamalla mutta on työmaalla harvinainen. Limijatkos on yleisin jatkostapa.

5 SEINÄN LASKENTA

Laskennan apuna käytettiin valmistajan suunnitteluohjetta, RIL 200-1994 ja RakMk B9 Valetut betoniharkkorakenteet. Kuormia seinälle tulee yläpohjalaatasta, yläpohjan hyötykuormasta ja kattoristikoilta sekä seinän omasta painosta. Tuulikuorman osuutta ei laskettu.

Betonin puristuslujuuden ominaisarvoa pienennetään kertoimella 0.6 [7, s. 35], koska harkon rakenteen puolesta rakenteessa on paljon onkaloita ja betonimuottisiltoja, jotka heikentävät rakenteen toimintaa yhtenäisenä rakenteena. Samasta syystä muottiharkon pintakerrosta ei lasketa mukaan toimivaan paksuuteen murtorajatilassa.

Raudoituksen betonipeitteenä kuivissa sisätiloissa toimii muottiharkon seinämä, mutta ulkotiloissa betonipeitteen on oltava vähintään 25 mm, joka mitataan harkon sisäpinnasta [6, s. 43]. Harkon muoto ohjaa vaakateräkset siten, että teräksen suojaetäisyys täyttyy. Jos käytetään kahta pystyterästä samassa poikkileikkauksessa, suojaetäisyydet jäävät helposti epämääräisiksi. Ulkotiloihin sijoittuvilla harkkoseinillä harkot kannattaa ohutsaumamuurata, jolloin harkon seinämä lasketaan suojabetonikerrokseksi.

Seinän normaalivoiman alkuperäinen epäkeskisyys ja toisen kertaluvun vaikutukset huomioidaan laskelmissa, koska kysessä on hoikka seinä [6, s. 123].

Laskelmissa seinää käsitellään molemmista päistä nivelöitynä sauvana, nurjahduspituus on seinän korkeus. Osassa seiniä nurjahduspituutta voisi pienentää johtuen nurkista ja poikittaisten seinien kiinnityksestä ulkoseinään. Näin ei kuitenkaan tehty.

Ikkunan ylityspalkit ylityspalkkien taivutuskestävyys lasketaan kuten normaalinkin palkin, mutta palkin tehollisesta korkeudesta ei huomioida kuin jännevälin kolmanneksen verran. Tässä kohteessa aukkopalkin korkeus on 800 mm, mutta siitä huomioidaan lasketaan vain 500 mm. Holvin kuormitus palkille lasketaan ikkuna-aukkoa rasittavan alan mukaan CAD-kuvasta. Laskennallinen seinän puristuskestävyydeksi saatiin 184 kN/m, mutta kuormitus on maksimissaan vain 52 kN/m. Ikkuna-aukkojen välissä kuormat kuitenkin kasaantuvat ja varsinkin leveiden ikkunoiden kohdalla seinän kapasiteetti voi loppua, jolloin täytyisi harkita paksumpaa harkkoa.

6 POHDINTA

Oikean, rakennettavan kohteen mitoittaminen on mielenkiintoista ja mukaansa tempaavaa, varsinkin silloin, kun vaikeusaste ei ole helpoimmasta päästä. Kuten suunnittelussa yleensäkin, tässäkin varsinainen palkin ja laatan mitoittaminen oli melko vaivatonta ja joutuisaa, mutta kun menttiin detaljitasolle, laskenta vaikeutui ja muuttui haastavaksi ja tietoa piti hankkia ja soveltaa eri lähteistä. Vaikeutta lisäsi se, ettei selkeitä ohjeita eri kohtien mitoittamiseen ole. Tämä ilmeisesti siksi, että muuttujia on niin paljon.

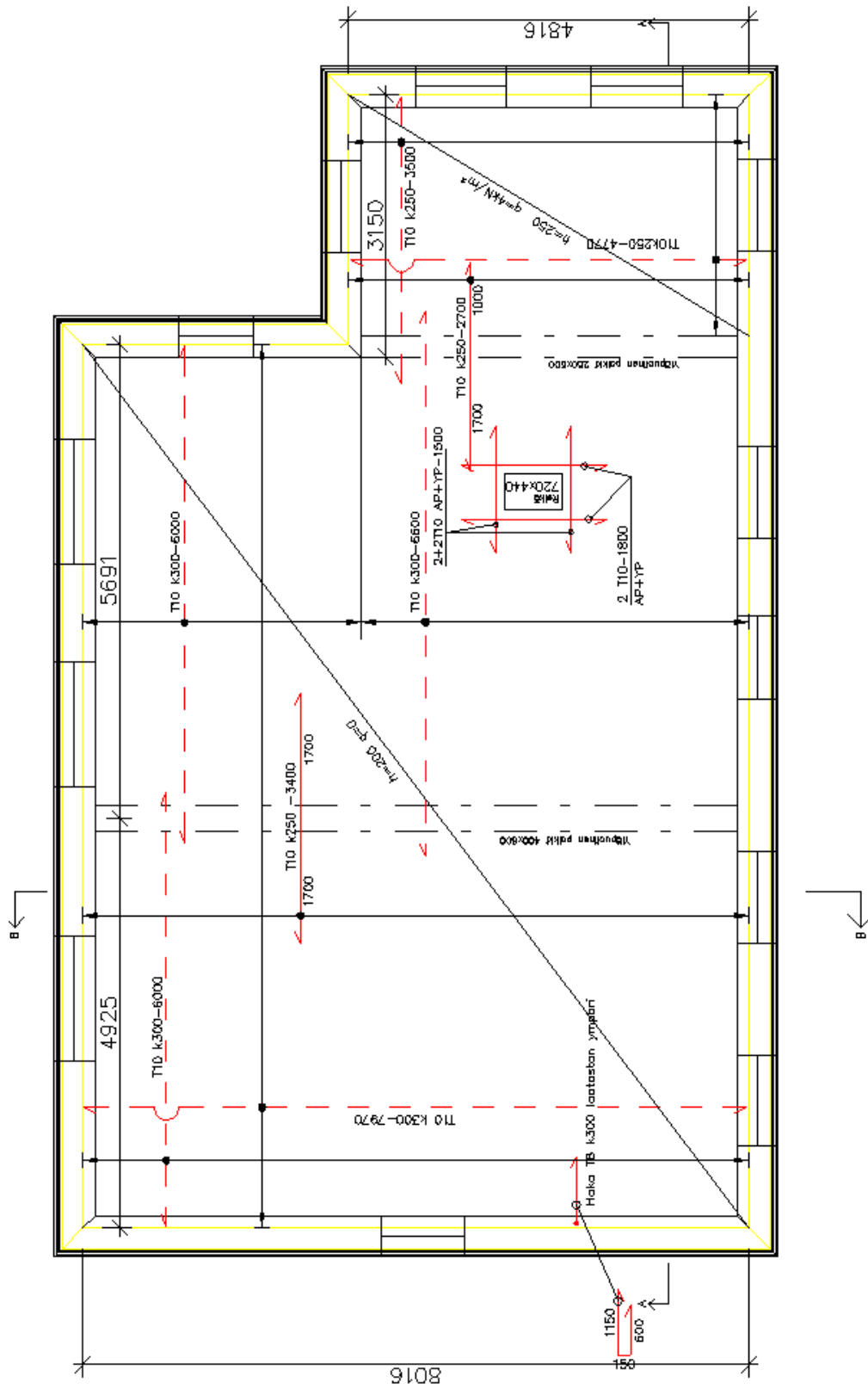
Betonirakenteiden mitoittaminen on rakenteiden jäykkyyden vuoksi hiukan erilaista puurakenteisiin verrattuna. Puu on joustava ja taipuisa, mitä betoni ei ole. Tämä tuo mitoitusvaruuteen lisää muuttujia ja mahdollisuuksia, jo betonin halkeilutaipumuksenkin tähden.

Haastavinta oli ankkuroinnin ja jatkospituuksien mitoittaminen. Vanha nyrkkisääntö, että jatkospituus on 50 x teräksen halkaisija, ei Eurokoodien mukaan päde, mutta on varmalla puolella oleva yksinkertaistus.

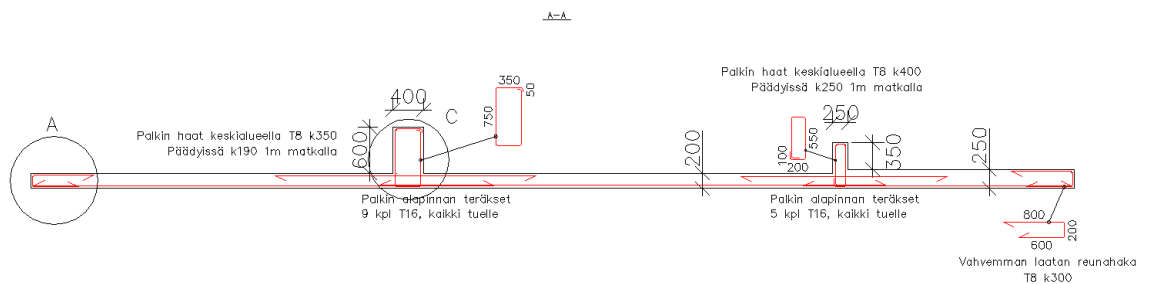
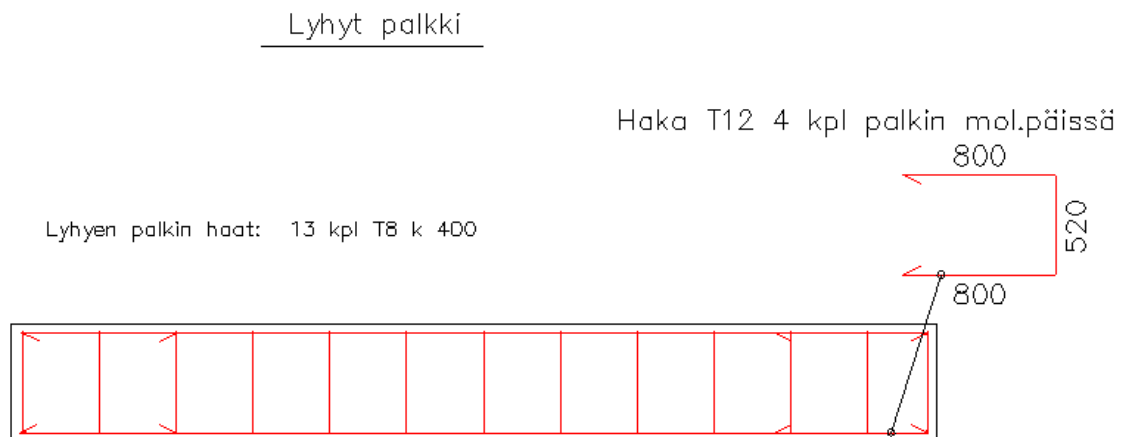
LÄHTEET

1. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 2019: RIL-201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4.
2. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 2017: RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje. Eurokoodit EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2 (e-kirja).
3. Suomen Standardisoimisliitto SFS 2002: SFS-EN 1992-1-1+A1+AC, EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-1.
4. SFS-EN 1991-1-1+AC.
5. Suomen betoniyhdistys: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja–osa 1. 2013/BY 211 2020.
6. Suomen betoniyhdistys: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja–osa 2. 2014/BY 211 2016.
7. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 1994: RIL 200-1994 Betoniharkkorakenteet Ohjeet 1993 Mitoitustaulukot ja käyrästöt.
8. Maankäyttö- ja rakennuslaki 5.2.1999/132, 120a §.
9. Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014, 8 §.

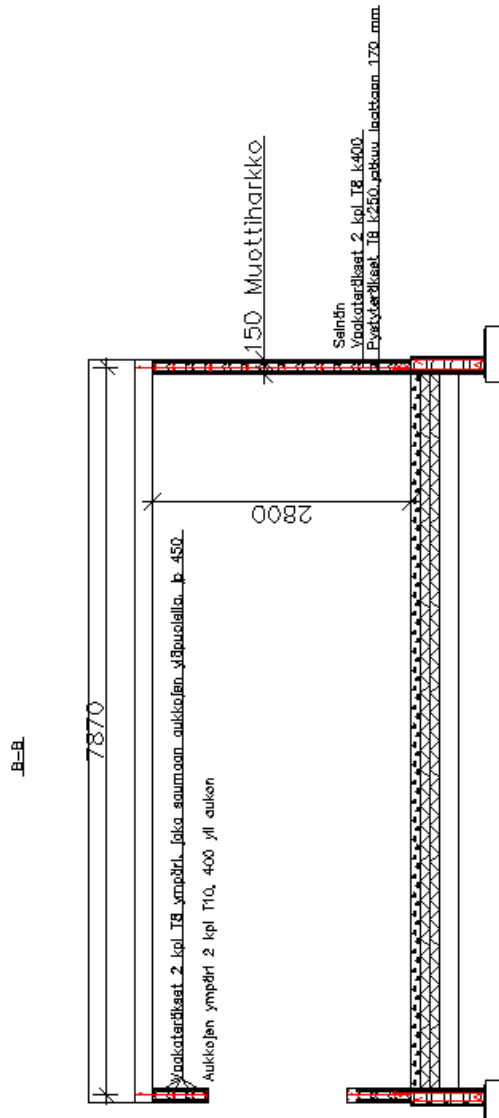
Raudoituksen tasopiirustus



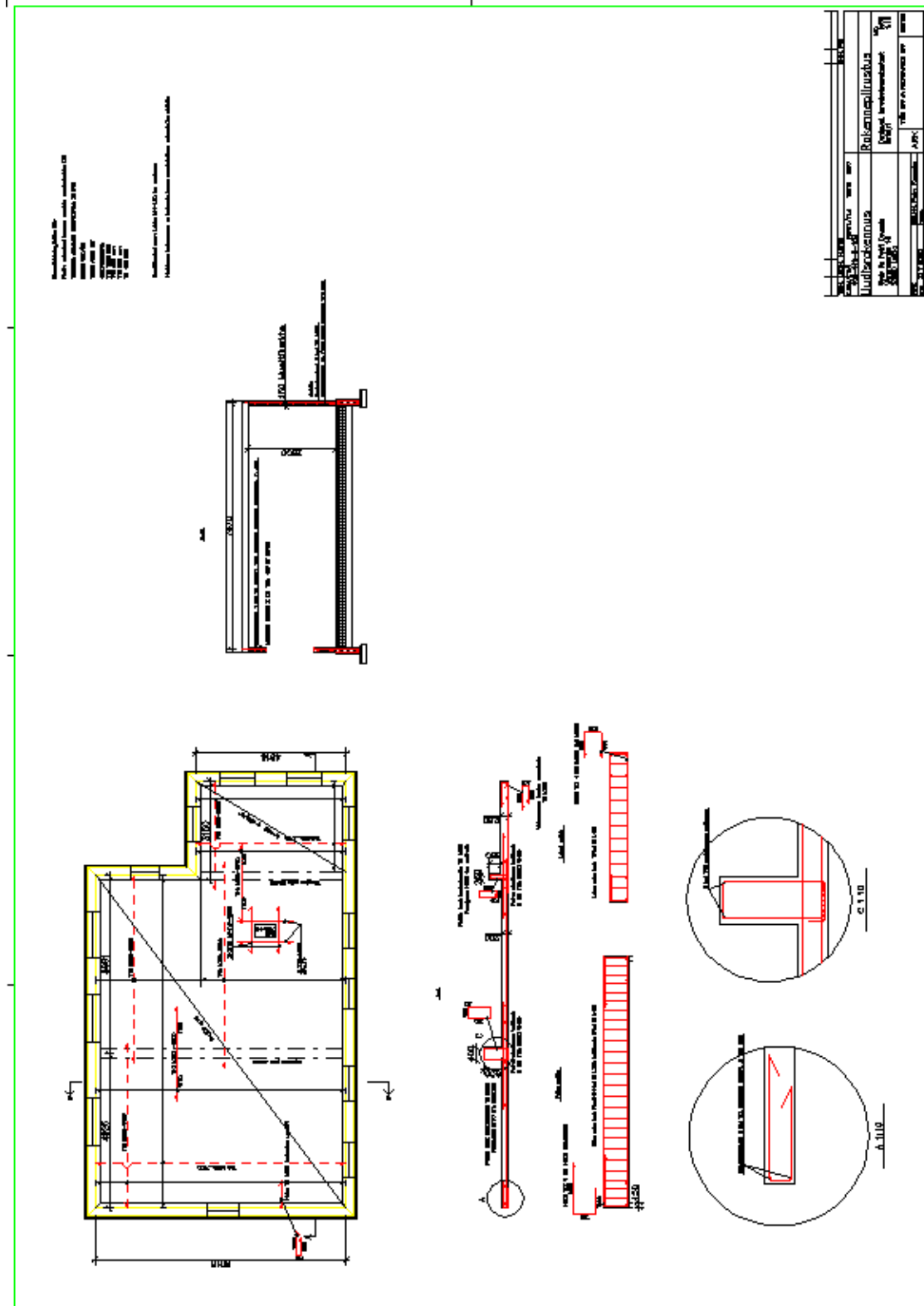
Raudoituksen detaljit, palkit ja laatta



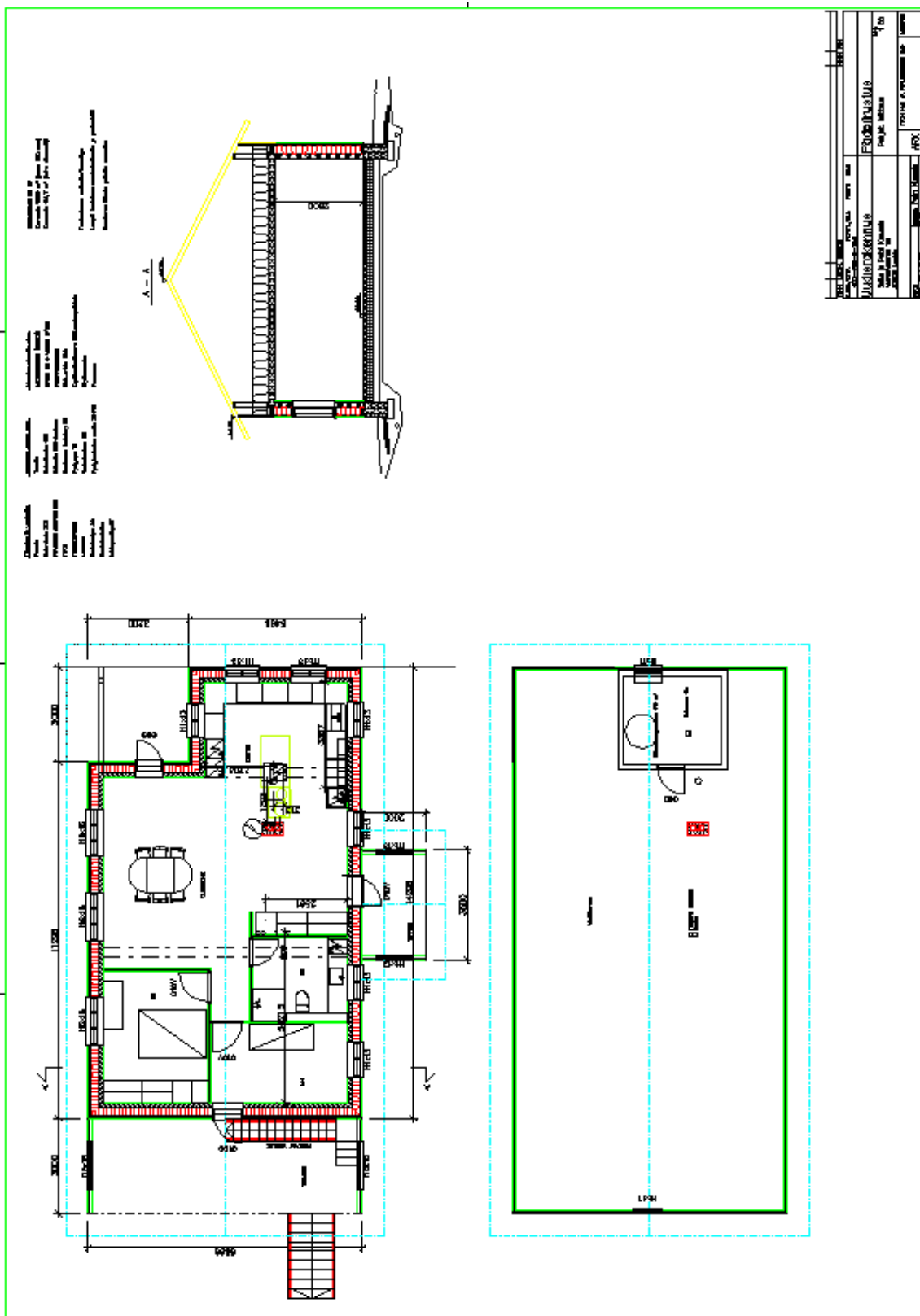
Seinän rauditus, leikkaus



Raudoituksen rakennepiirustus



Pohjapiirustus, 1. ja 2. kerros



Seinän laskelmat

Valettu betoniharkkoseinä

Seinää rasittavat kuormat, ristikoilta

Kattokaltevuus 1:2 = 26,67 astetta

Vesikaton vaakasuora leveys

$$L_v := 10.1 \text{ m}$$

Tarkasteltava kaista 1 m

$$b := 1.0 \text{ m}$$

Vesikatto, ristikot 0,5 kN/m²

$$g_{kv} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Maanpinnan lumikuorman ominaisarvo

$$s_k := 2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Katon ominaislumikuorma

$$q_k := 0.8 \cdot s_k = 1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Käyttöullakon kuorma

$$q_v := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Käyttöullakon leveys

$$l_u := 3 \text{ m}$$

Käyttöullakon tavarakuorman yhdistelykerroin

$$\psi := 0.7$$

Ristikoilta kuormaa yhteensä $p_r := 1.15 \cdot \frac{L_v}{2} \cdot g_{kv} + 1.5 \cdot \frac{L_v}{2} \cdot q_k + 1.5 \cdot \psi \cdot \frac{l_u}{2} \cdot q_v = 19.689 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Seinää rasittavat kuormat, holvilta

Holvin leveys

$$L_h := 8.02 \text{ m}$$

Puhallusvilla

$$g_{kp} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_h}{2} = 2.005 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Holvin painosta seinälle

$$g_{k1} := 0.2 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{L_h}{2} = 20.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Seinän omapaino, seinän puoliväliin $g_s := 1.15 \cdot 1.4 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.038 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kuorma holvilta $P := 1.35 \cdot (g_{k1} + g_{kp} + g_s) = 37.925 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Ei hyötykuormaa

Kuorma yhteensä seinälle $N_{Ed} := (P + p_r) = 57.614 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Materiaaliominaisuudet

Betoni

Betonin lujuusluokka C25/30 $K := 30 \text{ MPa}$

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo $f_{ck} := K \cdot 0.6 = 18 \text{ MPa}$

Materiaaliosavarmuusluvut betonille $\gamma_c := 2 \quad \alpha_{ct} := 1$

Tehollisen lujuuden määrittävä kerroin $\eta := 1.0$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 9 \text{ MPa}$

Vetolujuuden keskiarvo $f_{ctm} := 0.3 \cdot \text{MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.06 \text{ MPa}$

Vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctk} := 0.15 \cdot 25^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 1.282 \text{ MPa}$

Vetolujuuden 5 % alaraja-arvo $f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.442 \text{ MPa}$

Vetolujuuden mitoitusarvo $f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 0.721 \text{ MPa}$

Betonin kimmokerroin $E_c := 5000 \cdot \sqrt{K \cdot \text{MPa}} = 27386.128 \text{ MPa}$

Teräs

B500B

Teräksen ominaislujuus

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Materiaaliosavarmuusluvut teräkselle

$$\gamma_s := 1.2$$

Teräksen mitoituslujuus

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 416.667 \text{ MPa}$$

Lähtötiedot

Rakenteen paksuus

$$h := 150 \text{ mm}$$

Seinän tehollinen paksuus

$$h_c := 88 \text{ mm}$$

Valmistajan ilmoitus

Seinän nurjahduspituus (ei huomioida poikittaisia seiniä)

$$L_c := 2.8 \text{ m}$$

Seinän betonipoikkileikkauksen tehollinen ala/m

$$A_c := 88000 \text{ mm}^2$$

Valmistajan ilmoitus

Normaalivoiman alkuperäinen epäkeskisyys symmetrisesti raudoitettulle poikkileikkaukselle

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

Epäkeskisyyden laskenta-arvo

$$e_d := 0.05 \cdot h + e_0 = 0.028 \text{ m}$$

Seinän puristuskestävyys/m

$$N_u := \frac{1 - 2 \cdot \frac{e_d}{h_c}}{1 + 0.001 \cdot \left(\frac{L_c}{h}\right)^2} \cdot A_c \cdot f_{cd} = 220.254 \text{ kN}$$

Tarkastetaan seinän hoikkuus, pitääkö taipumasta johtuva lisämomentti ottaa huomioon.

Jäyhyysäde $i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.043 \text{ m}$

Hoikkuusluku $\lambda := \frac{L_c}{i} = 64.663$

Suhteellinen normaalivoima $n := \frac{N_{Ed} \cdot b}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.073$

Hoikkuuden raja-arvo $\lambda_{lim} := \frac{10}{\sqrt{n}} = 37.077$

$$\lambda \quad \geq \quad \lambda_{lim}$$

Hoikka seinä, toisen kertaluvun vaikutukset otettava huomioon

Seinän tehollinen d, yksi teräs keskellä $d := 44 \text{ mm}$

$$M_{min} := N_{Ed} \cdot e_d \cdot b = 1.584 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Seinän perusepäkeskisyys $e_i := \frac{L_c}{400} = 7 \text{ mm}$

1. kertaluvun momentti $M_{0Ed} := N_{Ed} \cdot (e_d + e_i) \cdot b = 1.988 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2. kertaluvun momentti nimellisen kaarevuuden menetelmällä Lähde 6, sivu 126

2. kertaluvun taipuma $e_2 := \left(\frac{\lambda}{130} \right)^2 \cdot d = 10.886 \text{ mm}$ Lähde 2, sivu 33

2. kertaluvun momentti $M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 \cdot b = 0.627 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Mitoitusmomentti $M_{Ed} := M_2 + M_{0Ed} = 2.615 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Suhteellinen momentti $\mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 0.15$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus $\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.163$

Vaadittu teräsmäärä/m $A_s := \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 158 \text{ mm}^2$

Seinä raudoitetaan minimiteräsmäärän mukaan

$$A_{s,min} := 0.001 \cdot h \cdot b = 150 \text{ mm}^2$$

$$= 3 \text{ kpl T8 / m / suunta}$$

Pystyyn T8 k250 ja vaakaan 2 kpl T8 k400

Ikkunanpäällispalkit

Suurin jänneväli $l := 1.52 \text{ m}$

Palkin tehollinen korkeus $d := \frac{l}{3} = 0.507 \text{ m}$

Palkin mitoitusmomentti $M_u := \frac{N_{Ed} \cdot (1.52 \text{ m})^2}{8} = 16.639 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Palkin teräsmäärä $A_s := \frac{M_u}{0.85 \cdot f_{yd} \cdot d} = 92.724 \text{ mm}^2$

Palkin pääteräksiksi riittäisi 2 kpl T8, mutta pääraudoituksena tulee olla 2 kpl T10, jotta rakenteelle saadaan riittävästi sitkeyttä.

Pääterästen ala $A_s := 2 \cdot \pi \cdot (5 \text{ mm})^2 = 157.08 \text{ mm}^2$

Palkin leikkausrasitus $V := \frac{N_{Ed} \cdot l}{2} = 43.786 \text{ kN}$

Pienennetty leikkausvoima $V_{Ed} := V \cdot \frac{\left(\frac{l}{2} - d\right)}{\left(\frac{l}{2}\right)} = 14.595 \text{ kN}$

Palkin leikkauskestävyys $V_c := 0.4 \cdot f_{ctd} \cdot h_c \cdot d = 12.862 \text{ kN}$

Osan leikkausvoimasta ottaa yläjuoksu ja betoniholvin reuna. Lisäksi aukkojen yläpuolella on 6 kpl T8 vaakasaumoissa. Leikkauskestävyyden toteutuminen on niin lähellä, että erillistä leikkausraudoitusta ei vaadita.

Ankkurointipituus, jatkospituus

Terästen tartuntatila I $\phi := 10 \text{ mm}$ Aukkojen pielissä

Hyvät tartuntaolosuhteet, pääteräkset palkin alapinnassa $\eta_1 := 1.0$

Tankopaksuudesta riippuva kerroin $\eta_2 := 1.0$ Halkaisija alle 32 mm

Betonin vetolujuuskerroin $\alpha_{ct} := 1.0$ Kansallinen valinta

Tangon ympäröimä $u_s := \pi \cdot \phi = 31.416 \text{ mm}$

Tuelle ankkuroitava voima $F_{Ed} := V_{Ed} = 14.595 \text{ kN}$ Varmalla puolella

Raudoituksen jännitys tuen reunassa $\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_s} = 92.918 \text{ MPa}$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo $f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1.623 \text{ MPa}$

Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 143.159 \text{ mm}$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo $l_{b,min} := \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$

Kokeillaan ankkurointipituutta $l_b := 400 \text{ mm}$

Suoran tangon ankkurointikestävyys $F_{bu} := 1.7 \cdot f_{ctd} \cdot u_s \cdot l_b = 15.406 \text{ kN} \gg F_{Ed}$

Ankkurointipituus aukkojen yli 600 mm (harkkovalmistajan ohje)

Jatkospituus, suurin seuraavista $\max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 15 \cdot \phi, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$

Jatkospituus, ankkurointipituuden mitoitusarvo $41 \cdot \phi = 410 \text{ mm}$ Lähde 2, sivu 65

Jatkospituus kaikissa jatkoksissa min. 400 mm

Palkin laskenta

Teräsbetonipalkin mitoitus, pidempi palkki

Teräsbetonin tilavuuspaino $\rho g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Palkin keräämä kuormitusala CAD-kuvasta $A := 35.3 \text{ m}^2$

Mittausmenetelmästä johtuvat kertoimet (sivu 17):

Momenttia laskettaessa 1.1

Leikkausvoimaa laskettaessa 1.2

Palkin mitat Jänneväli $l := 7.87 \text{ m}$ seinän keskeltä keskelle

Leveys $b := 0.35 \text{ m}$

Korkeus laatasta $h := 0.6 \text{ m}$

Palkin omapaino $p_{op} := \rho g_k \cdot b \cdot h = 5.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Laatan mitat Paksuus $h_l := 0.2 \text{ m}$

Laatan omapaino $l_{op} := \frac{\rho g_k \cdot h_l \cdot A}{l} = 22.427 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Omapaino yhteensä $g_k := p_{op} + l_{op} = 27.677 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Eristekuorma $g_{ke} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Palkin laskentakuorma MRT $P_{Ed1} := 1.15 \cdot (g_k + g_{ke}) = 32.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$P_{Ed2} := 1.35 \cdot (g_k + g_{ke}) = 38.039 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$P_{Ed} := \max(P_{Ed1}, P_{Ed2}) = 38.039 \frac{kN}{m}$$

Materiaaliominaisuudet

Betoni

Betonin lujuusluokka C25/30

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$$

Materiaaliosavarmuusluvut betonille

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{ct} := 1$$

Tehollisen lujuuden määrittävä kerroin

$$\eta := 1.0$$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.167 \text{ MPa}$$

Vetolujuuden keskiarvo

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \text{MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.565 \text{ MPa}$$

Vetolujuuden 5 % alaraja-arvo

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.795 \text{ MPa}$$

Vetolujuuden mitoitusarvo

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.197 \text{ MPa}$$

Vetolujuuden tehollinen arvo

$$f_{ct.eff} := f_{ctm} = 2.565 \text{ MPa}$$

Teräs

B500B

Teräksen ominaislujuus

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Materiaaliosavarmuusluvut teräkselle

$$\gamma_s := 1.15$$

Teräksen mitoituslujuus

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

Palkkia rasittavan pinta-alan laskennassa käytetään kaavaa (Lähde 6, sivu 21), jonka seurauksena maksimomomenttia ja leikkausvoimaa korotetaan kertoimilla. Momentin kertoimeksi on valittu 1.1 ja leikkaukselle 1.2.

Palkin taivutusmitoitus

Palkin mitoitusmomentti MRT	$M_{Ed} := 1.1 \cdot \frac{(P_{Ed} \cdot l^2)}{8} = 323.951 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Palkin mitat	$h := 0.8 \text{ m} \quad b := 0.35 \text{ m}$
Teräksen suojaava betonikerros	$c_{nom} := 20 \text{ mm}$
Pääteräksen halkaisija	$\phi := 16 \text{ mm}$
Hakateräksen halkaisija	$\phi_h := 8 \text{ mm}$
Tehollinen korkeus	$d := h - \left(c_{nom} + 1.1 \cdot \phi_h + \frac{1.1 \cdot \phi}{2} \right) = 0.762 \text{ m}$
Suhteellinen momentti	$\mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 0.112$
	$\mu_{bd} := 0.372 \quad \mu \leq \mu_{bd}$
Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus	$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.12$
	$\beta_{bd} := 0.493 \quad \beta \leq \beta_{bd}$
Vaadittu teräsmäärä	$A_s := \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 1086 \text{ mm}^2$
	$\frac{A_s}{A_{T16}} = 5.402 \quad 6 \text{ kpl T16}$
	$A_s := 6 \cdot A_{T16} = 1206 \text{ mm}^2$

Minimiraudoitusvaatimus: $A_{s,min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 355.906 \text{ mm}^2$

Palkin käyttörajatilamitoitus, taipuma, halkeamat

Betonin rasitusluokka: X0, XC1

Jännevälin ja tehollisen korkeuden suhde

$$\frac{l}{d} = 10.323 \quad \leq \quad 13 \quad \text{Lähde 2, sivu 60}$$

Halkeilu katsotaan vältetyksi, jos raudoituksen jännitys rajoitetaan arvoon

$$0.6 \cdot f_{yk} = 300 \text{ MPa}$$

Raudoitusmäärää lisätään yhdellä teräksellä

$$A_s := 7 \cdot A_{T16} = 1407 \text{ mm}^2$$

Suhteellinen raudoitusala

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00527$$

Palkin laskentakuorma KRT

$$P_{Ek} := g_k + g_{ke} = 28.177 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin mitoitusmomentti KRT

$$M_{Ek} := \frac{(P_{Ek} \cdot l^2)}{8} = 218.149 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := \frac{M_{Ek}}{0.9 \cdot A_s \cdot d} = 225.961 \text{ MPa}$$

Teräsännitys on alle 300 MPa

Palkin korkeus 800 mm ja vetoteräket 7 kpl T16

Tarkastetaan palkin leveysvaatimus:

Vetoterästen määrä $n_s := 7$

Betonin max raekoko $d_g := 16 \text{ mm}$

Vetoterästen minimiväli $a_{min} := \max(\phi, d_g + 3 \text{ mm}, 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$

$b_{vaad} := 2 \cdot (c_{nom} + 1.1 \cdot \phi_h) + 1.1 \cdot n_s \cdot \phi + (n_s - 1) \cdot a_{min} = 300.8 \text{ mm}$

Palkin leveys on 350 mm, teräkset mahtuvat palkkiin

Toteutuva teräsväli $a_{min} + \frac{350 \text{ mm} - b_{vaad}}{6} = 28.2 \text{ mm}$

Palkin leikkausmitoitus

2-leikkeinen haka, haat pystysuorassa

Hakojen kaltevuus $\alpha := 90^\circ$

Puristussauvan kaltevuus $\theta := 21.8^\circ$

Hakasen paksuus $\phi_h := 8 \text{ mm}$

Hakojen leikkeisyys $n_h := 2$

Tehollinen korkeus $d = 0.762 \text{ m}$

Leikkausraudoituksen myötö-
lujuuden mitoitusarvo $f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$

Palkkiin kohdistuva leikkausvoima $V_{Ed} := 1.2 \cdot \frac{P_{Ed} \cdot l}{2} = 179.62 \text{ kN}$

Leikkausvoiman vähennystä ei voida tehdä, koska rasitukset eivät kohdistu palkin yläosaan.

Hakojen poikkipinta-ala

$$A_{sw} := 2 \cdot 50.3 \text{ mm}^2 = 100.6 \text{ mm}^2$$

Hakaväli (Lähde 2, sivu 39)

$$s := \frac{A_{sw} \cdot 2.2 \cdot d \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}} = 0.408 \text{ m}$$

Leikkauskestävyyden yläraja
(Puristusmurtokestävyys)
(Lähde 2, sivu 39)

$$V_{Rd,max} := 0.27 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 1020.663 \text{ kN}$$

Leikkausraudoituksen vähimmäismäärää vastaava hakaväli

$$s := \frac{A_{sw}}{0.08 \cdot b \cdot \sin(\alpha)} \cdot \frac{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}} = 0.359 \text{ m}$$

Suurin sallittu hakaväli

$$s_{max} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 0.572 \text{ m}$$

Hakaset T8 k 350 mm

Leikkausvoimasta pääraudoitukseen aiheutuva lisävetovoima

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed} = 89.81 \text{ kN}$$

Terästen ankkurointi tuelle

Terästen tartuntatila I

Teräkset palkin alapinnassa ja palkin korkeus yli 250mm.

Hyvät tartuntaolosuhteet, pääteräkset palkin alapinnassa

$$\eta_1 := 1.0$$

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Tankopaksuudesta riippuva kerroin

$$\eta_2 := 1.0$$

Halkaisija alle 32 mm

Betonin vetolujuuskerroin

$$\alpha_{ct} := 1.0$$

Kansallinen valinta

Tangon ympärysmitta

$$u_s := \pi \cdot \phi = 50.265 \text{ mm}$$

Tukipituus

$$L_T := 150 \text{ mm}$$

Tuelle ankkuroitava voima $F_{Ed} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) + \Delta F_{td} = 314.35 \text{ kN}$

Raudoituksen jännitys tuen reunassa $\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_s} = 223.419 \text{ MPa}$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo $f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$

Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 331.825 \text{ mm}$

Harjatangon ankkurointipituus (Lähde 2, sivu 65) $l_{bd} := 41 \cdot \phi = 0.656 \text{ m}$

Kaavalla saadaan yksinkertaisesti varmallalla puolella oleva arvo, jota voi käyttää ankkuroinnissa ja jatkospituutta määritettäessä. (Ei kuitenkaan tässä)

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo $l_{b,min} := \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 160 \text{ mm}$

Toteutuva ankkurointipituus $L_b := L_T - 20 \text{ mm} = 130 \text{ mm}$

Ankkurointipituus ei riitä, lyhennetään perusarvoa kertoimilla, muutetaan puristus-sauvan kaltevuutta ja lisätään kaksi vetoterästä. (Lähde 3, sivu 135)

Lisätään teräsmäärää $A_s := 9 \cdot A_{T16} = 1809 \text{ mm}^2$

$$\alpha_1 := 1 \quad \alpha_2 := 1 \quad \alpha_3 := 1$$

Muutetaan puristussauvan kaltevuutta $\theta := 30^\circ$

Hitsattu poikittaisteräs tuen puoliväliin $\alpha_4 := 0.7$

Puristusjännitys raudoituksen tasossa $p := \frac{V_{Ed}}{b \cdot L_T} = 3.421 \text{ MPa}$

$$\alpha_5 := 1.0 - 0.04 \cdot p \cdot \left(\frac{1}{\text{MPa}} \right) = 0.863$$

Tuelle ankkuroitava voima $F_{Ed} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) + \Delta F_{td} = 245.365 \text{ kN}$

Raudoituksen jännitys tuen reunassa $\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_s} = 135.636 \text{ MPa}$

Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 201.448 \text{ mm}$

$$l_{bd} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 121.716 \text{ mm}$$

Ankkurointipituus on riittävä.

Lasketaan tukialueen hakaväli $s := \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) = 0.289 \text{ m}$

Hakaset T8 k 280 palkin päissä 1 metrin matkalla

Palkin uusi min. leveys $n_s := 9$

$$b_{vaad} := 2 \cdot (c_{nom} + 1.1 \cdot \phi_h) + 1.1 \cdot n_s \cdot \phi + (n_s - 1) \cdot a_{min} = 376 \text{ mm}$$

Palkin pääraudoituksen limityspituus jatkoksissa

Tangoista on jatkettu 4/6 samassa poikkileikkauksessa. $\rho_1 := 66.7\%$

Kerroin ottaa huomioon samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrän. $\alpha_6 := \sqrt{\frac{\rho_1}{25\%}} = 1.633$ $\alpha_6 := 1.5$

Kertoimen max. arvo 1.5

Jatkospituus täydelle teräsännitykselle $f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$

$$\sigma_s := f_{yd}$$

Tangossa oleva vetovoima $F_s := \sigma_s \cdot A_s = 786.522 \text{ kN}$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo $f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$

Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 201.448 \text{ mm}$

Limityspituus $l_0 := \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 302.172 \text{ mm}$

Jättämällä muut kertoimet pois ollaan varmalla puolella, kun jatkospituus on muutenkin pieni.

Jatkospituuden vähimmäisarvo $l_{0,min} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, 15 \cdot \phi, 200 \text{ mm}) = 240 \text{ mm}$

Vierekkäiset jatkokset ovat limittäin palkin eri päissä, joten jatkoskohtien ero on yli ankkurointipituuden perusarvon.

Pääterästen jatkospituus $l_{bd} := 41 \cdot \phi = 0.656 \text{ m}$

Teräsbetonipalkin mitoitus, lyhyempi palkki

Palkin mitat Jänneväli $l := 4.666 \text{ m}$ seinän keskeltä keskelle

Leveys $b_1 := 0.2 \text{ m}$

Korkeus laatasta $h_1 := 0.35 \text{ m}$

Palkin omapaino $p_{op} := \rho g_k \cdot b_1 \cdot h_1 = 1.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Laatan mitat Paksun laatan paksuus $h_{l1} := 0.25 \text{ m}$

Ohuen laatan
paksuus

$$h_{t2} := 0.2 \text{ m}$$

Kuormitusala
CAD-kuvasta

$$A_1 := 10.8 \text{ m}^2$$

Ohut laatta

Kuormitusala
CAD-kuvasta

$$A_2 := 6.5 \text{ m}^2$$

Paksu laatta

$$\text{Laatan omapaino} \quad l_{op} := \rho g_k \cdot \frac{(h_{t1} \cdot A_2 + h_{t2} \cdot A_1)}{l} = 20.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Omapaino yhteensä

$$g_k := l_{op} + p_{op} = 22.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hyötykuorma, tekn.tila

$$q := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma, lämmönjakohuoneen
varusteet ja kantava seinä

$$q_k := \frac{q \cdot A_2}{l} = 5.572 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin laskentakuorma MRT

$$P_{Ed1} := 1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k = 33.692 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{Ed2} := 1.35 \cdot g_k = 29.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{Ed} := \max(P_{Ed1}, P_{Ed2}) = 33.692 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Palkin taivutusraudoitus

Palkin mitoitusmomentti MRT

$$M_{Ed} := 1.1 \cdot \frac{(P_{Ed} \cdot l^2)}{8} = 100.861 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Palkin korkeus

$$h := 0.6 \text{ m} \quad b := 0.2 \text{ m}$$

Teräksen suojaava betonikerros	$c_{nom} := 20 \text{ mm}$
Pääteräksen halkaisija	$\phi := 16 \text{ mm}$
Hakateräksen halkaisija	$\phi_h := 8 \text{ mm}$
Tehollinen korkeus	$d := h - \left(c_{nom} + 1.1 \cdot \phi_h + \frac{1.1 \cdot \phi}{2} \right) = 0.562 \text{ m}$
Suhteellinen momentti	$\mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 0.113$
	$\mu_{bd} := 0.372 \quad \mu \leq \mu_{bd}$
Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus	$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.12$
	$\beta_{bd} := 0.493 \quad \beta \leq \beta_{bd}$
Vaadittu raudoitusala	$A_s := \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 458 \text{ mm}^2$
$A_{T16} := 201 \text{ mm}^2$	$\frac{A_s}{A_{T16}} = 2.28 \quad 3 \text{ kpl T16}$
	$A_s := 3 \cdot A_{T16} = 603 \text{ mm}^2$

Palkin käyttörajatilamitoitus, taipuma, halkeamat

Raudoitusmäärä	$A_s := 603 \text{ mm}^2$
Suhteellinen raudoitusala	$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00536$
Palkin laskentakuorma KRT	$P_{Ek} := g_k + q_k = 27.602 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Palkin mitoitusmomentti KRT	$M_{Ek} := \frac{(P_{Ek} \cdot l^2)}{8} = 75.117 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_s := \frac{M_{Ek}}{0.9 \cdot A_s \cdot d} = 246.112 \text{ MPa}$$

Teräsännitys alle 300 MPa

Palkin vetoteräket

3 T16

Leikkausmitoitus

Kuorma vaikuttaa palkin alareunassa 2-leikkeinen haka, haat pystysuorassa

Hakojen kaltevuus $\alpha := 90^\circ$

Puristussauvan kaltevuus $\theta := 21.8^\circ$

Hakasen paksuus $\phi_h := 8 \text{ mm}$

Hakojen leikkeisyys $n_h := 2$

Leikkausraudoituksen myötö-
lujuuden mitoitusarvo $f_{ywd} := f_{yd}$

Palkkiin kohdistuva leikkausvoima $V_{Ed} := 1.2 \cdot \frac{P_{Ed} \cdot l}{2} = 94.325 \text{ kN}$

Hakojen poikkipinta-ala $A_{sw} := 2 \cdot 50.3 \text{ mm}^2 = 100.6 \text{ mm}^2$

Hakaväli $s := \frac{A_{sw} \cdot 2.2 \cdot d \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}} = 0.574 \text{ m}$

Leikkauskestävyyden yläraja
(Puristusmurtokestävyys) $V_{Rd,max} := 0.27 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 430.236 \text{ kN}$

Leikkausraudoituksen vähimmäismää-
rää vastaava hakaväli $s := \frac{A_{sw}}{0.08 \cdot b \cdot \sin(\alpha)} \cdot \frac{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}} = 0.629 \text{ m}$

Suurin sallittu hakaväli

$$s_{max} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 0.422 \text{ m}$$

Hakaset T8 k 400 mm

Leikkausvoimasta pääraudoitukseen aiheutuva lisävetovoima

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed} = 47.163 \text{ kN}$$

Pääterästen ankkurointipituus

Terästen tartuntatila I

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Hyvät tartuntaolosuhteet, pääteräkset palkin alapinnassa

$$\eta_1 := 1.0$$

Tankopaksuudesta riippuva kerroin

$$\eta_2 := 1.0$$

Halkaisija alle 32 mm

Betonin vetolujuuskerroin

$$\alpha_{ct} := 1.0$$

Kansallinen valinta

Tangon ympäröimä

$$u_s := \pi \cdot \phi = 50.265 \text{ mm}$$

Tukipituus

$$L_T := 150 \text{ mm}$$

Tuelle ankkuroitava voima

$$F_{Ed} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) + \Delta F_{td} = 165.078 \text{ kN}$$

Raudoituksen jännitys tuen reunassa

$$\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_s} = 273.761 \text{ MPa}$$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 406.594 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo

$$l_{b,min} := \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 160 \text{ mm}$$

Toteutuva ankkurointipituus

$$L_b := L_T - 20 \text{ mm} = 130 \text{ mm}$$

Ankkurointipituus ei riitä. Lyhennetään perusarvoa kertoimilla, muutetaan puristussauvan kaltevuutta ja lisätään kaksi vetoterästä. (Lähde 3, sivu 135)

$$A_s := 5 \cdot A_{T16} = 1005 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_1 := 1$$

$$\alpha_2 := 1$$

$$\alpha_3 := 1$$

Hitsattu poikittaisteräs tuen puoliväliin $\alpha_4 := 0.7$ Muutetaan puristussauvan kaltevuutta $\theta := 30^\circ$

Puristusjännitys raudoituksen tasossa

$$p := \frac{V_{Ed}}{b \cdot L_T} = 3.144 \text{ MPa}$$

$$\alpha_5 := 1.0 - 0.04 \cdot p \cdot \left(\frac{1}{\text{MPa}} \right) = 0.874$$

Tuelle ankkuroitava voima

$$F_{Ed} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) + \Delta F_{td} = 128.851 \text{ kN}$$

Raudoituksen jännitys tuen reunassa

$$\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_s} = 128.21 \text{ MPa}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 190.419 \text{ mm}$$

Ankkurointipituus

$$l_{bd} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 116.53 \text{ mm}$$

Ankkurointipituus on riittävä.

Lasketaan uusi hakaväli

$$s := \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) = 0.407 \text{ m}$$

Hakaset T8 k 400

Palkin pääraudoituksessa ei ole jatkoksia

Tarkastetaan palkin leveysvaatimus:

Vetoterästen määrä $n_s := 5$

Betonin max raekoko $d_g := 16 \text{ mm}$

Vetoterästen minimiväli $a_{min} := \max(\phi, d_g + 3 \text{ mm}, 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$

$$b_{vaad} := 2 \cdot (c_{nom} + 1.1 \cdot \phi_h) + 1.1 \cdot n_s \cdot \phi + (n_s - 1) \cdot a_{min} = 225.6 \text{ mm}$$

Palkin leveyttä täytyy muuttaa, uusi leveys 250 mm

Laataston laskenta

Laataston mitoitus, ohut laatta

Teräsbetonin tilavuuspaino $\rho g_k := 25 \frac{kN}{m^3}$

Laatan mitat

Paksuus $h_l := 0.2 \text{ m}$

Laatan omapaino $l_{op} := \rho g_k \cdot h_l = 5 \frac{kN}{m^2}$

Tarkasteltava kaista $b := 1 \text{ m}$

Hyötykuorma, ei hyötykuormaa

Pysyvä kiinteä kuorma

Laatan paino $q_k := 5 \frac{kN}{m^2}$

Puhallusvilla $q_{k1} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$

Laskentakuorma

$$P_{Ed1} := 1.35 \cdot (q_k + q_{k1}) \cdot 1 \text{ m} = 7.425 \frac{kN}{m}$$

$$P_{Ed2} := 1.15 \cdot (q_k + q_{k1}) \cdot 1 \text{ m} = 6.325 \frac{kN}{m}$$

$$P_{Ed} := \max(P_{Ed1}, P_{Ed2}) = 7.425 \frac{kN}{m}$$

Materiaaliominaisuudet**Betoni**

Lujuusluokka C25/30

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo	$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$
Materiaaliosavarmuusluvut betonille	$\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$ $\alpha_{ct} := 1$
Tehollisen lujuuden määrittävä kerroin	$\eta := 1.0$
Puristuspinnan tehollisen korkeuden määrittävä kerroin	$\lambda := 0.8$
Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.167 \text{ MPa}$
Vetolujuuden keskiarvo	$f_{ctm} := 0.3 \cdot \text{MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.565 \text{ MPa}$
Vetolujuuden 5 % alaraja-arvo	$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.795 \text{ MPa}$
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.197 \text{ MPa}$

Teräs

B500B

Teräksen ominaislujuus	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
Materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_s := 1.15$
Teräksen mitoituslujuus	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$

Laatan rasiitusten laskenta**Laataston vasen kaista**

$L := 4.925 \text{ m}$

Momenttikertoimet taulukosta, tuentatapaus 2, sivusuhte 1.6

$\alpha_{xs} := 0.0816 \quad M_s := \alpha_{xs} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 14.696 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\alpha_{yf} := 0.0310 \quad M_y := \alpha_{yf} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 5.583 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\alpha_{xf} := 0.0592 \quad M_x := \alpha_{xf} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 10.662 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Laataston keskimäinen kaista

$L := 5.691 \text{ m}$

Momenttikertoimet taulukosta, tuentatapaus 2, sivusuhte 1.4

$\alpha_{xs} := 0.0752 \quad M_{xs} := \alpha_{xs} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 18.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\alpha_{yf} := 0.0331 \quad M_y := \alpha_{yf} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 7.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\alpha_{xf} := 0.0560 \quad M_x := \alpha_{xf} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 13.467 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Laataston teräsmäärän laskenta, välituki

Valitaan suurempi tukimomentti

$M_{Ed} := 18.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Laatan korkeus, tarkasteltava kaista

$h := 0.2 \text{ m}$

$b := 1.0 \text{ m}$

Teräksen suojaava betonikerros

$c_{nom} := 20 \text{ mm}$

Pääteräksen halkaisija

$\phi := 10 \text{ mm}$

Tehollinen korkeus

$$d := h - \left(c_{nom} + \frac{1.1 \cdot \phi}{2} \right) = 0.175 \text{ m}$$

Vaadittu rauditusmäärä

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 265 \text{ mm}^2$$

$$A_{T10} := 78.5 \text{ mm}^2$$

Terästen jakoväli

$$s := \frac{b}{\frac{A_s}{A_{T10}}} = 0.296 \text{ m}$$

Minimiteräsmäärä

$$A_{s,min} := \min \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = 226.85 \text{ mm}^2$$

Minimijakoväli

$$s_{max,slab} := \min(3 \cdot h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Valitaan rauditus T10 k 250

Tarkistetaan tasapainoraudituksen mukainen suhteellinen momentti ja puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

Suhteellinen momentti

$$\mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 0.042$$

$$\mu_{bd} := 0.372 \quad \mu \leq \mu_{bd} \quad \text{OK}$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.043$$

$$\beta_{bd} := 0.493 \quad \beta \leq \beta_{bd} \quad \text{OK}$$

Kenttäraudoitukset

Raudoituksen selkeyden vuoksi valitaan mitoitusmomentiksi kenttämomenttien suurin momentti ja raudoitetaan kaikki kentät samalla mitoituksella. Näin siksi, että rasitukset ovat kaikissa kentissä melko pieniä. Lisäksi mitoitus on silloin varmalla puolella.

Mitoitusmomentti $M_{Ed} := 13.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Teräksen suojaava betonikerros $c_{nom} := 20 \text{ mm}$

Pääteräksen halkaisija $\phi := 10 \text{ mm}$

Tehollinen korkeus $d := h - \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) = 0.175 \text{ m}$

Vaadittu raudoitusalala $A_s := \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 197 \text{ mm}^2$

Terästen jakoväli $s := \frac{b}{\frac{A_s}{A_{T10}}} = 0.398 \text{ m}$

$$A_{s,min} := \min \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = 227.5 \text{ mm}^2$$

Valitaan minimiteräsmäärä $s := \frac{b}{\frac{A_{s,min}}{A_{T10}}} = 0.345 \text{ m}$

Raudoitetaan kaikki kentät mol. suuntiin T10 k 300

Laataston oikeanpuoleinen laatta Teknisen tilan lattia

$$L := 3.0 \text{ m}$$

Hyötykuorma 4 kN/m²

$$h_l := 0.25 \text{ m}$$

$$g_k := h_l \cdot \rho g_k = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{Ed1} := \left(1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1 \text{ m} = 13.188 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{Ed2} := 1.35 \cdot g_k \cdot 1 \text{ m} = 8.438 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{Ed} := \max(P_{Ed1}, P_{Ed2}) = 13.188 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momenttikertoimet taulukosta, tuentatapaus 2, sivusuhte 1.6

$$\alpha_{xs} := 0.0816 \quad M_s := \alpha_{xs} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 9.685 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_{yf} := 0.0310 \quad M_y := \alpha_{yf} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 3.679 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_{xf} := 0.0592 \quad M_x := \alpha_{xf} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = 7.026 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tuen raudoitus

Mitoitusmomentti

$$M_{Ed} := 18.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tuki mitoitetaan keskimmäisen laatan momentin mukaan, koska se on suurempi.

Kentän raudoitus, valitaan suurin momentti

Mitoitusmomentti

$$M_{Ed} := 7.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Laatan paksuus

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

Teräksen suojaava betonikerros

$$c_{nom} := 20 \text{ mm}$$

Pääteräksen halkaisija

$$\phi := 10 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h - \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) = 225 \text{ mm}$$

Vaadittu raudoitusala

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 81 \text{ mm}^2$$

Terästen jakoväli

$$s := \frac{b}{\frac{A_s}{A_{T10}}} = 0.973 \text{ m}$$

$$A_{s,min} := \min \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = 292.5 \text{ mm}^2$$

Valitaan minimiteräsmäärä

$$s := \frac{b}{\frac{A_{s,min}}{A_{T10}}} = 0.268 \text{ m}$$

Valitaan raudoitus T10 k 250 mol. suuntiin**Laattaa rasittava leikkausvoima**

Valitaan laataston suurin rasitus, ohut laatta ja jakoväli k300

$$P_{Ed} := 13.2 \frac{kN}{m} \quad d := 175 \text{ mm}$$

Leikkaus kiinnitetyllä tuella $V_{Ed} := 0.6 \cdot L \cdot P_{Ed} = 23.76 \text{ kN}$ Lähde 6, sivu 20

Leikkaus ulkoseinällä $V_{Ed} := 0.4 \cdot L \cdot P_{Ed} = 15.84 \text{ kN}$

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

Vetoterästen ala $A_s := \frac{b}{300 \text{ mm}} \cdot A_{T10} = 261.667 \text{ mm}^2$

Suhteellinen vetorauhoitus-
ala $\rho_L := \frac{A_s}{d} = 0.001 \text{ m}$

Laatan minimileikkauskestävyys $V_{Rd,min} := 0.035 \cdot d \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 86.621 \frac{kN}{m}$

Laatan leikkauskestävyys on riittävä koko laataston alueella.

Kenttäraudoituksen ankkurointi

Suurin leikkausvoima $V_{Ed} := 24 \text{ kN}$

Ankkuroitava voima $F_{Ed} := V_{Ed} = 24 \text{ kN}$

Terästen tartuntatila I $\phi := 10 \text{ mm}$

Teräksen ala $A_{T10} := \pi \cdot (5 \text{ mm})^2 = 78.54 \text{ mm}^2$

Hyvät tartuntaolosuhteet, jänteiden pääteräkset laatan alapinnassa ja laatan paksuus 250mm tai alle. $\eta_1 := 1.0$

Tankopaksuudesta riippuva kerroin	$\eta_2 := 1.0$	Halkaisija alle 32 mm
Betonin vetolujuuskerroin	$\alpha_{ct} := 1.0$	Kansallinen valinta
Tangon ympäröimä	$u_s := \pi \cdot \phi = 31.416 \text{ mm}$	
Tukipituus	$L_T := 150 \text{ mm}$	
Kenttäraudoituksen teräsmäärä	$A_s := \frac{1 \text{ m}}{0.3 \text{ m}} \cdot A_{T10} = 261.799 \text{ mm}^2$	
Raudoituksen jännitys tuen reunassa	$\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_s} = 91.673 \text{ MPa}$	
Tartuntalujuuden mitoitusarvo	$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$	
Ankkurointipituuden perusarvo	$l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 85.097 \text{ mm}$	
Ankkurointipituuden vähimmäisarvo	$l_{b,min} := \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$	
Toteutuva ankkurointipituus	$L_b := L_T - 20 \text{ mm} = 130 \text{ mm}$	

Ankkurointipituus on riittävä, kaikki kenttäraudoituksen teräkset vieään tuelle 130 mm.

Vapaan reunatuon rauditus

U-hakasen yläosan pituus vasemmassa kentässä	$\frac{4925 \text{ mm}}{5} = 0.985 \text{ m}$
U-hakasen yläosan pituus keskikentässä	$\frac{5691 \text{ mm}}{5} = 1.138 \text{ m}$

U-hakasen pituus oikeassa kentässä $\frac{3000 \text{ mm}}{5} = 0.6 \text{ m}$

Rauditusmäärä 20% kentän suurimmasta momentista

Mitoitusmomentti $M_{Ed} := \frac{13.5 \text{ kN} \cdot \text{m}}{5} = 2.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Teräksen suojaava betonikerros $c_{nom} := 20 \text{ mm}$

Teräksen halkaisija $\phi := 8 \text{ mm}$

Hakateräksen ala $A_{T8} := \pi \cdot (4 \text{ mm})^2 = 50.3 \text{ mm}^2$

Tehollinen korkeus $d := 200 \text{ mm} - \left(c_{nom} + \frac{\phi}{2} \right) = 0.176 \text{ m}$

Vaadittu rauditusala $A_s := \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 39 \text{ mm}^2$

Terästen jakoväli $s := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_s}{A_{T8}}} = 1.282 \text{ m}$

Reunahakojen minimi jakoväli $s := \min(3 \cdot 200 \text{ mm}, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$

Jakorauditus

Ristiinkantavaan laattaan ei tule varsinaista jakoraudoitusta koska teräksiä on jo molempiin suuntiin.

Raudoituksen katkaisupituus välituella, lyhyt palkki

Leikkausvoimasta pääraudoitukseen aiheutuva lisävetovoima

$$\Delta F_{td} := 0.75 \cdot V_{Ed} = 18 \text{ kN}$$

Tuen suurin raskaus

$$M_{Ed} := 18.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ohuempi laatta

$$d := 0.175 \text{ m}$$

Tukimomentista aiheutuva vetovoima

$$\frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d} = 114.819 \text{ kN}$$

Ankkuroitava voima

$$47.827 \text{ kN} + \Delta F_{td} = 65.827 \text{ kN}$$

Tuen yläpinnan rauditusmäärä

$$A_s := \frac{1000}{250} \cdot A_{T10} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Raudoituksen jännitys tuen reunassa

$$\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_s} = 76.394 \text{ MPa}$$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 56.731 \text{ mm}$$

Lisätään 100 mm pituutta lasketun teräspituuden molempiin päihin.

Lyhyen palkin yläpinnan terästen katkaisupituus on tällöin $2290\text{mm} + 200 = 2490\text{mm} = 2500 \text{ mm}$

Pitkän palkin yläpinnan raudoituksen katkaisupituus on $2931\text{mm} + 200 \text{ mm} = 3131\text{mm} = 3200\text{mm}$

Laatan taipuman likimääräislaskenta, keskikaista (Lähde 6, sivu 89)

Raudoitussuhteen laskenta

$$A_s := \frac{1000}{300} \cdot \pi \cdot (5 \text{ mm})^2 = 261.799 \text{ mm}^2$$

$$\rho := \frac{A_s}{d \cdot 1000 \text{ mm}} = 0.0015$$

$$\rho_0 := 10^{-3} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} = 0.005$$

Jänneväli, tehollinen korkeus

$$l := 5.616 \text{ m} \quad d := 175 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{d} = 32.091$$

Kerroin, keskikenttä

$$K := 1.2$$

(Lähde 5, sivu 227)

 $\rho_0 > \rho$

$$x := K \cdot \left(11 + 1.5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \frac{\rho_0}{\rho}} + 3.2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}}} \right) = 32.406$$

Mitoitusehto

Suhteen l/d tulisi olla pienempi kuin x , jotta taipuma pysyisi sallituissa rajoissa, toteutuu.

Taipumaraja

$$a_{max} := \frac{l}{250} = 22.464 \text{ mm}$$

Momentin nollakohdan likimääräinen määrittäminen välituella (Lähde 6, sivu 83)

Keskikentän tukimomentit samat mol.puolilla

$$m_j := 18.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_i := 18.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Keskikentän kenttämomenti

$$m_{i-j} := 13.467 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momenttisuhteet

$$k_i := \frac{m_i}{m_{i-j}} = 1.343$$

$$k_j := \frac{m_j}{m_{i_j}} = 1.343$$

Kentän jänneväli lyhyemmässä suunnassa $L_x := 5.691 \text{ m}$

Momentin nollakohta tuen keskeltä keskikenttään päin

$$a_{0i} := \frac{\sqrt{1+k_i}-1}{\sqrt{1+k_i}+\sqrt{1+k_j}} \cdot L_x = 0.986 \text{ m}$$

CAD-kuvasta saatiin geometrisellä suhteella laskemalla 1284 mm eli varman päälle. Laatan yläpinnan teräkset voidaan määrittää CAD-kuvasta laskemalla momenttipinnan likimääräisen piirron avulla.

Kenttäraudoituksen jatkospituus

Kenttäraudoituksen teräsmäärä/m $A_s := \frac{1000}{300} \cdot \pi \cdot (5 \text{ mm})^2 = 261.799 \text{ mm}^2$

Tangoista on jatkettu 100 % samassa poikkileikkauksessa. $\rho_1 := 100\%$

Kerroin ottaa huomioon samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrän. $\alpha_6 := \sqrt{\frac{\rho_1}{25\%}} = 2$ $\alpha_6 := 1.5$
Kertoimen max. arvo 1.5

Jatkospituus täydelle teräsjännitykselle $f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$

$$\sigma_s := f_{yd}$$

Tangossa oleva vetovoima $F_s := \sigma_s \cdot A_s = 113.826 \text{ kN}$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo $f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.693 \text{ MPa}$

Ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 56.731 \text{ mm}$

Limityspituus

$$l_0 := \alpha_6 \cdot l_{b.rqd} = 85.097 \text{ mm}$$

Jättämällä muut kertoimet pois ollaan varmalla puolella, kun jatkospituus on muutenkin pieni.

Jatkospituuden vähimmäisarvo

$$l_{0.min} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd}, 15 \cdot \phi, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

Pääterästen jatkospituus vähintään 400 mm