



SAVONIA

OPINNÄYTETYÖ - YLEMPI AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

VANHOJEN KERROSTALOJEN VÄLIPOHJARAKENTEET JA NIIDEN KORJAUSSUUNNITTELU

TEKIJÄ: Tomi Hakkola

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Tutkinto-ohjelma Rakentamisen tutkinto-ohjelma	
Työn tekijä Tomi Hakkola	
Työn nimi Vanhojen kerrostalojen välipohjarakenteet ja niiden korjaussuunnittelu	
Päiväys	04.04.2024
Sivumäärä/Liitteet	55 / 18
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani Dracon Oy	
<p>Tiivistelmä</p> <p>Tässä opinnäytetyössä tutkittiin vuosien 1880-1960 aikana rakennettujen kerrostalojen kantavia välipohjarakenteita, sekä miten niitä korjataan korjausrakentamishankkeiden yhteydessä. Yleisimmin esiintyvistä välipohjien korjaussuunnitteluratkaisuista esitettiin muutama tapauskohtainen tutkimus opinnäytetyöhön. Tavoitteena opinnäytetyössä oli tutkia vanhojen betonirakenteisten välipohjatyypin korjausta, sekä sitä miten niitä kannattaa vahvistaa.</p> <p>Opinnäytetyön aihe tuli nykyiseltä työnantajalta eli Dracon Oy:lta. Yritys tekee paljon vanhojen rakennusten korjaussuunnitteluja pääkaupunkiseudulla. Näissä hankkeissa joudutaan usein korjaamaan tai vahvistamaan vanhoja rakennusten välipohjia. Työn taustaksi käytettiin yrityksen vanhoja projekteja, joissa esiintyi erilaisia vanhoja betonirakenteisia välipohjia.</p> <p>Opinnäytetyössä esitellään alussa vanhoja välipohjia ja rakennusaikaisten rakennusmääräyksen historiaa, sekä sitä, miten ne ovat eri aikakausilla kehittyneet. Historia osuuden jälkeen on esimerkkitapauksia, joissa käsiteltiin ensin teoriatasolla tapauksen lähtötiedot. Tämän jälkeen käytiin läpi korjauksen tavoitteet. Lopuksi kerrottiin, minkälaisilla ratkaisuilla lopputuloksiin päästiin ja miksi päädyttiin valittuihin ratkaisuihin.</p> <p>Opinnäytetyö on hyödyllinen ohjeistus yritykselle siitä, miten betonisten välipohjien korjaussuunnittelua tulisi tyypillisissä korjauskohteissa lähestyä. Opinnäytetyötä voidaan hyödyntää yrityksessä työohjeena, jonka pohjalta kyseisiä välipohjaratkaisuja voidaan lähteä korjaamaan tai vahvistamaan.</p>	
Avainsanat vanhat välipohjat, korjausrakentaminen, projekti, välipohjien historia	

Field of Study Technology, Communication and Transport	
Degree Programme Master's Degree Programme In Civil Engineering	
Author Tomi Hakkola	
Title of Thesis Renovation of Load-Bearing Intermediate Floor Structures of Old Apartment Buildings	
Date 4 April 2024	Pages/Appendices 55 / 18
Client Organisation /Partners Dracon Oy	
<p>Abstract</p> <p>In this thesis, the load-bearing intermediate floor structures of apartment buildings built between 1880 and 1960 were investigated, as well as how they are repaired in connection with renovation construction projects. A few case-specific studies about the most common intermediate foundation repair planning solutions were presented. The goal of the thesis was to investigate the repair of old concrete sub-base types, as well as how to strengthen them.</p> <p>The thesis was commissioned by Dracon Oy, which has specialized in renovation planning for old buildings in the capital region. In these projects, it is often necessary to repair or strengthen old intermediate foundations of buildings. The company's old projects were used as the background for the work, which featured various old concrete intermediate foundations.</p> <p>First, old intermediate foundations and the history of the building regulations at the time of construction were studied as well as how regulations have developed in different eras. Second, there were example cases where the initial data of the case were first processed at the theoretical level and then, the goals of the repair were reviewed. Finally, it was explained what kind of solutions were used to reach the final results and why these solutions were chosen.</p> <p>The thesis is useful guidance for the company on how to approach the repair planning of concrete sub-bases in typical repair sites. The thesis can be used in the company as work instructions, on the basis of which the inter-mediate floor solutions in question can be repaired or strengthened.</p>	
<p>Keywords old floors, structural design of renovation, project, history of old floors</p>	

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	8
2	VUOSIEN 1880-1960 AIKANA KÄYTETYT KANTAVAT VÄLIPOHJARAKENTEET	9
2.1	Rakenteiden historiaa.....	9
2.2	Vanhat määräykset ja säädökset.....	12
2.3	Puurakenteiset välipohjat	17
2.3.1	Puu välipohjarakenteen materiaalina	17
2.3.2	Puurakenteiset välipohjaratkaisut	19
2.4	Teräsrakenteiset välipohjat.....	21
2.4.1	Teräs välipohjarakenteen materiaalina.....	21
2.4.2	Teräsrakenteiset välipohjaratkaisut	22
2.5	Betonirakenteiset välipohjat.....	23
2.5.1	Betoni välipohjarakenteen materiaalina	23
2.5.2	Alalaattapalkistot.....	27
2.5.3	Venepalkistot	30
2.5.4	Laippapalkistot.....	31
2.5.5	Kaksoislaattapalkistot	32
2.5.6	Massiivilaatta-välipohjat.....	33
2.5.7	Muut patentoidut välipohjajärjestelmät.....	34
3	VANHOJEN BETONISTEN VÄLIPOHJIEN KORJAUSSUUNNITTELU	35
3.1	Korjattavia välipohjarakenteita koskevat määräykset.....	35
3.2	Case-esimerkeissä 1 käytetyt laskukaavat ja viittaukset määräyksiin	36
3.3	Case 1: Laippapalkin puristuspuunnan jäykistäminen alalaattapalkissa	39
3.3.1	Projektin ja suunnittelutehtävän esittely	39
3.3.2	Suunnitteluratkaisu ja mitoitus esimerkki	42
3.3.3	Case yhteenveto	45
3.4	Case 2: Suorakaidepalkin vahvistaminen alalaattapalkistossa	46
3.4.1	Projektin ja suunnittelutehtävän esittely	46
3.4.2	Suunnitteluratkaisu ja mitoitus esimerkki	49
3.4.3	Case yhteenveto	51
4	POHDINTA JA YHTEENVETO	52
	LÄHDELUETTELO.....	54
	LIITTEET	56

TAULUKKOLUETTELO

TAULUKKO 1. Välipohjarakenteiden ja rakentamisen kehitys vuosien varrella. (Neuvonen ym. 2002, 9–97; Mäkiö, Malinen, Neuvonen, Sinkkilä, Tuunanen, Saranpää, Rakennustietosäätiö, Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 2016, 65–154.).....	11
TAULUKKO 2. Tärkeimpien määräyksien julkaisu- ja päivitysvuodet lueteltuna, jotka koskevat yleisesti rakennushankkeita, sekä niissä käytettäviä rakenteita. (Mäkiö ym. 2016, 205–213; Neuvonen ym. 2002, 143-146.).....	13
TAULUKKO 3. Hyötykuormien ominaisarvot eri määräysten julkaisu vuotena. (Mäkiö ym. 2016, 205–206; Neuvonen ym. 2002, 146.).....	14
TAULUKKO 4. Palomääräysten kehitys rakentamisen historian aikana. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 204–206; Neuvonen ym. 2002, 151; Valtioneuvosto 2003, 12-16).....	16
TAULUKKO 5. Puurakenteille ilmoitetut sallittu jännityslujuus, mitkä ilmenivät viranomaismääräyksestä. (Neuvonen ym. 2002, 149).	18
TAULUKKO 6. Sahatavaran ja liimapuun lujuusominaisuuksista. (Puuinfo Oy 2023. Eurokoodi 5 Lyhennetty suunnitteluohje 2020, 17).....	19
TAULUKKO 7. Sallitut jännitykset muotorautarakenteille viranomaismääräyksissä eri vuosien aikana. (Neuvonen ym. 2002, 151).	21
TAULUKKO 8. Sallitut jännitykset betonirakenteille vuosien 1913–1936 määräyksistä. Erilaiset betoniin liittyvät normit taulukossa erillään erilaisen luokituksien takia. (Neuvonen ym. 2002, 148).	25
TAULUKKO 9. Sallitut jännitykset betoniteräksille vuoden 1946 Betoninormeissa. (Mäkiö ym. 2016, 209).	25
TAULUKKO 10. Sallitut jännitykset betonirakenteille vuoden 1946 Betoninormeissa. (Mäkiö ym. 2016, 208).....	26
TAULUKKO 11. Sallitut jännitykset teräsbetonirakenteille vuoden 1946 Betoninormeissa. (Mäkiö ym. 2016, 208).....	26
TAULUKKO 12. Betonirakenteiden betonipeitevaatimukset. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 93).	26

KUVALUETTELO

KUVA 1. Helsingin alueelle rakennetut rakennukset vuosien 1721–1975 aikana värikoodattuna. Karttapohja. Tiedot rakennuksien valmistusvuosista: (kaupunkiatlas).....	10
KUVA 2. Rakenneleikkaus tyypillisen puurakenteisen välipohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA).....	20
KUVA 3. Rakenneleikkaus tyypillisen puurakenteisen yläpohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA).....	20
KUVA 4. Rakenneleikkaus tyypillisen puurakenteisen rakennekokonaisuudesta asuinkerrostalon kellari kerroksen katosta. (Hakkola 2024, CC BY-SA).....	20
KUVA 5. Rakenneleikkaus tyypillisen I-rautarakenteisen välipohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA).....	22
KUVA 6. Rakenneleikkaus tyypillisen I-rautarakenteisen yläpohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA).....	23
KUVA 7. Alalaattapalkiston kokonaisrakenne sekarunko asuinkerrostalossa. (Mäkiö ym. 2016, 123).	27
KUVA 8. Rakenneleikkaus alalaattapalkiston pelkistetyistä versiosta välipohjarakenteena. Suorakaidebetonipalkit alalaatan yhteydessä. (Hakkola 2024, CC BY-SA)	28
KUVA 9. Rakenneleikkaus alalaattapalkiston liittymädetaljeista tiilirakenteiseen ulko- ja väliseinään. (Hakkola 2024, CC BY-SA)	29
KUVA 10. Rakenneleikkaus alalaattapalkiston pelkistetyistä versiosta yläpohjarakenteena. Suorakaidebetonipalkit alalaatan yhteydessä. (Hakkola 2024, CC BY-SA)	29
KUVA 11. Alalaattapalkiston pääpalkkien päädyn ja alalaatan rauditusperiaate. (Neuvonen ym. 2002, 102).....	30
KUVA 12. Harvinaisempi venepalkki, joka tunnetaan myös mahapalkin nimellä. (Neuvonen ym. 2002, 101)	31
KUVA 13. Laippapalkiston pelkistetyin versio, missä ylälaatatassa vain kapeat laipat. (Neuvonen ym. 2002, 101).....	31
KUVA 14. Laippapalkisto ylälaipoilla, jossa ne liittyvät toisiinsa. (Neuvonen ym. 2002, 101).....	32
KUVA 15. Kaksoislaattapalkisto rakenneleikkaus väli- ja yläpohjassa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)	32
KUVA 16. Massiivilaatta välipohjaratkaisu. Vasemmalla uivalattia-ratkaisu ja oikealla perinteinen massiivilaatta-ratkaisu. (Hakkola 2024, CC BY-SA).....	33
KUVA 17. Massiivilaatan liittymädetaljit tiilimuuriin 1,5-kiven ulkoseinään ja 1-kiven väliseinään. (Hakkola 2024, CC BY-SA)	33
KUVA 18. Otto Weyerstallin ontelotiileistä ja betonipalkeista koostuva patentoitu välipohjaratkaisu vuodelta 1908. (Hakkola 2024, CC BY-SA)	34
KUVA 19. Castren-Helanderin laatikkokattomainen patentoitu välipohjaratkaisu vuodelta 1908. (Hakkola 2024, CC BY-SA)	34
KUVA 20. Julius Kahnin patentoitu välipohjaratkaisu vuodelta 1909. (Hakkola 2024, CC BY-SA).....	34
KUVA 21. ARK pohjapiirustus projektin 1 suunnittelutehtävän vahvistuksen sijainnista. (Dracon Oy 2023a).....	40

KUVA 22. RAK pohjapiirustus projektin 1 suunnittelutehtävän vahvistuksen sijainnista. (Dracon Oy 2023b).....	41
KUVA 23. Rakennetyyppi uudesta lattiarakenteesta. (Dracon Oy 2023c)	43
KUVA 24. Raudoituksen ja betonin materiaalitiedot vanhassa rakennepiirustuksessa. (Dracon Oy 2023d).....	43
KUVA 25. Vahvistukset lisättynä laippapalkin yläpintaan. (Dracon Oy 2023e).....	44
KUVA 26. ARK pohjapiirustus projektin 2 suunnittelutehtävän vahvistuksen sijainnista. (Dracon Oy 2023f)	46
KUVA 27. LVI-suunnittelijan tekemä reikäpiirustus. (Dracon Oy 2023g).....	47
KUVA 28. RAK pohjapiirustus uudesta vahvistetusta tilanteesta. (Dracon Oy 2023h).....	48
KUVA 29. Työmaalta otettu kuva olevista laippapalkkirakenteista. (Dracon Oy 2023i)	48
KUVA 30. Olemassa olevat betonirakenteiset laippapalkit. (Dracon Oy 2023j).....	49
KUVA 31. Osittain vahvistettu laippapalkki. (Dracon Oy 2023k)	50

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön teen nykyisen työnantajani eli Dracon Oy:n tilaamana. Ehdotus opinnäytetyön aiheeseen tuli yrityksen yhteyshenkilön toimesta. Dracon Oy on rakennesuunnitteluun erikoistunut suunnittelutoimisto, jonka pääkonttori sijaitsee Helsingissä ja sivutoimipiste Kuopiossa. Yhtiön ydinosaamisalueina on rakennesuunnittelu (uudis- ja korjausrakentaminen) sekä pohjarakenne- ja kalliosuunnittelun palvelut. Yrityksemme tarjoaa asiakkaillemme myös valvonta- ja rakennuttamispalveluita.

Toimistollamme on ollut lukuisia korjausrakentamisen kohteita, joissa tavataan opinnäytetyössä ilmeneviä vanhoja kantavia välipohjatyyppjejä. Näitä joudutaan usein suunnittelutehtävissämme vahvistamaan tai korjaamaan täyttääkseen nykyisten rakennusten vaatimukset, koska korjattavan rakenteen tulee kestää uudet vaatimukset. Vaatimukset koskevat pelkästään korjattavaa aluetta. Viereisiä samanlaisia rakenteita ei välttämättä vahvistettaisi, koska ne eivät ole korjattavalla alueella. On oletettavissa, että kyseisenlaisia suunnittelukohteita tulee yrityksellemme myös tulevaisuudessa työn alle lisää.

Opinnäytetyön tarkoituksena oli perehtyä vanhoihin kantaviin välipohjarakenteisiin. Opinnäytetyöni käyn läpi yleisesti vuosina 1880–1960 rakennettujen vanhojen kerrostalojen välipohjaratkaisuja. Lisäksi teen muutamasta eri tapauksesta tapauskohtaiset case-esimerkit. Esimerkeissä on tarkoitus tarkastella betonisten alalaattapalkistojen korjaamista ja vahvistamista vanhoissa projekteissa, mitä olemme suunnitelleet viimeisten vuosien aikana. Työssä tarkasteltavien välipohjien korjaamisessa joutuu ottamaan huomioon, että korjatun rakenteen lopputuloksen tulee täyttää sille asetetut vaatimukset.

Työn lopputuloksena tulee nykyisille sekä tuleville työntekijöillemme yhteneväinen ohje, jonka pohjalta näitä kyseisiä välipohjarakenteita korjataan ja vahvistetaan. Näin saavutamme tehokkuushyötyjä, sekä yhtenäistämme toimintatapoja yrityksemme sisällä. Valitut ratkaisut on todettu yhdessä työmaiden kanssa toimiviksi ja helposti toteutettaviksi. Kuitenkin jokainen projekti on oma kokonaisuus ja kaikkia vaihtoehtoja ei aina pystytä kyseisissä kohteissa käyttämään.

2 VUOSIEN 1880-1960 AIKANA KÄYTETYT KANTAVAT VÄLIPOHJARAKENTEET

2.1 Rakenteiden historiaa

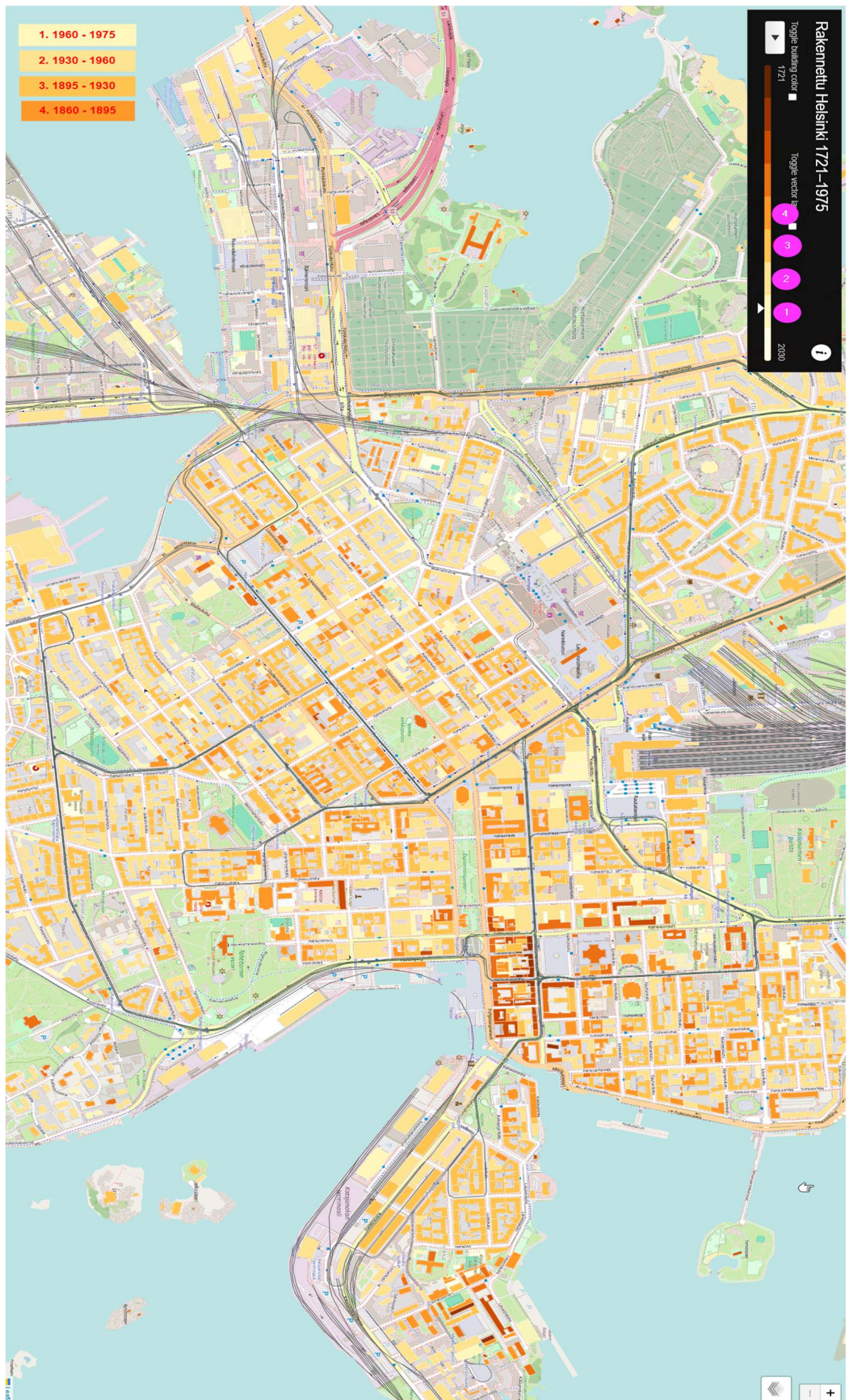
Kerrostalarakentamisen historian perusta Euroopassa on seurausta kaupungistumisesta. Tällöin huomattiin, että kerrostaloja rakentamalla maan arvo tulee nousemaan pinta-alallisesti eniten. Vuokra-asuntojen rakentamisen kehittämisen ja tuotto-odotuksen parantamisen seurauksena päädyttiin kerrostalarakentamiseen 1800-luvun lopulla. Tällöin piti saada enemmän asuntoja samaan kiinteistöön, jotta kustannukset pystyttiin jakamaan pienempiin osiin ja samalla saatiin enemmän vuokratuloja kertyneiden kustannusten maksamiseen ja tätä kautta myös enemmän tuottoja osakkaille. Myöhemmin kerrostalarakentaminen saapui myös Suomeen, joka johti myös täällä kaupungistumisen yleistymiseen. Suomi on hakenut kaupungistumisen malleja muualta Euroopasta, jonka jälkeen kerrostaloja on alettu Suomessa rakentamaan 1870–1880-luvulla. (Neuvonen, Mäkiö & Malinen 2002, 12.)

Olen koonnut seuraavalle sivulle kuvaan 1 pääkaupunkiseudun ja erityisesti Helsingin ydinkeskustan kaupungistumista eri rakennusvuosien osalta. Karttapohjan päälle on merkitty rakennukset tonteilla, jotka on rakennettu vuosien 1721–1975 aikana. Karttapohjasta ilmenee myös hyvin kyseisten rakennusten sijainti ja rakennusten koot. Kuvassa on esitetty kaikki erilaiset rakennustyyppit, jolloin kuvassa näkyy myös paljon rakennuksia, jotka eivät ole kerrostalarakennuksia. Kuva kuitenkin kuvastaa hyvin Helsingin rakennuskantaa kyseisten rakennusvuosien ajalta. Samaan aikaan rakennetuissa rakennuksissa käytettiin keskenään samanlaisia rakenneratkaisuja sekä rakennusmateriaaleja.

Rakentamisen historiassa käytettyihin rakenteisiin ja rakenneratkaisuihin on merkittävästi vaikuttaneet käytetyt työmenetelmät sekä käytettävissä olleet materiaalit ja niiden hinnat. 1800-luvulla rakenteet olivat pääsääntöisesti kiveä, tiiltä tai puuta. Rakennukset ja rakenteet olivat hyvin raskasrakenteisia, mikä ilmenee käytettyjen materiaalien kerrospaksuuksissa. Paksuihin rakenteisiin johti yleensä se, että rakenteille ei tehty erityisemmin erillisiä mitoituslaskelmia, vaan tehtiin vanhojen tapojen ja tottumuksien mukaan. Varsinkin tiiltä käytettiin käytännönläheisistä syistä, koska suurempia nostovälineitä ei ollut käytössä, vaan materiaaleja kannettiin käsivoimin paikasta toiseen. (Neuvonen ym. 2002, 10–11.) Olen tehnyt taulukkoon 1 yhteenvedon vuosilukuineen rakenteiden kehitymisestä välipohjien osalta.

Teräsbetoni yleistyi rakennusmateriaalina 1910-luvun aikaan. Tämän seurauksena rakennesuunnittelijat alkoivat mitoittaa ja optimoimaan rakennekokonaisuuksia varsinkin betonirakenteiden osalta. Teräsbetoni toi myös uusia mahdollisuuksia arkkitehdeille muotoilla rakennusta ja eri rakenteiden osia. Myös välipohjien rakentaminen tehostui teräsbetonin myötä, minkä seurauksena erilaisiin välipohjarakenneratkaisuihin haettiin paljon patentteja. (Neuvonen ym. 2002, 27–28.)

Alla olevasta kuvasta 1 voidaan tehdä yhteenvedo, että karkeasti noin puolet pääkaupunkiseudun rakennuskannasta on rakennettu vuosien 1930–1975 aikana ja toinen puoli vuosien 1860–1930 aikana.

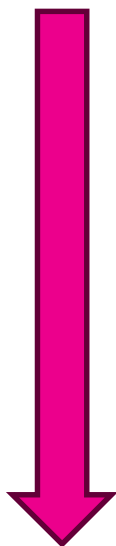


KUVA 1. Helsingin alueelle rakennetut rakennukset vuosien 1721–1975 aikana värikoodattuna. Karttapohja. Tiedot rakennusten valmistusvuosista: (kaupunkiatlas).

TAULUKKO 1. Välipohjarakenteiden ja rakentamisen kehitys vuosien varrella. (Neuvonen ym. 2002, 9–97; Mäkiö, Malinen, Neuvonen, Sinkkilä, Tuunanen, Saranpää, Rakennustietosäätiö, Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 2016, 65–154.)



Vuosiluku	Ajanjakson päätapahtumat välipohjien ja rakentamisen kannalta
1870	Kerrostalorakentaminen alkaa yleistyä pääkaupunkiseudulla. (Neuvonen ym. 2002, 9).
1875	Rakennerratkaisut välipohjissa ovat pääsääntöisesti puurakenteisia. (Neuvonen ym. 2002, 52).
1880	Yläpohjan ja kellarin kattojen rakenteet ovat holvattuja tiilirakenteita. (Neuvonen ym. 2002, 89).
1890–1894	Rakentaminen kohtaa laman ja rakentaminen pysähtyy melkein kokonaan. (Neuvonen ym. 2002, 16).
1895	Kerrostalojen kerrosten lukumäärä rajataan neljään tai viiteen kerrokseen. (Neuvonen ym. 2002, 19).
1900	Välipohjissa käytettävien rakenteiden materiaalien valikoima laajenee vuosisadan alussa. Puupalkistoja korvataan teräs- ja betonipalkkirakenteilla. (Neuvonen ym. 2002, 28.)
1907	Rakenteiden tarkastamiseen syvennyttään onnettomuuksien seurauksena. (Neuvonen ym. 2002, 30).
1910	Alalaattapalkistorakenteita käytettiin ensimmäisen kerran kerrostaloissa. (Neuvonen ym. 2002, 100).
1913	Rakennusalalla rakennetaan kiivaasti uusia kerrostaloja. Helsingissä viranomaiset tuovat julki ensimmäiset määräykset, joissa vaaditaan rakenteiden kantavuuden suhteen laskelmia sekä suunnitelmia rakenteista. (Neuvonen ym. 2002, 30.)
1900–1920	Aikajaksolla luodaan teräsbetonista erilaisia palkkimaisia välipohjaratkaisuja, joiden käyttäminen ei saanut suurta suosiota. (Neuvonen ym. 2002, 97).
1914–1918	Sodan alkamisen seurauksena rakentaminen pysähtyy vuosiksi. (Neuvonen ym. 2002, 36).
1918	Sodan päättymisen seurauksena materiaalien ja työvoiman hintatasot ovat nousseet ja niiden saatavuus on heikko. Rakennerratkaisuja optimoidaan, asunnot pienenevät ja rakennukset yksinkertaistuvat. (Neuvonen ym. 2002, 41.)
1926	Saatavuusongelmat on ohitettu, Rakentaminen lisääntyy merkittävästi. Betonia ja teräsbetonia saa käyttää ainoastaan kellarissa ja sen päällisessä kerroksessa. Alalaattapalkiston edut materiaalin suhteen johtaa siihen, että se on käytetyin välipohjarakenne. (Neuvonen ym. 2002, 41–43.)



1935	Massiivirakenteinen betonivälipohja tulossa välipohjarakenteisiin. (Neuvonen ym. 2002, 36).
1940–1950	Teräbetonista valmistetut pilarirunkoiset asuintalot tekevät tuloaan, joissa on teräsbetonipalkkien päälle rakennettuja välipohjia. (Mäkiö ym. 2016, 65).
1950	Massiivirakenteinen betonivälipohja yleistyy välipohjien kantavana betonirakenteena. (Mäkiö ym. 2016, 65).
1953	Alalaattapalkistojen käyttäminen lopetetaan ja massiivirakenteisia betonivälipohjia käytetään ainoastaan. (Mäkiö ym. 2016, 67).
1960	Elementtien käyttäminen rakentamisessa tulee yleisemmin käytäntöön. (Mäkiö ym. 2016, 154).

2.2 Vanhat määräykset ja säädökset

Yleisesti voidaan sanoa, että mitä vanhempi korjattava rakennus on, niin sitä enemmän pitää varauksella suhtautua olemassa olevien piirustuksien tiedon paikkaansa pitävyyteen. Monesti olevien piirustuksien mukaan rakenteet on rakennettu todellisuudessa sinnepäin. Tällöin korostuu paikan päällä käytävien mittausten ja rakenneavausten tärkeys tarkempien tietojen esille saamiseksi. Korjausrakentamisessa on tärkeää tuntee rakennusaikaiset määräykset siitä syystä, että niiden rakenteiden korjaamisessa on vähintään noudatettava silloisia määräyksiä ja säädöksiä. (Neuvonen ym. 2006, 12; RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 37.) Taulukossa 2 on käsitelty vanhojen julkaistujen määräysten nimiä sekä niiden julkaisuvuotia.

Vuonna 1875 Helsingin kaupungin rakennusjärjestyksessä todettiin, että keskusta-alueella keskeisillä sijainneilla katujen vieressä sijaitsevat rakennukset pitää olla kivistä rakennettuja. Muita määräyksiä rakennuksen rakenteisiin liittyen on esitetty myös alimman kerroksen katon sekä yläpohjan paloturvallisuuden osalta. Rakennusmääräykset ovat ajan kuluessa tiukentuneet ja muuttuneet. Esimerkiksi 1900-luvun ensimmäisien vuosikymmenien aikana sattui vakavia rakenteellisia sortumia, jotka johtivat yleisesti rakentamisen valvonnan tiukentumiseen. Vuonna 1925 otettiin rakennusvalvonnassa käyttöön uusi toimintatapa, että rakennusvalvonnan piti vahvistaa kaikki rakennussuunnitelmat ennen kuin rakennustyömaata voitiin aloittaa. Ennen kyseistä vuotta saattoi työmaiden osalta olla enemmän sääntö kuin poikkeus, että työmaa oli saatu valmiiksi ennen kuin rakennuspäätös oli saatu. (Neuvonen ym. 2002, 142.)

Valtakunnallisella tasolla normit alkoivat yhtenäistyä rakennustekniikan osalta vasta vuonna 1929. Betonirakenteiden ja paloluokitusten osalta tehtiin myös tarkennuksia toista maailmansotaa edeltävänä aikana. Toisen maailmansodan jälkeisellä ajalla päivitettiin normeihin myös kosteus-, ääni- ja lämpötekniset vaatimukset. (Neuvonen 2002, 142–145.)

Yleinen rakennusjärjestys oli käytännössä ainoa asiakirja, joka säätelä rakentamista jopa vuoteen 1913 saakka. Nämä asiakirjat olivat varsinkin korjausrakentamisen näkökulmasta puutteelliset, kun

niistä ei ilmennyt kuormituksiin liittyviä määräyksiä. Kyseisenä vuonna pääkaupunkiseudun rakennustarkastuksesta vastaava virkakonttori julkaisi kuormatietoja koskevat määräykset. Samoja normeja sovellettiin käytännössä koko Suomessa, kun muilla paikkakunnilla ei omia normeja ollut julkaistuna ollenkaan. Vuonna 1932 julkaistiin yleisesti käytettävät normit, jotka olivat hyvin samankaltaiset, kun pääkaupunkiseudulla aiemmin julkaistut. (Neuvonen 2002, 146.)

TAULUKKO 2. Tärkeimpien määräyksien julkaisu- ja päivitysvuodet lueteltuna, jotka koskevat yleisesti rakennushankkeita, sekä niissä käytettäviä rakenteita. (Mäkiö ym. 2016, 205–213; Neuvonen ym. 2002, 143-146.)



Vuosiluku	Määräyksien tai normien nimet
1856	Yleinen rakennusjärjestyksen asetus julkaistu kaupungeille. (Neuvonen ym. 2002, 143).
1875	Pääkaupunkiseudulle julkaistiin ensimmäinen versio rakennusjärjestyksestä. (Neuvonen ym. 2002, 144).
1895	Helsingin rakennusjärjestystä päivitettiin ensimmäisen kerran. (Neuvonen ym. 2002, 144).
1913	Betonille ja teräsbetonille julkaistiin niitä koskevia määräyksiä. (Neuvonen ym. 2002, 144).
1917	Helsingin rakennusjärjestystä päivitettiin toisen kerran. (Neuvonen ym. 2002, 144).
1926	Betonille ja teräsbetonille julkistettuja määräyksiä päivitettiin ensimmäisen kerran. (Neuvonen ym. 2002, 145).
1929	Ensimmäinen valtakunnallinen rakenteita koskeva normi julkaistiin. Normi sisälsi määräyksiä rautabetoni- ja betonirakenteisiin liittyen. (Neuvonen ym. 2002, 145).
1932	Yleiset normit kuormitukseen liittyen julkaistiin. (Mäkiö ym. 2016, 205). Asemakaavalain ja rakennussäntöjen oppaat julkistettiin, jotka korvasivat yleisen ja Helsingin kaupungin rakennusjärjestyksen. (Neuvonen ym. 2002, 143).
1936	Rakenteiden palonkestävyyteen julkaistiin paloluokitukset. Lisäksi julkaistiin valtakunnallinen betoninormi. Määräykset koskivat betonirakenteita, sekä rautabetonirakenteita. (Neuvonen ym. 2002, 145.)
1940	Tarkennettiin betoninormeihin betonin jännitystä käsittelevä kokonaisuus. (Mäkiö ym. 2016, 97).
1941	Toimistorakennuksille ja asuinhuoneistoille julkaistiin kuormituksia käsittelevä normi. Samalla päivitettiin edellisenä vuonna julkaistua betoninormin jännitysosiota. (Mäkiö ym. 2016, 205–206.)
1946	Puu- ja betonirakentamista koskevat normi julkaistiin. Uusi betoninormi kumoaa vanhemman 1936 ilmestyneen julkaisun. (Mäkiö ym. 2016, 206–210).



1954	Julkaistiin uusi betoninormi, jonka seurauksena aiempi versio poistui käytöstä. (Mäkiö ym. 2016, 209).
1959	1932 vuonna julkaistu asemakaavalaki kumotaan, jonka tilalle julkaistaan rakennuslaki ja rakennusasetus. (Mäkiö ym. 2016, 205).

Rakenteille tulevia kuormituksia alettiin säätelämään vasta vuonna 1913. Sinä vuonna Helsingin rakennustarkastuskonttori antoi määrälliset arvot sallituille kuormituksille ja rakennusaineille kohdistuville rasituksille. Määräyksestä ilmenee arvoja sallituista hyötykuormista erilaisille tiloille ja huoneille. Myös vesikatolle annettiin vastaavat sallitut kuormatiedot. Nämä ilmoitetut arvot eivät suuresti poikkea nykypäivän sallituista kuormatiedoista tavanomaisille asuinrakennuksille. Normaali hyötykuorma on nykypäivänä asumiseen tarkoitettu tilassa $2,0\text{kN/m}^2$. Vanhoissa määräyksissä puurungolle sallittu kuorma oli myös $2,0\text{kN/m}^2$, mutta kivistä rakennetulle sallittiin $2,5\text{kN/m}^2$. Tungoksesta aiheutuva kuorma portaissa, sekä kokouskäyttöön soveltuvissa tiloissa on pysynyt vanhoista määräyksistä nykypäivään asti samana eli $4,0\text{kN/m}^2$. Ainoa suuremmin muuttunut sallittu hyötykuorma on varastojen osalta. Näissä hyötykuorman arvo on yli tuplaantunut nykypäivään. Vanhoissa määräyksissä se oli $3,5\text{kN/m}^2$ ja nykyään $7,5\text{kN/m}^2$. Suurempi poikkeus kuormanormeissa on ollut monikerroksisissa rakennuksissa kuormien vähennyskerroin, mikäli rakennuksessa on ollut toissijaisessa käytössä olevia tiloja. Alla olevasta taulukosta numero 3 ilmenee hyötykuormien ominaisarvot tarkemmin. (Mäkiö ym. 2016, 205; Neuvonen ym. 2002, 146; Välipohjiin vaikuttavat hyötykuormat. EN1991-1-1: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat, 2002.)

TAULUKKO 3. Hyötykuormien ominaisarvot eri määräysten julkaisu vuotena. (Mäkiö ym. 2016, 205–206; Neuvonen ym. 2002, 146).

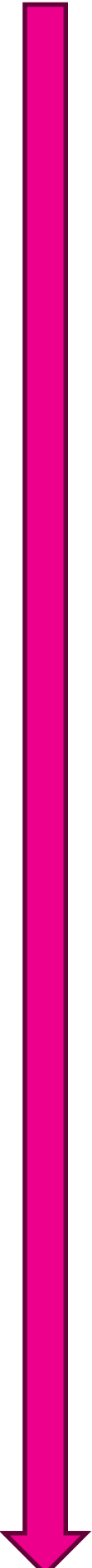
Hyötykuormat: (kN/m^2)	1913-luvun määräykset	1932-luvun määräykset	1941-luvun määräykset
Asuinhuoneet, yleensä	2,5	2,5	2,0
Asuinhuoneet, puusta rakennettu	2,0	2,0	2,0
Toimistorakennukset	-	2,5	2,0
Kaupat ja niiden varastot	3,5	3,5	-
Porraskäytävät, porrashuoneet, sekä kokoustilat	4,0	4,0	4,0
Ullakotila	1,5	1,5	1,5
Piha-alueet kellari krs. päällä	5,0	5,0	-
Varastotilat	-	5,0	-
Vesikatto	2,0	2,0–3,25	-
Kuormien vähentäminen % kerroksittain. Kuormittavin kerros 100 %, loput kerrokset:	15 % / 30 % / 40 % ja muille loppuille krs 50 %.		

Rakennusjärjestyksen määräyksen tärkein tehtävä 1800- ja 1900-luvun taitteessa oli rakennusten paloturvallisuuden huomioiminen. Tästä syystä kiveä ja tiiltä käytettiin suosituimpana materiaalina siihen aikaan. Määräyksessä otettiin myös kantaa alimman kerroksen kattorakenteiden holvaamiseen, joka lisäsi paloturvallisuutta. Määräyksessä esitettiin myös ääriarvoja rakennusten korkeuksiin, keskinäisiin etäisyyksiin, sekä niissä käytettäviin materiaaleihin ja rakenneratkaisuihin. Nykyisenlaisia palonkestoon kohdistuvia aika- tai muita määreitä ei ollut esitetty, toisin kuin nykypäivänä. (Valtioneuvosto 2003, 12.) Vuonna 1856 julkaistussa rakennusjärjestyksessä oli mainittu esimerkiksi, että puurakenteisissa taloissa ei saanut olla kovaa lämmitystä vaativia tiloja, kuten saunoja tai laitoskeittioita. Tiili- ja kiviseinien osalta oli määräyksiä seinäpaksuuden osalta, joissa kerrottiin, että alimman kerroksen seinäpaksuuden piti olla vähintään 60 cm ja ylempien kerroksien vähintään 45 cm paksumia. Vuonna 1917 Helsingin rakennusmääräyskokoelma määräsi, että edellä mainitut arvot saivat olla alimmassa kerroksessa 57 cm ja ylemissä vähintään 27 cm, sekä porrashuoneissa vähintään 40 cm. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 204–205.)

Vasta vuonna 1936 tuli päätös paloluokituksesta. Päätöksestä ilmeni paloa käsittelevät luokitukset, jotka sisälsivät myös niitä koskevia sisältöjä. Paloluokituspäätöksessä jaetaan rakennukset ja rakenteiden osat neljään eri luokkaan. Niitä ovat A-luokka, joka on palonkestävä, B-luokka, joka on paloa pidättävä, C-luokka, joka on paloa hidastava ja D-luokka, joka on palolle arka. Alhaisin luokka eli D-luokka on jaettu vielä kolmeen alaluokkaan sen mukaan, mistä syystä se on paloarka. Paloon liittyvä luokituspäätös oli voimassa vain alle 30 vuotta, kun vuonna 1962 tuli julkiseksi palonkestävyyispäätös. Vuonna 1962 julkaistiin palonkestävyyksistä sisäasiainministeriön päätös. Päätöksessä uutena asiana edellisiin verrattuna oli palokuormat, jotka vaihtelivat rakenteille eri tilojen käyttötarkoituksen mukaan 50–100 kg/m² tai jopa yli sen. Samassa päätöksessä tuli esille myös palonkestoajat kantaville ja osastoiville rakenteille. Uudet palokestävyysluokat olivat A-, B-, C-, D- ja E-luokat. Näitä luokituksia, kun verrataan vanhaan vuoden 1936 päätökseen, niin uusi B- ja C-luokka vastasi vanhaa B-luokkaa. E-luokan rakennus vastasi aiemman päätöksen C-, D1- ja D2-luokan päätöksiä. Pilarit, välipohjat, seinät ja muut osastoivat rakenteet luokiteltiin palonkestoajan mukaisesti tuntikestävyysluokkiin. Esimerkki luokituksia oli neljän tunnin ja sen yli olevat, kahden tunnin, yhden tunnin, puolen tunnin ja neljäsosataunin ja sitä alemmat luokat. (Valtioneuvosto 2003, 12–14.) Palomääräyksiä kehityksestä eri vuosina on esitetty taulukossa 4.

Uudessa paloon liittyvässä luokituksessa asumiseen tarkoitetuissa kerrostaloissa rakennukset on jaoteltu kahteen eri luokkaan. Luokitus jakautuu sen mukaan, miten korkea kyseinen rakennus on. Mikäli rakennus on kokonaisuudessaan alle 11 m korkea, niin se kuuluu B-luokkaan. Kaikki muut korkeudet kuuluvat A-luokkaan. Puupalkistojen käyttö välipohjassa on molemmissa luokituksissa kielletty. A-luokassa kantavien välipohjapalkkien on oltava palonkestäviä ja B-luokassa kantavien välipohjapalkkien on oltava vähintäänkin paloa pidättäviä. A-luokassa materiaaliksi on sallittu vain teräsbetoni ja tiiliholvit. (Valtioneuvosto 2003, 13.)

TAULUKKO 4. Palomääräysten kehitys rakentamisen historian aikana. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 204–206; Neuvonen ym. 2002, 151; Valtioneuvosto 2003, 12-16).



Vuosiluku	Määräyksiä tai normien nimet & sisältö
1350	Tulipalon torjunnan säätely alkoi. Tällöin julkaistiin maanlain tulenpitoa koskevat määräykset. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 204).
1619	Kaupungeille oikeus määrätä tulipalon torjunnasta. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 204).
1856	Yleinen rakennusjärjestyksen asetus julkaistiin, jossa esitettiin vaatimuksia vain yksittäisille rakennosille tai materiaaleille. (Neuvonen ym. 2002, 151).
1917	Helsingin kaupungin rakennusjärjestys julkaistiin, jossa otettiin kantaa seinärakenteiden paksuuteen palon kannalta. Myös muita pieniä tarkennuksia oli kerrottu. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 204–205.)
1920	Laki eräistä naapuruussuhteista oli ensimmäinen laki, jossa otettiin kantaa rakennusten paloturvallisuuteen liittyen. (Valtioneuvosto 2003, 12).
1929	Valtioneuvoston asetuksessa rautabetonirakenteissa suojapeitevaatimukset olivat laatoissa 1 cm ja muissa rakenteissa 2cm. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 206).
1932	Julkaistussa rakennusjärjestyksessä otettiin kantaa vain ullakkokerroksien kokonaisalaan. Siellä kerrottiin, että mikäli pinta-ala ylittää 480m ² , niin piti ne jakaa osiin palomuureilla. (Neuvonen ym. 2002, 151.) Palolle alttiista materiaaleista valmistettu talo sai olla vain kaksi kerrosta korkea. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 206).
1936	Paloluokituspäätös julkaistiin, jossa rakennusosat jaettiin neljään palotekniseen luokkaan. A-luokan rakennuksessa palkkien ja välipohjien piti olla palonkestäviä, sekä B-luokassa paloa pidättäviä. Päätös kulki nimellä PI-päätös. (Valtioneuvosto 2003, 12-13.)
1962	Palonkestävyyspäätös julkaistiin, joka tunnettiin Pk-päätös nimellä. Tulipalorasitus rakenteille määritettiin palokuorman perusteella. (Valtioneuvosto 2003,13.)
1976	Suomen rakentamismääräyskokoelma julkaistiin, jossa oli hienosäätöä edellisiin määräyksiin ja säädöksiin. Näitä oli esimerkiksi rakennusosien palonkestoajojen tiheämpi porrastaminen. (Valtioneuvosto 2003,16.)
1997	Julkaistiin E1 rakentamismääräyskokoelma, jossa tuli käyttöön Euroopasta tutut luokitukset R, E, ja I. Kyseistä kokoelmaa päivitettiin vielä 2002-luvulla. (Valtioneuvosto 2003,16.)

2.3 Puurakenteiset välipohjat

2.3.1 Puu välipohjarakenteen materiaalina

Puuta käytetään kantavina välipohjarakenteina myös kerrostalorakentamisessa. Rakennerratkaisuna on useasti pitkittäiset palkit tietyllä keskeltä-keskelle -jaolla, eli k-jaolla. Näiden palkkien päälle on yleensä laitettu erilaisia lankkulattia päällisiä. Lankkulattioita on myös käytetty teräsrakenteisissa välipohjissa, joiden alla on ollut korokepuut eriste- ja äänieristävyyskerroksia varten, sekä myös betonirakenteisissa alalaattapalkisto-ratkaisuissa päällisrakenteina. Vanhoista puurakenteisista välipohjista tehdyistä rakenneleikkauksista (Kuva 2. ja Kuva 3.) ilmenee välipohjarakenne tarkemmin.

Vanhat puurakenteet valmiina kokonaisuutena rakennekokonaisuutena kestää hyvin muodonmuutosta, sekä ne sallivat suuriakin taipumia kovan kuormituksen alaisena. Puupalkkien muodonmuutoksen sietokyky on erinomainen, sekä taipumia salliva, kunhan taipuma aiheutuu staattisesta kuormituksesta. Taipuma on suurimmillaan silloin, kuin tulee pitkäaikainen suuri kuormitus ja samaan aikaan ympäröivä kosteuspitoisuus vaihtelee suuresti. Kun aletaan suunnittelemaan puupalkistovälipohjarakenteita, tulee niiden suunnittelussa nämä asiat huomioida. Puurakenteiset välipohjat suunniteltiin yleisesti staattisesti määrättyinä rakenteena, jonka vuoksi mahdolliset painaumat eivät haitanneet rakenteiden kokonaistoimintaa. Taipumatarkastelussa pitää myös huomioida viruman aiheuttama lisätaipuma. Puiden liitoskohdat ovat jäykkyydeltään vähäisiä verrattaessa rakenneosakokonaisuuteen, jolloin sen muodonmuutoskyky on laaja. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 84–86.)

Yleisesti, jos puurakenteiden kanssa tulee suunnitteluvirheitä, niin syynä on yleensä se, ettei muodonmuutoksen vaikutuksia ole huomioitu puiden keskinäisissä liitoksissa. Tämän seurauksena liitosten kapasiteetti laskee. Mahdollisia muita suunnitteluvirheitä on ollut, että puupalkkien leimapainetta ei ole tarkasteltu. Tämän seurauksena on voinut tulla haitallista painumaa tuelle, ja puu pääsee mahdollisesti vääntymään, jolloin sen kokonaisstabiliteetti menetetään. Puurakenteella on myös huono vetolujuus syiden suuntaa vasten, joka saattaa aiheuttaa halkeamia. Puiden alareunaan tehdyt lovet tukialueella aiheuttaa myös halkeilua palkin alareunassa loveuksen yläreunan korkeudella. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 84–86.)

Puu alkaa kuivuessaan halkeilemaan kutistumisen seurauksena. Varsinkin isoissa palkkiprofiileissa kyseinen halkeilu voi olla vaarallista ja aiheuttaa lujuusominaisuuksien suurtakin heikentymistä. Mikäli kuivumisesta johtunut halkeama ylittää 1/3-osan palkin leveydestä, menettää palkkirakenne merkittävimmän osan sen kuorman sietokyvystään. Tätä saattaa ilmetä yleisimmin rakennusaikana, kun silloin kosteuspitoisuudet voivat herkästi muuttua merkittävästi. Kun rakennus on valmis ja välipohjat on ummistettu palkin molemmin puolin, niin tämän jälkeen tapahtuvaa kosteusvaihtelun tuot-

tamaa halkeilua ei juurikaan enää esiinny. Tämä edellyttää sen, että kosteuden aiheuttama mahdollinen muodonmuutos pääsee tapahtumaan, ettei puuhun synny sisäisiä jännityksiä. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 86–88.)

Alla olevassa taulukossa 5 on esitetty vuoden 1913 jännitysarvot, jotka koskevat vain mäntypuuta. 1929- ja 1932-luvun arvot on esitetty sillä olettamalla, että on käytetty ilmakeivää suorasyistä havupuuta, jossa ei esiinny haittaavia oksistoa tai muita oleellisia vikoja.

TAULUKKO 5. Puurakenteille ilmoitetut sallittu jännityslujuus, mitkä ilmenivät viranomais määräyksestä. (Neuvonen ym. 2002, 149).

Puurakenteiden sallitut jännitykset (kg/cm ²)	1913	1929	1932
Puristusjännitys yleensä	70	-	-
Vetojännitys yleensä	70	-	-
Puristus syiden suuntaan	-	80	80
Puristus ja veto syiden suuntaan taivutuksen ralaisissa akenteissa	-	90	90
Puristus syitä kohtisuoraan koko leveydeltä	-	15	15
Puristus syitä kohtisuoraan osa leveydeltä	-	25	25
Leikkaus syiden suuntaan	8	12	12
Leikkaus syitä vastaan	16	-	-
Kimmomoduuli syiden suuntaan	-	E=100000	E=100000

Suomessa on yleisesti käytetty rakentamisessa vain muutamaa materiaalia. Ylivoimaisesti suosituimpia puulajeja rakennusalalla on Suomessa paljon esiintyvät puulajit, kuten mänty ja kuusi. Näiden lujuusominaisuudet ovat myös suhteellisen hyvät. Koivulla on suurin tiheys 590–740 kg/m³, sen jälkeen tulee mänty 370 - 550kg/m³ ja viimeisenä kuusi 300 - 470 kg/m³. Yleisin tapa puun tiheyttä ilmoittaessa on huomioida puun kosteuspitoisuus, joka pitäisi olla noin 15 painoprosenttia. Puutuotteiden biologisia kestävyysvaatimuksia esitetään eri euronormien standardeissa. (Puuinfo Oy 2023.)

Alla taulukossa 6 on esitetty vaatimuksia yleisimmin rakennesuunnittelussa käytettäville puutuotteille. Mikäli alla olevan taulukon arvoja haluaa verrata ylemmän taulukon 5 mäntypuun lujuusominaisuuteen, on huomioitava, että lujuusyksiköt ovat keskenään erilaiset näissä taulukoissa. Esimerkiksi vuoden 1929 mäntypuun puristuskestävyyttä syiden suuntaan on ilmoitettu 80 kg/cm², joka vastaa n. 8 N/mm². C24 sahatavaralla on puuinfon mukaan puristuskestävyyttä 21 N/mm², joka on noin 2,6-kertainen puristuskestävyys verrattuna vanhaan mäntypuuhun. Tämä ilmenee taulukosta 6.

TAULUKKO 6. Sahatavaran ja liimapuun lujuusominaisuuksista. (Puuinfo Oy 2023. Eurokoodi 5 Lyhennetty suunnitteluohje 2020, 17).

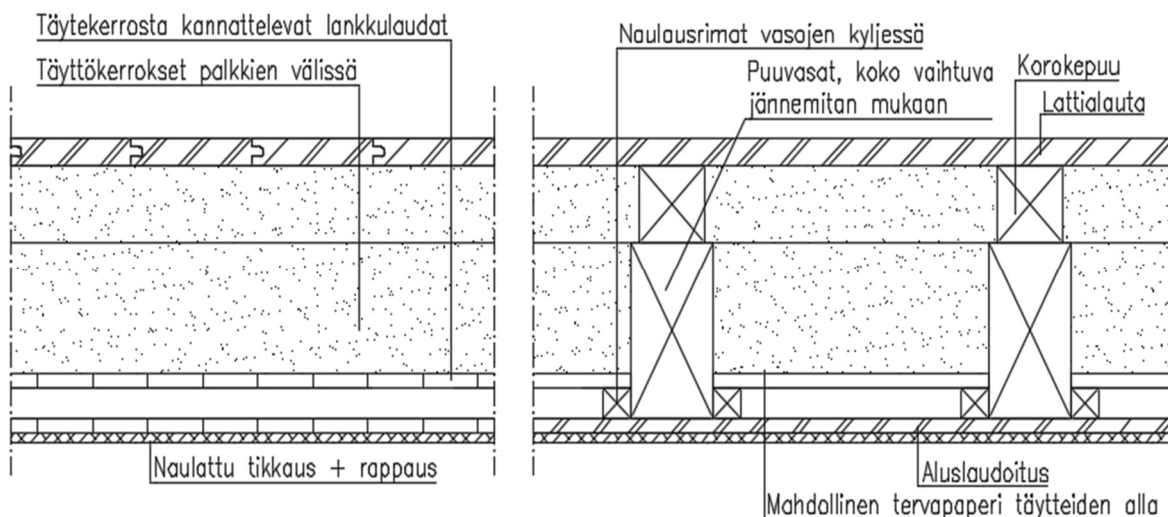
Lujuusluokka	Sahatavara			Liimapuu		Halkaistu liimapuu	
	C18 (T1)	C24 (T2)	C30 (T3)	GL24c	GL30c	GL30cs ¹⁾	
Ominaislujuudet (N/mm ²)							
Taivutus	$f_{m,k}$	18	24	30	24	30	28
Veto	$f_{t,0,k}$	10	14,5	19	17	19,5	18,7
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
Puristus	$f_{c,0,k}$	18	21	24	21,5	24,5	23,3
	$f_{c,90,k}$	2,2	2,5	2,7	2,5	2,5	3,0
Leikkaus	$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	3,5	3,5	3,5
Jäykkyysominaisuudet (N/mm ²)							
Kimmomoduuli	$E_{0,mean}$	9000	11000	12000	11000	13000	12500
	$E_{90,mean}$	300	370	400	300	300	300
Liukumoduuli	G_{mean}	560	690	750	650	650	650
Tiheydet (kg/m ³)							
Ominaistiheys	ρ_k	320	350	380	365	390	390
Tiheyden keskiarvo	ρ_{mean}	380	420	460	400	430	430

2.3.2 Puurakenteiset välipohjaratkaisut

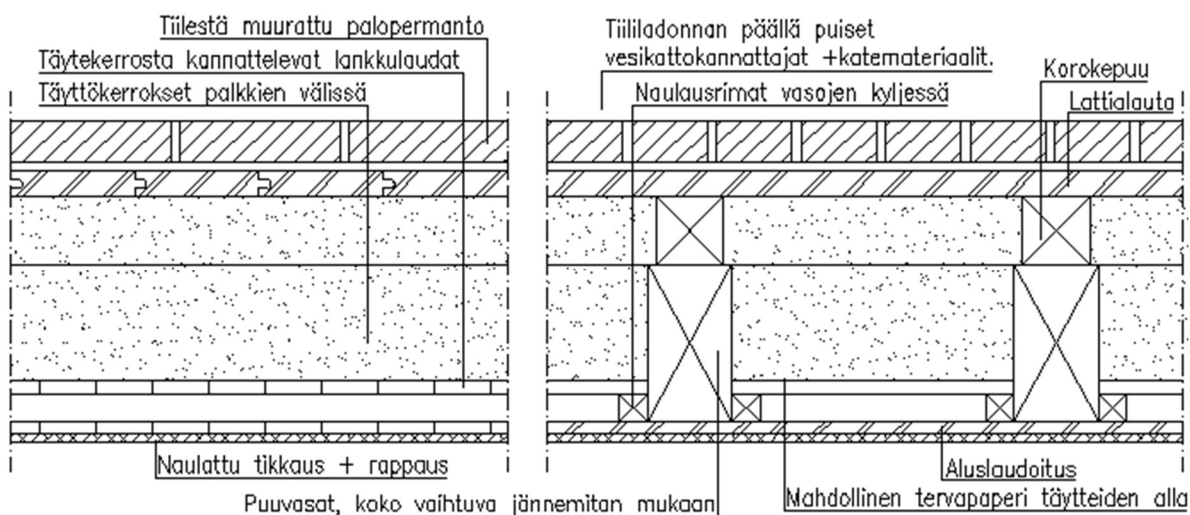
1900-luvun alussa välipohjien kantavat palkit olivat tehty hirrestä tai puuvasoista, jotka olleet jänneväleistä riippuen 100–200 mm leveitä ja 250–350 mm korkeita. Yleensä kantavat vasat olivat 500–700 mm keskeltä-keskelle jaolla. Pääkannattajina toimivien päävasojen jännevälit olivat yleensä noin 7,0 m luokkaa. Mikäli tästä arvosta mentiin merkittävästi yli, käytettiin puurakenteissa esijännitettäviä ratkaisuja esikorotuksen kanssa. Pitkissä välipohjissa käytettiin myös ratkaisua, jossa naulattiin päävasojen kylkeen vahvikelankut. (Neuvonen ym. 2002, 12 ja 88–89.)

Tukialueella pääpalkit olivat sidottu tiilimuuriin yleensä ankkurivasoilla tai rauta-ankkureilla. Samalla linjalla sijaitsevat ankkurivasat oli yhdistetty toisiinsa erilaisilla sideraudoilla. Myös talojen päätyjen muurirakenteet sidottiin välipohjiin ankkureilla. Helsingissä rakennusjärjestys ei sallinut tulisijojen alla käytettäväksi puupalkistollisia välipohjia, vaan silloin piti käyttää ratakiskoja yhdistettynä kappaholviin, joka rakennettiin tiilestä. Lisäksi näitä kappaholvillisia välipohjaratkaisuja nähtiin kellarikerroksien katossa. (Neuvonen ym. 2002, 12 ja 88–89.) Rakennelleikkaus kyseisestä kappaholvi-rakennvälipohjasta on esitetty kuvassa 4.

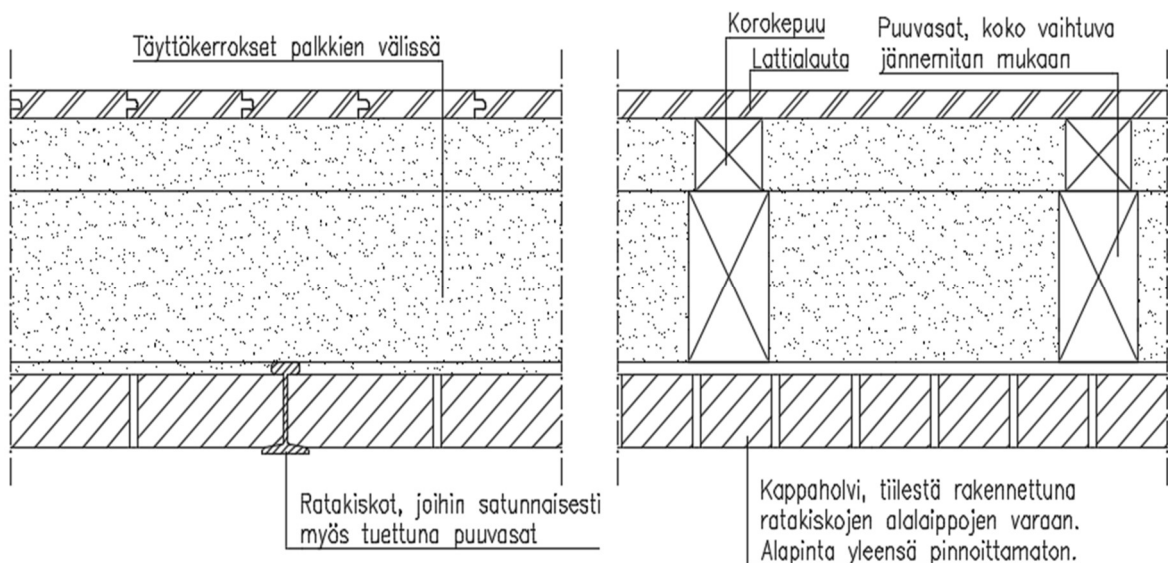
Puurakenteisten välipohjien haasteet ja ongelmat liittyivät yleensä niiden päiden tuenta-alueen kosteussuojaamiseen. Puupalkit tukeutuivat tiilimuureihin tehtyihin loveuksiin, jolloin ne olivat alttiita ulkopuolelta tulevalle kosteudelle. Yleensä kosteussuojaus tehtiin palkkeihin joko tervaamalla palkin pääalue tai sullomalla tuohta tiilen ja palkin väliin. Tällöin puu on saattanut puutteellisten kosteussuojausten takia päästä kostumaan, sekä ajan kanssa lahoamaan, joka johtaa kantokyvyn menettämiseen pidemmällä aikavälillä. (Neuvonen ym. 2002, 88–89.)



KUVA 2. Rakenneleikkaus tyypillisen puurakenteisen välipohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)



KUVA 3. Rakenneleikkaus tyypillisen puurakenteisen yläpohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)



KUVA 4. Rakenneleikkaus tyypillisen puurakenteisen rakennekokonaisuudesta asuinkerrostalon kellarikerroksen katosta. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

2.4 Teräsrakenteiset välipohjat

2.4.1 Teräs välipohjarakenteen materiaalina

Teräspalkkirakenteiset välipohjat olivat rakenteellisesti turvallisia. Teräspalkistot eivät yleensä vaurioitu, kun vain kahdesta syystä johtuen. Yleisin vaurioitumistilanne on tulipalo, mikäli palkin alalaippa on ollut palosuojaamatta. Toinen harvinaisempi tapaus on johtunut rakenteiden ylikuormitukseen liittyvistä tapauksista, joissa palkkirakenteet ovat menettäneet kantavuutensa. Tähän tilanteeseen voi johtaa väärin mitoittaminen tai esimerkiksi tilan käyttötarpeen muuttuminen ajan kulussa, jolloin tulevat kuormat voivat olla merkittävästi suuremmat aiempaan suunniteltuun kuormitukseen verrattuna. Yleensä korjausremontoitavissa kohteissa teräspalkeille kohdistuvassa korjauksessa tehdään teräsrakenteiden palosuojaus kokonaan tai yleisempänä vaihtoehtona vain alalaipan palosuojaus. Vain alalaipan palosuojaus perustuu yleisesti siihen, että kappaholvityyppiset tiilestä rakennetut tai muut betonitäytteiset välipohjat tukeutuvat i-profiilien alalaippojen päälle, jolloin muun rakenteen palosuojaus on yleensä tarpeeton alapuolista paloa vastaan suunniteltaessa. Täten vain alalaippa on alttiina paloa vastaan. (Neuvonen ym. 2002, 92.)

Ennen kuin rajatilamitoitus (käyttö- ja murtoraja) ja varmuuskertoimet tulivat suunnittelussa käyttöön, mitoitettiin teräspalkit välipohjassa sallitun jännityksen mukaan. Sallitut jännitykset erilaisille teräsrakenteille on esitetty taulukossa 7 eri vuosina julkaistujen normien mukaisesti. Siitä ilmenee miten normien ja asetusten päivitysten yhteydessä sallitut jännitykset ovat muuttuneet. Esitetyt jännitykset ovat voimassa esitetyille muotorautalaaduille, joita on yleisesti käytetty niiden voimassaoloaikana. Edellä mainitut asiat ilmenevät hyvin yhteenvedona taulukosta 7. Teräsrakenteita yleisesti kutsuttiin sisäasiainministeriön päätöksellä muotorautarakenteiksi. (Neuvonen ym. 2002, 214).

TAULUKKO 7. Sallitut jännitykset muotorautarakenteille viranomais määräyksissä eri vuosien aikana. (Neuvonen ym. 2002, 151).

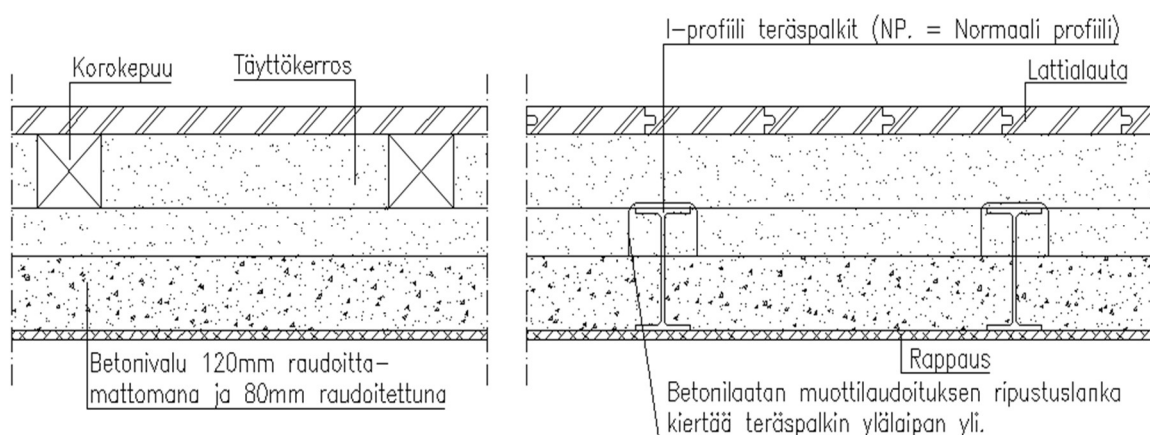
Muotorakenteiden sallitut jännitykset (kg/cm ²)	1913	1929	1932
Rautapalkit			
Vetojännitys	1000	1200	1200
Puristusjännitys	1000	1200	1200
Leikkausjännitys	800	800*	800
Ristikot ja levykannattajat			
Vetojännitys	1000	1200	1200
Puristusjännitys	1000	1200	1200
Leikkausjännitys	600-800	800*	800
Valurauta			
Vetojännitys	250	-	-
Puristusjännitys	500	-	-
Leikkausjännitys	200	-	-
*= Leikkausjännitys yleensä			

2.4.2 Teräsrakenteiset välipohjaratkaisut

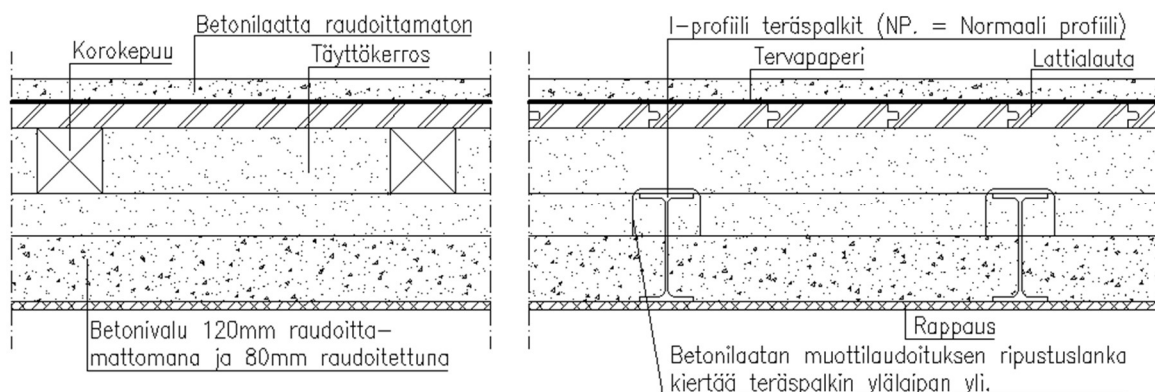
Määräysten ja säädösten takia kellarin kattorakenteissa jouduttiin käyttämään rautakannattajia yleisesti jo 1800-luvun loppupuolella. Asuinkerrostalojen välipohjiin ne tulivat yleisemmin käyttöön vasta vuosisadan vaihteen jälkeen. Yleisimmin teräspalkistovälipohjia rakennettiin vuosien 1900–1915 aikana. Suosituimpina profiileina oli rataiskot tai I-profiiliset valssatut raudat. Näistä I-rauta oli suosittu sen paremman jännityssietokyvyn eli paremman kantavuuden takia verrattuna valurautapalkkeihin. I-profiilien korkeudet välipohjissa yleisesti vaihtelivat 15–35 cm välillä. Pohjapiirustuksissa esitettiin I-poikkileikkaus raudat lyhenteellä N.Pr tai N.P., jonka perässä oli numeraalinen arvo, joka osoitti teräspalkin korkeuden senttimetreinä. I-profiilit ankkuroitiin tiilimuurin ulko- ja väliseiniin pulttaamalla tai niittaamalla ne muurin sisäisen kuormanjakopalkin kylkeen. (Neuvonen ym. 2002, 92.)

I-rautojen alapinnan täytemateriaaliksi oli monia erilaisia vaihtoehtoja. Tiilestä valmistettu holvirakenne, joka tasoitettiin alapinnasta oli yksi yleisimmin käytetyistä vaihtoehdoista. Tätä käytettiin muun muassa kellarikerrosten katoissa. Toinen vaihtoehto oli, että rakennettiin I-profiilien alalaippojen päälle puurakenteinen rossipohja. Myöhemmin rautakannakkeiden käyttö tuli yleisempään käyttöön, jolloin alalaipan päälle valettiin betonista ohut betonivalu. Betonivalun paksuus oli 8-12 cm riippuen siitä, oliko laatta raudoitettu vai raudoittamaton. Nämä alareunan alalaippojen päällä olevat kantavat sekundäärirakenteet kannattelivat päällisiä täyterakenteita. Yläpohjarakenteissa valettiin betonista ohut laatta, joka tukeutui teräspalkkien päällä olevaan laudoitukseen. (Neuvonen ym. 2002, 92.) Edellä mainituista väli- ja yläpohjarakenteista on tehty rakenneleikkaukset (Kuva 5 ja Kuva 6), joista ilmenee hyvin rakennekokonaisuus.

I-rautoja käytettiin yleisesti välipohjien pääkannattajina sen hyvän palonkesto ominaisuuden takia. Myöhemmin huomattiin ja todettiin, että palosuojaamattomien I-rautojen lujuus heikkenee ja niiden poikkipinta-ala laajenee palotilanteessa. I-profiilit suojattiin tämän jälkeen yleensä alalaipasta alapuolista paloa vastaa rappaamalla tai betonoimalla. (Neuvonen ym. 2002, 92.)



KUVA 5. Rakenneleikkaus tyypillisen I-rautarakenteisen välipohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)



KUVA 6. Rakenneleikkaus tyypillisen I-rautarakenteisen yläpohjan rakennekokonaisuudesta asuinkerrostaloissa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Porrashuoneen syöksyt ja laatat olivat betonia, mutta ne tukeutuivat ratakiskoihin tai teräspalkkeihin 1800- ja 1900-luvun taitteessa. Myös teräspalkkistoja on käytetty parvekkeiden kantavana rakenteena, sekä tiilijulkisivujen aukkojen yläpuolisina tukirakenteina. (Neuvonen ym. 2002, 72-75.)

2.5 Betonirakenteiset välipohjat

2.5.1 Betoni välipohjarakenteen materiaalina

Vanhon betonirakenteiden ominaisuudet vaihtelivat suuresti monesta eri syystä johtuen. Lujusominaisuuksiin vaikutti esimerkiksi ainesosien laatu, suhteutus, mahdolliset lisäaineet, valutyön laatu, sekä miten hyvin jälkihoito suoritettiin. Betonirakenteille on yleisesti ominaista, että niiden lujuus kehittyy monta vuotta rakentamisen jälkeen, jonka vuoksi vanhojen rakenteiden lujuusominaisuudet voivat paikotellen olla merkittävän korkeita. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 93–94.)

Betonirakenteista pystyy ulkoisten merkkien perusteella päättelemään sen vauriotilaa ja siitä johtuvaa syytä. Syy ylläritukseen paljastuu yleensä halkeamista. Varsinkin niiden sijainti, halkeaman leveys ja niiden laajuus paljastavat yleensä vaurion syyn. Mahdolliset virheet betonirakenteissa voidaan jakaa karkeasti viiteen eri kategoriaan. Yleisesti voidaan todeta, että valmistuksessa sattuneet virheet ovat yleisempiä aiheuttajia rakenteen kantavuuteen liittyen. Betonin tiivistämisessä tuli helposti huomaamatta tehtyä isoja virheitä. Tiivistyksen päätehtävänä oli betonin tasainen jakautuminen raudoitusten väliin ja täyttää täten muotti kokonaisuudessaan tiiviisti, sekä poistaa mahdollisia ilmakuplia valusta. Tiivistyksessä on tärkeää saada betonivalu tasaisesti tarttumaan harjateräksiin kaikkialla muotissa. Mikäli niin ei tapahdu, jää tällöin harjateräksien ympärille ilmaa ja teräkset altistuvat herkästi korroosiolle, sekä jäävät ilman suojaa mahdollisessa tulipalossa. Seuraavaksi virheille altis vaihe on työsaumojen tekeminen. Tässä vaiheessa varsinkin alalaattapalkkistojen tekemisessä saattoi tulla virheitä. Ensimmäisenä valetaan alalaatta, jonka perään pitäisi saumattomasti pystyä valamaan palkkikaistat niiden yhteyteen. Liittymäkohdassa ei ole ollut riittävästi teräksiä tai joskus

niitä ei siellä ollut lainkaan, jolloin tartunta jäi puutteelliseksi. Tämän seurauksena alalaatan ja palkkien väliin saattoi syntyä halkeamia tai pahimmassa tapauksessa alalaatan palasia saattoi irrota tai tekohdasta. Neljäntenä ongelmakohtana on aikaisemmin ollut betonivalun oikea suhteutus eri ainesosien välillä. Työmaalla saatettiin lisätä vettä lisää betonin sekaan työstettävyyden parantamiseksi, mikä merkittävästi heikentää betonin kantavuutta ja toimintaa. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 100–101.)

Valmistusvirheiden ja työmaalla tehtyjen huolimattomuuksien lisäksi virheitä on myös sattunut suunnittelijoille. Yleisimpiä suunnitteluvirheitä betonirakenteisiin liittyen on ollut niiden ohjeistuksien puutteellisuus tai niiden virheellisyys. Betonirakenteita voi edellä mainittujen tekijöiden lisäksi vaurioittaa myös ulkoiset tekijät. Näitä ovat esimerkiksi pakkasen aiheuttama rapautuminen, mekaanisesti tapahtunut kuluminen, tulipalo tai rakenteille kohdistunut ylisuuri kuormitus. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 101–104.)

Heikentävinä seikkoina valujen onnistumiseen vaikutti se, että muottia ei saatu riittävän tiiviiksi. Tällöin muotista pääsi valumaan pois suurimmilta osin sementti ja hiekka-aines. Sen seurauksena betonivaluun jäi vain sepeliä ja tämä aiheutti sen, että syntyi ilmakuplia eli rotankoloja. Myös täryttimien puute betonivaluissa aiheutti ilmakuplia betonivaluihin, mutta tähän tuli muutos 1930-luvulla. (Neuvonen ym. 2002, 97.) Betonisissa välipohjarakenteissa oli ongelmia myös valuaikaisen tuennan kanssa. Sen seurauksena välipohjapalkistoihin syntyi hallitsemattomia halkeamia. Tapana oli myös nostaa palkkirauditus valun aikana niin sanottuun oikeaan korkoon. Tässä tulikin monesti virheitä, kun pääterästen lopullinen korkeusasema saattoi heitellä suunniteltuun nähden merkittävästi. (Mäkiö ym. 2016, 207.)

Betonisten rakenteiden kantavuuksia arvioidessa käytetään kyseisen rakennuksen rakennusaikaista normia edellyttäviä arvoja vain silloin, kun betonirakenteelle ei tehdä korjauksia tai muutoksia. Eri-tyyppisen vanhoissa rakennuksissa, jotka on rakennettu vuosien 1913–1936 aikana käytetään niiden arvioimisessa vain yhtä normin arvoa. Niissä ei huomioida betonin lujuutta mahdollisesti heikentäviä seikkoja, jotka voivat johtua suhteutuksesta tai muista vastaavasta seikoista. (Neuvonen ym. 2002, 147.) Taulukosta 8 voidaan havaita, että betonirakenteiden sallitut jännitykset ovat parantuneet vuosisadan alun aikana.

TAULUKKO 8. Sallitut jännitykset betonirakenteille vuosien 1913–1936 määräyksistä. Erilaiset betoniin liittyvät normit taulukossa erillään erilaisen luokituksien takia. (Neuvonen ym. 2002, 148).

Betonirakenteiden sallitut jännitykset (MN/m ²)	1913	1926	1929	1936
Raudan vetojännitys	100	100	120	120
alle 10cm paksuissa laatoissa	100	100	120	120
Betonin kuutiolujuus vähintään	-	-	-	14 tai korotettuna 18
Betonin puristusjännitys ja keskeinen puristus	2.5	3.5	3.5	3.5
Osuus murtolujuudesta %	25 %	11.1 %	25 %	25% (max 16.7%)
Betonin puristusjännitys, taivutus ja epäkeskeinen puristus	4.0	4.0	4.0	4.0
Jatkuvien palkkien tuet, epäkeskeisesti kuormitetut pilarit	5.0	5.0	-	-
10cm ohuimmissa laatoissa	-	-	3.5	-
Osuus murtolujuudesta %	20 %	16.7 %	-	28.6% (max 15.4%)
Työntöjännitys taivutuksen yhteydessä	-	-	-	1.4
Jännitys korotuksen kanssa	-	-	-	1.6

TAULUKKO 9. Sallitut jännitykset betoniteräksille vuoden 1946 Betoninormeissa. (Mäkiö ym. 2016, 209).

Betoniterästen sallitus jännitykset 1946-luvun Betoninormien mukaan (MN/m ²)	A-Betoni	B-betoni	C-betoni
Betoniteräs St 37	140	140	120
Betoniteräs St 44	150	150	120
Betoniteräs St 52	180	180	120

Taulukossa 9 käytetty St-lyhenne tulee sileäpintaisesta teräksestä. Käytössä oli myös V40 harjaterästä, jonka vetolujuus oli 400 MN/m². A- ja B-luokan betonirakenteissa voitiin harjateräksissä käyttää vetolujuusarvona 220 MN/m², sekä jos rakennepaksuus oli 100 mm oli vastaava arvo 240 MN/m². Mikäli käytössä oli heikkolaatuinen C-luokan betoni, oli vetolujuusarvo vastaavasti vain 140 MN/m². (Suomen Rakennusmestariiliitto 1952, s. 381.)

Betonista valmistetut rakenteet jaettiin koetuloksiin perustuvan puristuskestävyyden mukaisesti vuonna 1946 julkaistussa Betoninormissa alla olevan taulukon 10 mukaan. Huonolaatuisin betonimassa eli C-luokan betoni vastasi ominaisuuksiltaan vuonna 1936 julkaistun normin betonia. Sallittuja jännityksiä pystyttiin kasvattamaan sen ansiosta, että betonimassaa alettiin luokittelemaan uuden normin ansiosta. Myös erotellun betonirakenteen ja teräsbetonirakenteen erottelu tehosti entistään betonirakenteiden hyötysuhdetta. (Mäkiö ym. 2016, 207.) Tämä selviää hyvin, kun vertaa taulukon 10 ja taulukon 11 arvoja keskenään. Näistä esimerkiksi leikkauskestävyyden arvo on betonirakenteen ja teräsbetonirakenteen välillä noin kaksinkertaistunut.

TAULUKKO 10. Sallitut jännitykset betonirakenteille vuoden 1946 Betoninormeissa. (Mäkiö ym. 2016, 208).

Sallitut jännitykset betonirakenteissa 1946-luvun Betoninormeissa (MN/m ²)	A-Betoni		B-betoni	C-betoni
Puristuslujuus vähintään	40	20	20	15
Keskeinen puristus	-	-	-	-
Hoikat pilarit, H/a<5 tai H/D<4.4	6.0	3.6	3.3	2.4
Pilarit, H/a<12.5 tai H/D<11	1.5	0.9	0.8	0.6
Yhdistetty puristus ja taivutus	7.0	5.0	4.5	3.0
Yhdistetty veto ja taivutus	0.3	0.3	0.3	0.3
Leikkaus	0.5	0.5	0.5	0.5

TAULUKKO 11. Sallitut jännitykset teräsbetonirakenteille vuoden 1946 Betoninormeissa. (Mäkiö ym. 2016, 208).

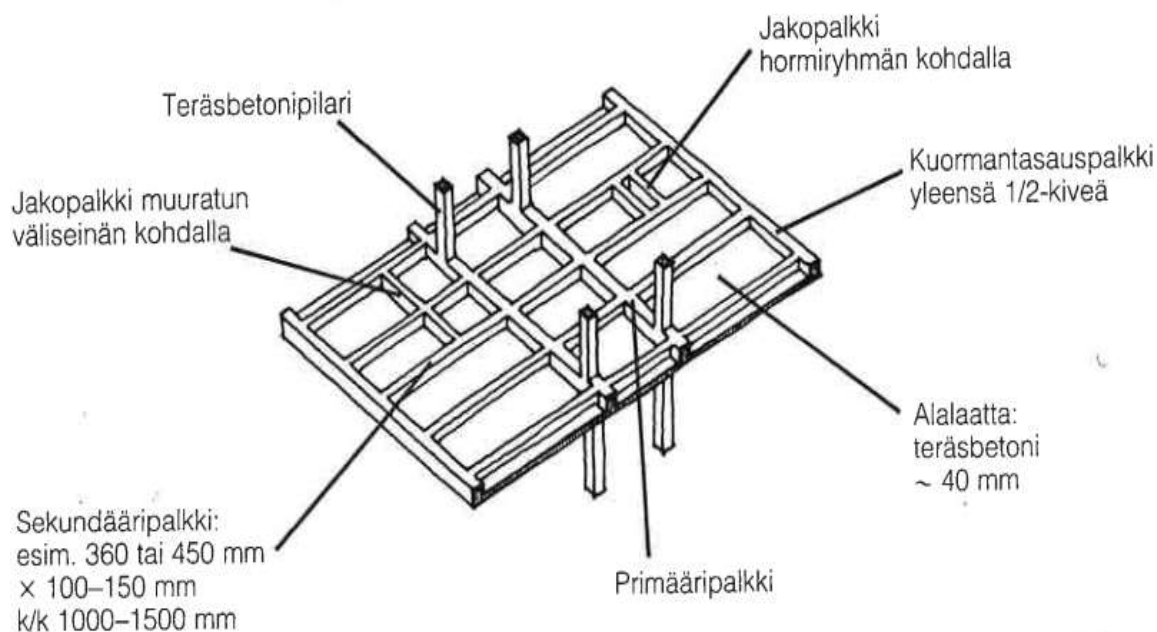
Sallitut jännitykset teräsbetonirakenteissa 1946-luvun Betoninormeissa (MN/m ²)	A-Betoni		B-betoni	C-betoni
Puristuslujuus vähintään	40	20	20	15
Keskeinen puristus	-	-	-	-
Pilarin sivumitta 20cm	6.0	3.6	3.3	2.4
Pilarin sivumitta 40cm	10.0	6.0	5.5	4.0
Yhdistetty puristus ja taivutus	-	-	-	-
Rakenteen paksuus 60mm	10.6	6.6	6.1	3.6
Rakenteen paksuus 200mm	12.0	8.0	7.5	5.0
Leikkaus	1.8	1.8	1.6	1.2

TAULUKKO 12. Betonirakenteiden betonipeitevaatimukset. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988, 93).

Suojabetonipeite eri rakenteille vuoden 1929 ja 1936 vuosien määräyksissä.	
Laatat sisällä	≥10 mm
Laatat ulkona	≥15 mm
Palkit ja pilarit sisällä	≥20 mm haan pintaan
Palkit ja pilarit ulkona	≥30 mm haan pintaan

2.5.2 Alalaattapalkistot

1920-luvun taitteessa yleisin välipohjarakennetyyppi oli asuinkerrostaloissa betonirakenteinen alalaattapalkisto. Rakennertarkaisua käytettiin yleisemmin jo 1900-luvun alusta alkaen aina 1950- ja 1960-luvun vaihteeseen asti. Kaikki erityyppiset alalaattapalkistot koostuivat kantavista betonisista rautapalkeista, joiden alapinnassa oli ohut betonivalu. Palkkien kiinnitykseen ulkoseinän tiilimuuriin ei tarvittu enää ankkurikiinnikkeitä, kuten puu- ja teräsvälipohjissa. Alkuun tiilimuurin sisään valettiin lohenvyrstön muotoinen valu, joka esti palkkeja liukumasta pois paikaltaan, mutta nekin jätettiin valamatta jatkossa. (Neuvonen ym. 2002, 100–101.) Kitkan avulla betonipalkit pysyivät tiiliseinien päällä, joten siitä syystä ne jätettiin pois.

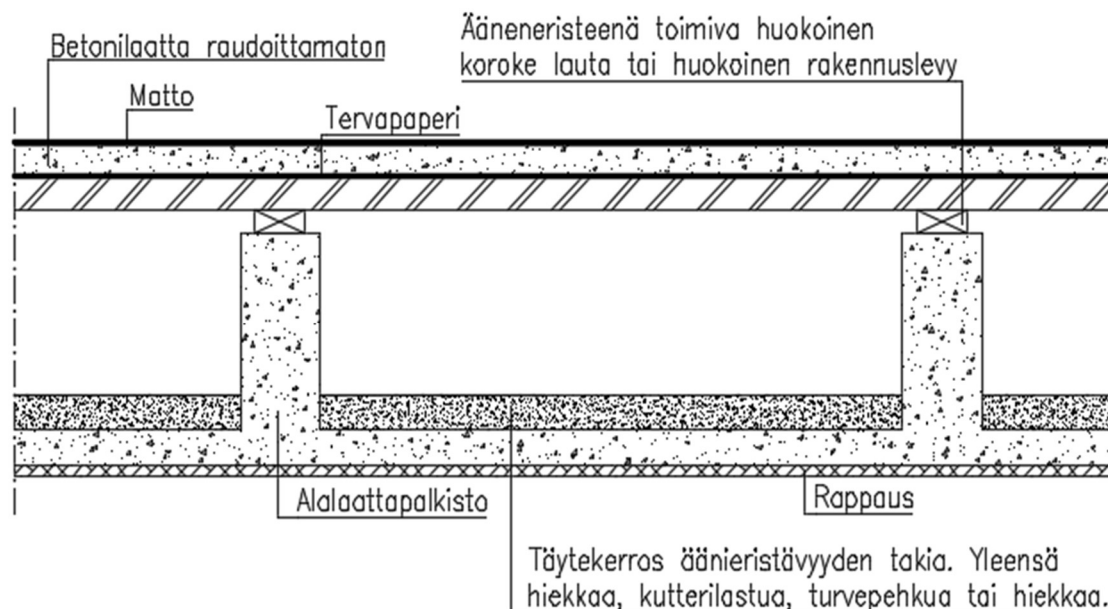


KUVA 7. Alalaattapalkiston kokonaisrakenne sekarunko asuinkerrostalossa. (Mäkiö ym. 2016, 123).

Välipohjarakenteiden paksuudet vaihtelivat tyypillisesti 40–45 cm välillä. Betonipalkkien tyypillinen jänneväli asuinrakennuksissa oli n. 5,0–6,0 m ja palkkien keskeltä-keskelle -etäisyydet vaihtelevat tyypillisesti 1,0–1,3m välillä. Vuonna 1929 Helsingin rakennustarkastusvirasto antoi määräyksen, että mikäli alalaatta on vain 4,0 cm paksu, niin palkkien keskinäinen väli sai olla maksimissaan 1,2 m. Alalaatat tehtiin yleensä hieman paksummiksi kylpyhuoneiden kohdalla niiden päälle tulevien pintarakenteiden lisäkuormien takia. Sama paksunnos tehtiin myös alareunaan jatkuvien palkkien tukien kohdalle, jolloin alalaatan paksuus saattoi olla 60 mm (Neuvonen ym. 2002, 101.) Runkorakennekokonaisuudesta on esitetty havainnollistava kuva 7 yläpuolella.

Myöhemmin opinnäytetyössäni on esitetty kuvien muodossa erilaisia alalaattapalkiston tyyppejä. Tyypillisin rakenne on pelkistetty versio eli suorat betonipalkit, missä betonivalu on alareunassa. Tämä suorakaidepalkki on poikkileikkaukseltaan koko jännemitan matkalla sama. Palkkien poikkileikkauksen leveydet vaihtelevat yleensä 10–15 cm välillä, sekä korkeudet vaihtelevat 30–40 cm välillä. (Neuvonen ym. 2002, 100.) Rakenteet on esitetty täyttömateriaaleineen rakennelleikkauksessa kuvassa 8.

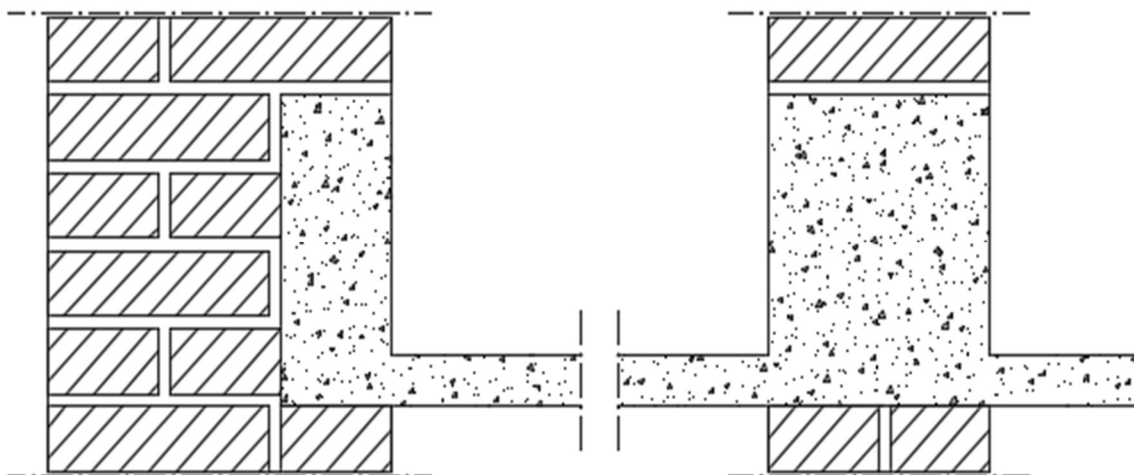
Rakennerratkaisussa alalaatan tehtävänä on kantaa oman painonsa lisäksi sen päälle lisättävät ääni- ja lämmöneristekerrokset. Ääntä eristävä kerros oli yleensä raskasrakenteisista täytteistä tehty ja sen sijaan lämmöneristyksessä käytetyt materiaalit olivat kevyitä ja joiden huokoisuuspitoisuus oli korkea. Täytemateriaalina käytettiin vuosien 1920–1930 aikana esimerkiksi kutterilastua tai sahanpurujauhoa. (Neuvonen ym. 2002, 106.)



KUVA 8. Rakenneleikkaus alalaattapalkiston pelkistetystä versiosta välipohjarakenteena. Suorakaidebetonipalkit alalaatan yhteydessä. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

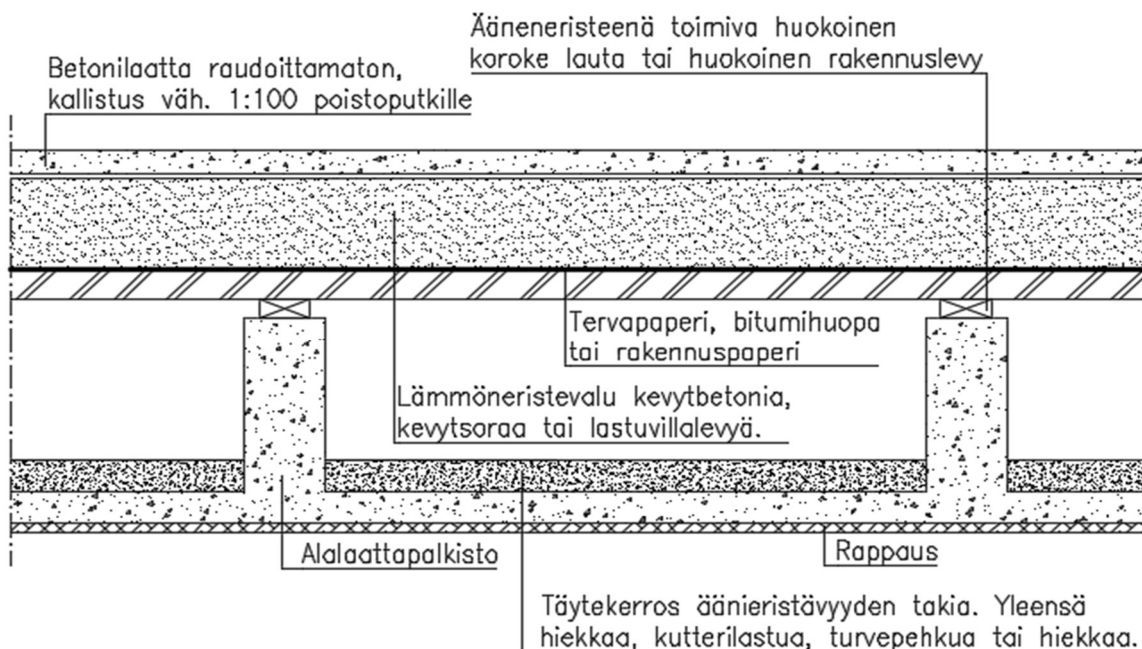
1920-luvun alussa muutaman vuoden ajan käytettiin ratkaisua, missä primäärivälipohjapalkit olivat rungon suuntaisia ja sekundääripalkit liittyivät niiden kylkeen. Tällöin alalaattapalkiston palkkiprofiilit olivat todella korkeita ja hyvin kapeita. Leveydet saattoivat olla vain 7–12 cm välillä ja korkeudet vaihtelivat 70–90 cm välillä. Palkkien korkeudesta osa jouduttiin laskemaan alalaattapalkiston alapinnan alapuolelle. Ulkoneva osa pyrittiin silloin piilottamaan niin, että rakennettiin välipohjan alle palkin kohdalle väliseinä, jonka sisään palkki jäi. Kuitenkin jo vuonna 1926 rakennustarkastusviranomaiset ottivat aiheeseen kantaa ja kielsivät kyseisen ratkaisun käytön. Jatkossa välipohjan primääripalkkien korkeudet pyrittiin mahduttamaan välipohjan sisään kokonaisuudessaan. (Neuvonen ym. 2002, 101.)

Yläpohjassa alalaattapalkisto-rakenteen päällimmäisenä rakenteena olevaan teräsbetonivaluun tehtiin vuoden 1936 alussa tarkentavia määräysmuutoksia. Silloin sisäasianministeriö päätti, että ullakorakenteessa betonivalun minimipaksuus tulee olla 40 mm ja sen tulee olla kallistettu syöksyputkille tai ränneille vähintään 1:100 kallistuksella. (Neuvonen ym. 2002, 101.) Yläpohjarakenteen rakenneleikkaus on esitetty kuvassa 10.

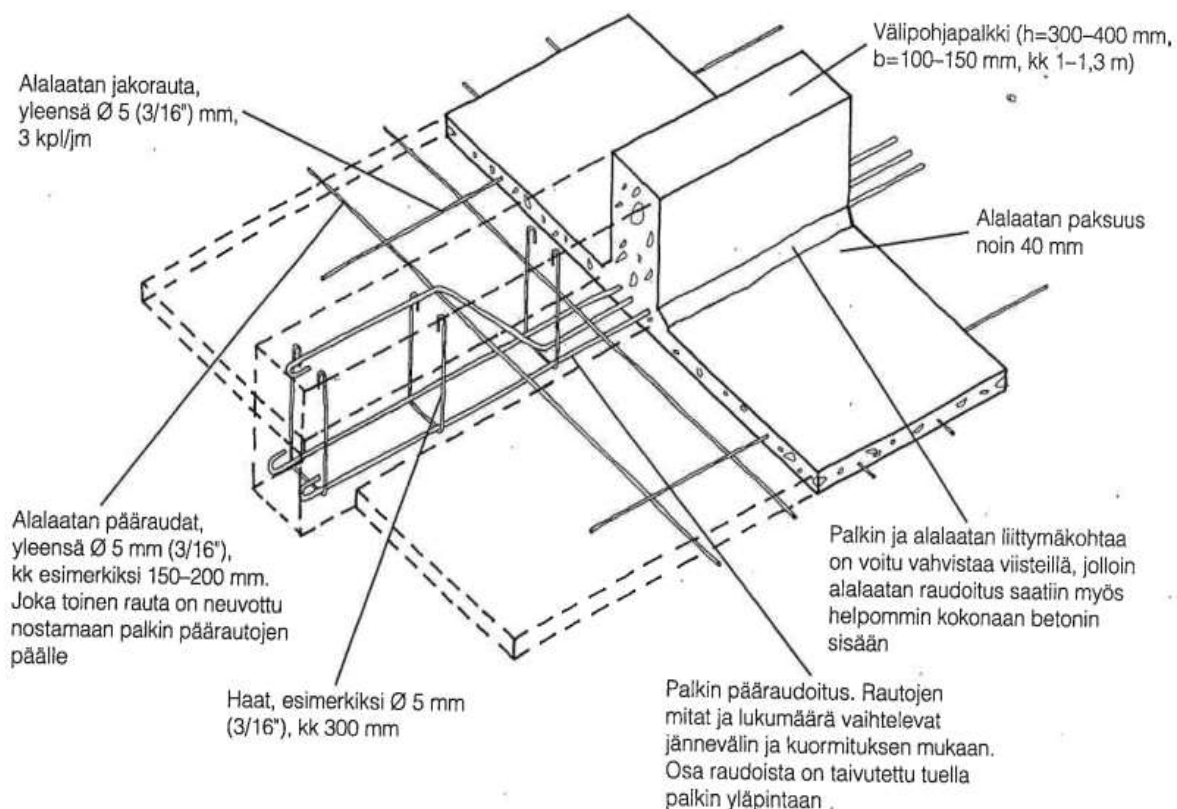


KUVA 9. Rakenneleikkaus alalaattapalkiston liittymädetaljeista tiilirakenteiseen ulko- ja väliseinään. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Alalaattapalkisto liittyi tiilirakenteisiin ulko- ja väliseinissä yleensä noin puolikkaan tiilen paksuiseen kuormantasauspalkkiin, joka ilmenee kuvassa 9. Ne palkit siirsivät sekundääripalkistolta tulevan kuorman kantavalle pystyrungolle tasaisesti. Palkin ulkopinnassa tiilijulkisivuseinää vasten saattoi joskus olla myös ohut eristekerros. Yleensä eristettä käytettiin silloin, kun tiilijulkisivu ei ollut paksu vaan suhteellisen ohut eli yhden kiven levyinen. (Mäkiö ym. 2016, 131.)



KUVA 10. Rakenneleikkaus alalaattapalkiston pelkistetystä versiosta yläpohjarakenteena. Suora-kaidebetonipalkit alalaatan yhteydessä. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

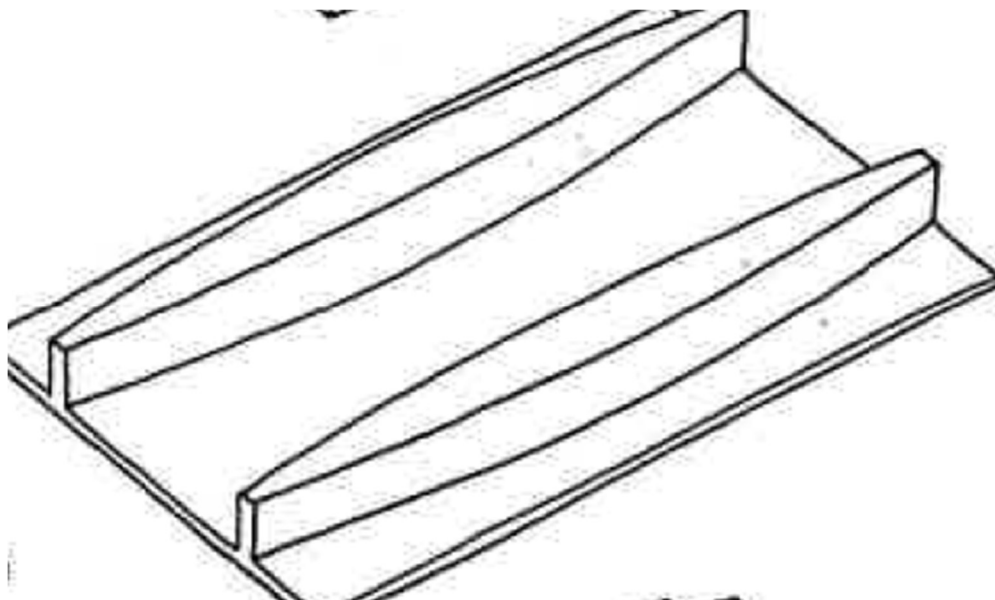


KUVA 11. Alalaattapalkiston pääpalkkien päädyn ja alalaatan rauditusperiaate. (Neuvonen ym. 2002, 102)

Kuvasta 11 näkee alalaattapalkistorakenteen rauditusperiaatetta hyvin. Pitkittäisteräksiä ei alalaattapalkiston palkkirakenteissa ollut yläreunassa lainkaan, vaan ne olivat vain palkin alapinnassa vetopuolella. Palkin haat olivat myös vain u-mallisia hakoja, jolloin palkin vääntörasituksen kestävyys oli ainoastaan betonin halkeilukestävyyden tasolla. Osa alapinnan pääteräksistä taivutettiin tukialueiden läheisyydessä yläpintaan, jolloin ne ottivat vastaan vetorasitusta palkin yläpinnassa jäykillä tuilla. Myös teräksen vinolla osuudella teräkset ottivat tulevaa leikkausvoimaa vastaan yhdessä haka-raudoituksen ja betonin kanssa.

2.5.3 Venepalkistot

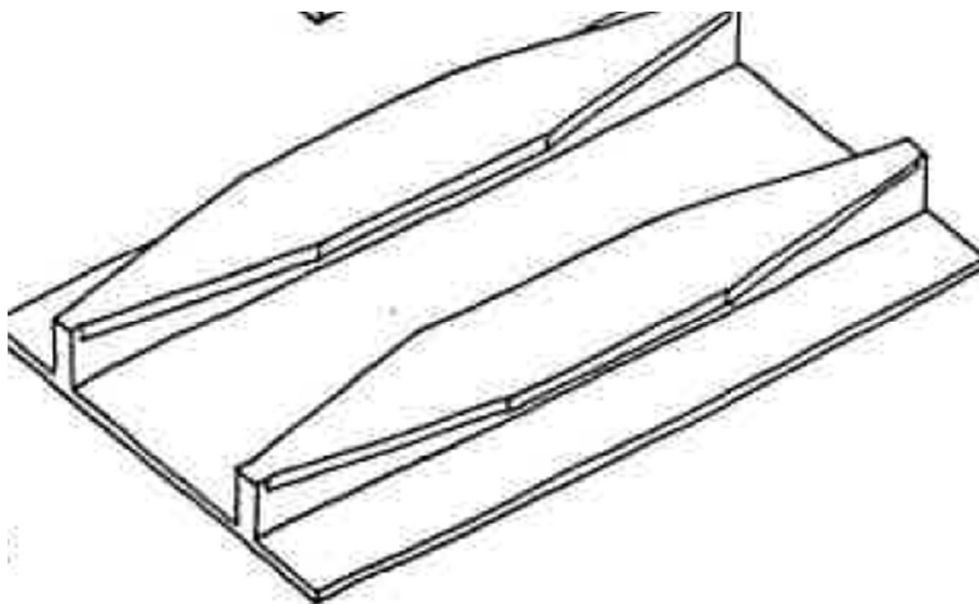
Venepalkit tunnetaan myös toiselta nimeltään mahapalkkeina. Venepalkit pyrkivät ratkaisemaan suorien betonipalkkien haastetta, missä puristuspuoli ei meinannut palkeissa riittää. Betonipalkeissa puristusjäännitys oli suurimmallaan palkin jännevälin keskellä ja palkin yläreunassa. Puristusjäännitys pienenee yläreunassa tasaisesti palkeissa mitä lähemmäs päätyjen tukialuetta mennään. Mahapalkkiratkaisussa betonipalkkien osuus kasvoi tasaisesti reunatuilta kohti palkin jännevälin keskikohtaa, missä se oli paksummillaan. Venepalkki on jäänyt historian saatossa harvinaisemmaksi rakenteeksi. Yleensä jos puristuspuolta rakenteen keskialueelle tarvittiin lisää, niin käytettiin yleensä laippapalkistoa, jossa ylälaatta oli vaan paksumpi ja palkin uumaosa itsessään suorakaiteen muotoinen koko palkin matkalta. Ylälaipan leveys muuttui myös samalla periaatteella palkin matkalla. (Neuvonen ym. 2002, 101.) Venepalkista havainnollistava piirustus on esitetty kuvassa 12.



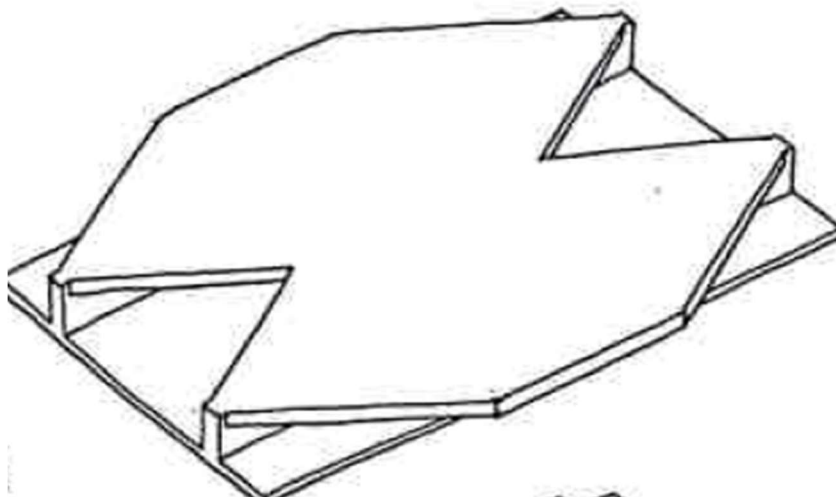
KUVA 12. Harvinaisempi venepalkki, joka tunnetaan myös mahapalkin nimellä. (Neuvonen ym. 2002, 101)

2.5.4 Laippapalkistot

Laippapalkisto oli samantapainen kuin venepalkki. Eroavaisuutena oli, että palkistojen yläreunassa oli ohut muotoiltu betonilaatta, joka leveni tasaisesti reunatuilta palkin jännevälin keskikohtaa kohden, jossa se on leveimmillään. Yläosassa olevat betonilaipat olivat yleensä raudoittamattomia tai ne raudoitettiin erittäin kevyesti. Ylälaippa kuului kantavaan rakennekokonaisuuteen, jonka tehtävänä oli vain ottaa vastaan sille kohdistuva puristusvoima. Ylälaipan paksuus vaihteli hieman jännevälin mukaan, mutta tyypillisesti ne olivat noin 8–12 cm paksuja. (Neuvonen ym. 2002, 101.) Laippapalkistorakenne on esitetty kuvassa 13. Ylälaipat saattoivat enimmillään olla niin suuria ja leveitä, että ne yhtyivät keskenään palkkien puolivälissä. Tämä ilmenee hyvin alla esitetystä kuvasta 14.



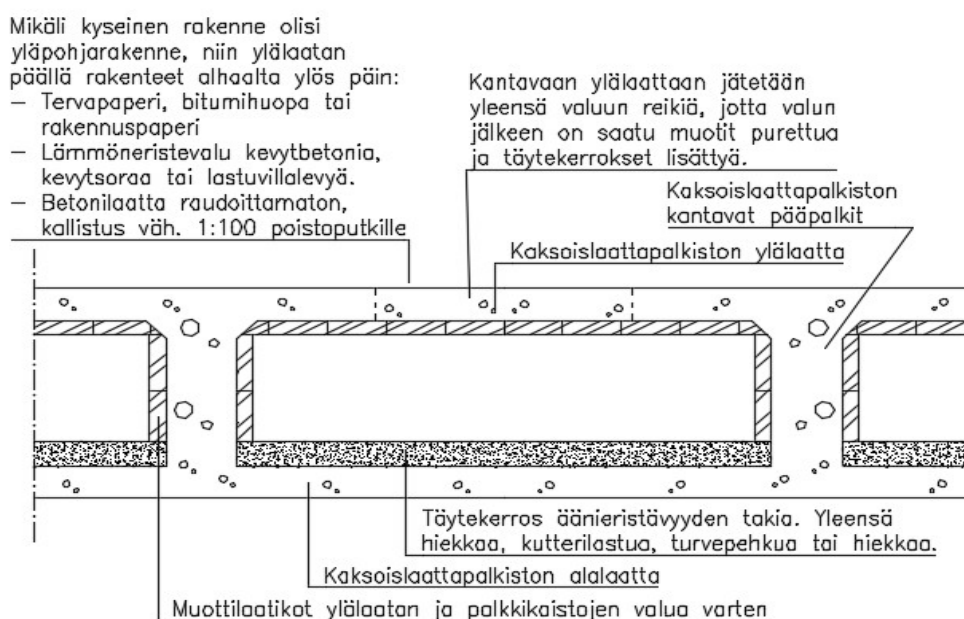
KUVA 13. Laippapalkiston pelkistetyin versio, missä ylälaatatassa vain kapeat laipat. (Neuvonen ym. 2002, 101)



KUVA 14. Laippapalkisto ylälaipoilla, jossa ne liittyvät toisiinsa. (Neuvonen ym. 2002, 101)

2.5.5 Kaksoislaattapalkistot

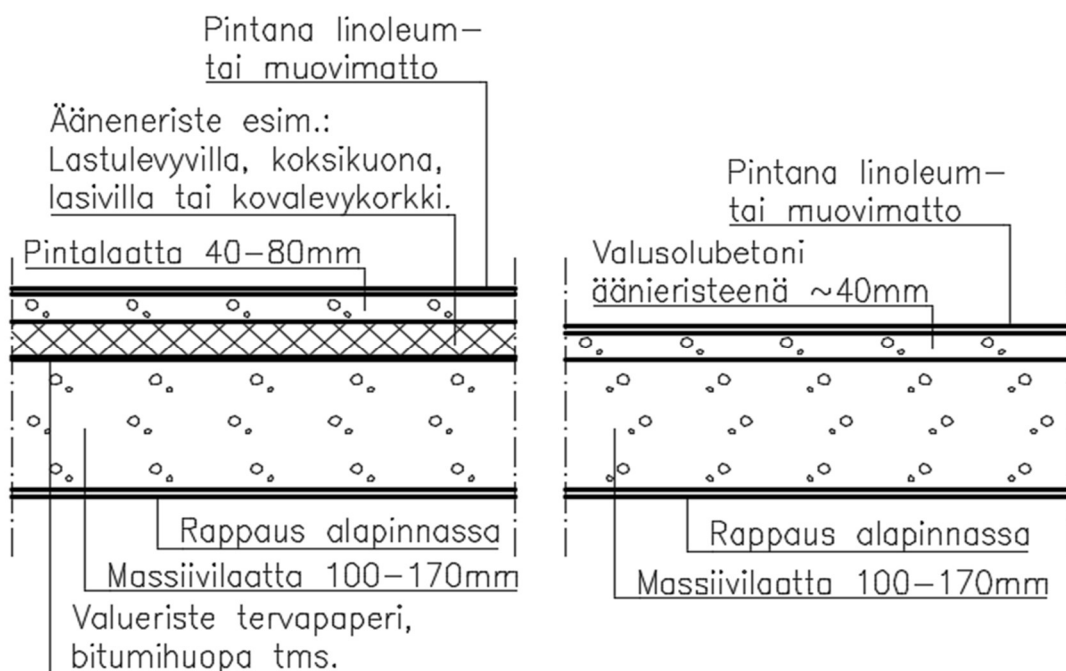
Rakenne muodostui betonisista kantavista suorakaidepalkeista ja kantavasta betonisesta ylälaatasta, joka oli palkkien päällä. Palkkien alapuolella oleva alalaatta ei kuulunut kantavaan rakenneosaan, vaan sen tehtävänä oli kantaa ainoastaan ontelotilassa olevat täytekerrokset. Täytekerroksien tehtävänä oli toimia ääni- ja lämmöneristeenä. Rakenneratkaisusta on tehty leikkauspiirustus kuvaan 15, jossa rakenneratkaisu avautuu hyvin. Kaksoislaattapalkistoa käytettiin vain lyhyen aikaa rakentamisen historiassa. Yleisemmin sitä käytettiin 1920–1930-lukujen aikana, mutta lähestyessä 1940-lukua sitä ei enää juurikaan käytetty. Syy rakennekokonaisuuden käytön vähenemiseen oli sen hidas toteuttaminen. Rakenteen valu tapahtui kahdessa vaiheessa. Ensin rakenteessa valettiin alalaatta, jonka päälle palkeille ja ylälaatalle rakennettiin muottirakenteet. Valuvaiheiden väliin ei saanut syntyä erillistä valusaumaa, jonka vuoksi rakenne oli hankala toteuttaa. Ylälaattaaan tehtiin jokaisen laattavälin kohdalle pieni aukko valuun, jonka kautta pääsi tarvittaessa purkamaan muottilaudoitusta ja asentamaan täytekerrokset ontelotiloihin. (Mäkiö ym. 2016, 122; Neuvonen ym. 2002, 122.)



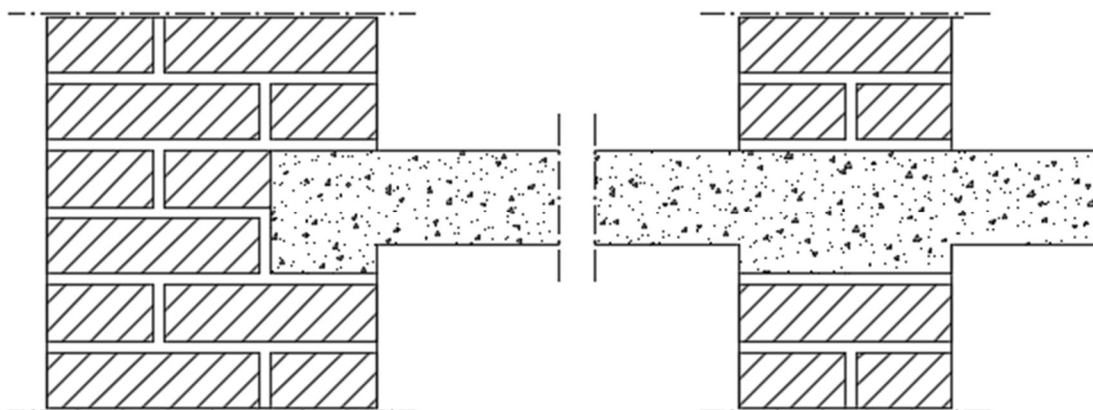
KUVA 15. Kaksoislaattapalkisto rakenneleikkaus väli- ja yläpohjassa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

2.5.6 Massiivilaatta-välipohjat

Massiivilaatta-välipohjat yleistyivät rakentamisessa vuoden 1953 jälkeen. Laattarakenne erosi alalaattapalkistorakenteesta niin, että pinta-alaa kohti betonia ja terästä meni enemmän, mutta muottilaudoituksen tekeminen oli nopeampaa. Rakennettavaa muottilaudoitusta pinta-alaa oli lisäksi vähemmän, sekä väli- ja yläpohjan kokonaispaksuutta saatiin madallutettua. Laatat olivat joko yhteen tai kahteen suuntaan kantavia ja sama koski myös raudoituksia. Yhteen suuntaan raudoitettu laatta oli jänneväliltään yleensä noin 4,0 m ja kahteen suuntaan kantavat noin 5,0 m. Kahteen suuntaan raudottaessa ja 5,0 m jännevälillä saavuttamiseksi laatta jaettiin n. 5x5m kokosiin kettiin, joiden ympärillä oli betonipalkit. Laattojen paksuudet vaihtelivat 10–17 cm välillä. Ääniteknisistä syistä laattojen päälle valettiin erikseen vielä valusolubetonikerros tai päälle rakennettiin erillinen uiva lattiaratkaisu. (Mäkiö ym. 2016, 128; Neuvonen ym. 2002, 101–105.) Kuvassa 16 on esitetty tyypillinen massiivilaattarakenne välipohjassa, sekä kuvassa 17 on esitetty sen liittyminen tiiliseinään.



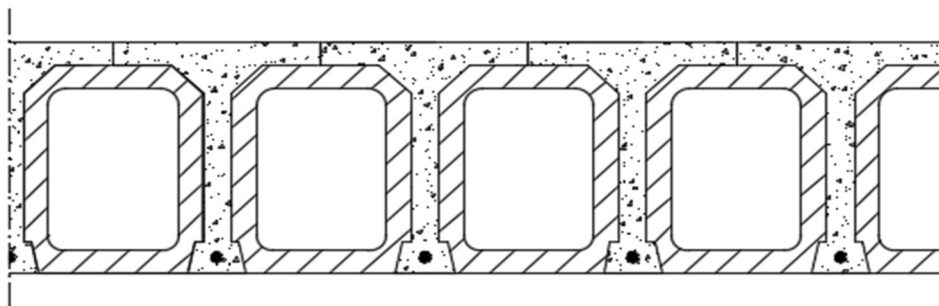
KUVA 16. Massiivilaatta välipohjaratkaisu. Vasemmalla uivalattia-ratkaisu ja oikealla perinteinen massiivilaatta-ratkaisu. (Hakkola 2024, CC BY-SA)



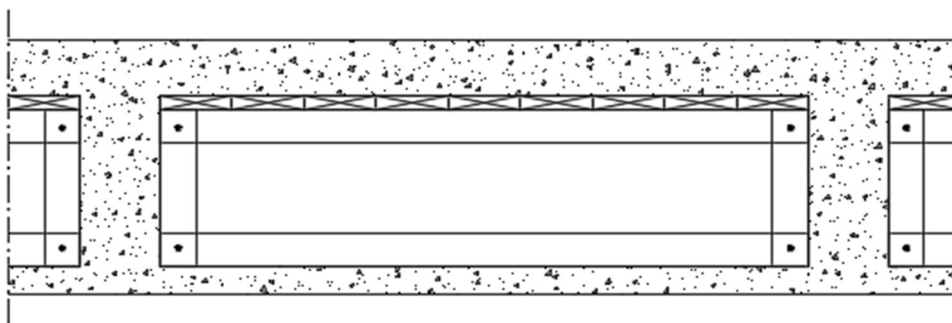
KUVA 17. Massiivilaatan liittymädetaljit tiilimuurisiin 1,5-kiven ulkoseinään ja 1-kiven väliseinään. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

2.5.7 Muut patentoidut välipohjajärjestelmät

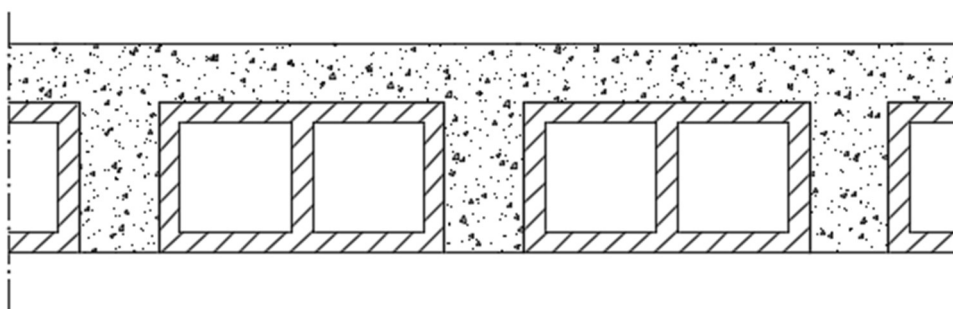
Patentoituja välipohjarakenteita keksittiin suurimmaksi osaksi 1900- ja 1920-lukujen välisenä aikana. Kaikki patentoidut rakenteet olivat kantavuustoiminnaltaan hyvin samantapaisia keskenään. Pääkantajina toimi yleensä betonipalkin omainen rakenne, jonka lisäksi oli esimerkiksi erilaisia laatta- ja kaariratkaisuja. Palkistomaiset rakenteet pystytään jakamaan karkeasti vielä kahteen eri alaryhmään, joita ovat alalaattarakenteet ja alalaattattomat rakenteet. Isointa osaa näistä kaikista ratkaisuista voidaan nimittää ripalaatta-rakenteiksi. Ripalaatta-rakenteella tarkoitetaan T-poikkileikkauksen mallisia rakenteita, kuten esimerkiksi nykypäivänä käytettävät TT- tai HTT-laatat. Välipohjien teossa yleisesti käytettiin palkkien välissä onttoa tiiltä (katso kuva 20) tai erilaisia puulaatikkoa muistuttavia täyttöratkaisuja (katso kuva 19). (Neuvonen ym. 2002, 97.) Alla muutamia esimerkkejä patentoiduista välipohjaratkaisuista. Näistä patentoiduista välipohjista esimerkiksi Otto Weyerstallin patentoitua välipohjaratkaisua on tullut meillä toimistolla vastaan eräässä projektissa. Tämä patentoitu välipohjatyypin on esitetty alla kuvassa 18.



KUVA 18. Otto Weyerstallin ontelotiilistä ja betonipalkeista koostuva patentoitu välipohjaratkaisu vuodelta 1908. (Hakkola 2024, CC BY-SA)



KUVA 19. Castren-Helanderin laatikkokattomainen patentoitu välipohjaratkaisu vuodelta 1908. (Hakkola 2024, CC BY-SA)



KUVA 20. Julius Kahnin patentoitu välipohjaratkaisu vuodelta 1909. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

3 VANHOJEN BETONISTEN VÄLIPOHJIEN KORJAUSUUNNITTELU

3.1 Korjattavia välipohjarakenteita koskevat määräykset

Uudisrakentamista säätelee SRMK eli suomen rakentamismääräyskokoelma. Korjausrakentamisen kohteissa samaa säännöstöä noudatetaan soveltuvin osin Maankäyttö- ja rakennuslain 13 § mukaisesti. Yleisesti voidaan kyseisen säännösten mukaan todeta, että vanhaa rakennusta tulee lähestyä valmistumisvuotensa mukaisena kokonaisuutena. Vanhan rakennuksen korjaamiseen ei tule soveltaa samoja vaatimuksia, kuin uusirakentamisessa. Korjattava kohde on kuitenkin saanut rakennusaikanaan rakennusluvan, jolloin sen voi korjata samanlaiseen käyttöön soveltuvaksi ilman, että rakennusta korjattaisiin uusien määräysten ja normien asettamalle tasolle. Tämä toisi myös suuria haasteita korjausrakentamisen kohteissa, mikäli korjattava rakenne pitäisi täyttää nykypäivän vaatimukset. Nykypäivän vaatimuksia korjausrakentamisen kohteissa käytetään vain siinä tapauksessa, että korjaustyö on verrannollinen uudisrakennukseen tai kohteen käyttötarkoitusta päivitetään epäedullisempaan suuntaan, mihin se on aiemmin suunniteltu. Tässä tapauksessa korjattavaan kiinteistöön tarvitaan myös erillinen rakennuslupa. (Ympäristöopas 39 2003, 17–20.)

Sama periaate koskee myös paloturvallisuuden osalta korjattavassa rakenteessa tai korjausrakentamisen kohteissa. Tämä toki edellyttää sen, ettei kyseisen rakennuksen paloturvallisuudessa ole tärkeitä tai huomattavia puutteita. Varsinkin kulttuurisissa arvokiinteistöissä tulee kiinteistössä oleva toiminta sijoittaa siten, ettei paloturvallisuus aseta tiukempia vaatimuksia rakennukselle tai rakenteille. Tämä edellytys siitä syystä, että oleva kulttuurillinen erityispiirre voidaan sellaisenaan säilyttää. (Ympäristöopas 39 2003, 38–39.)

Opinnäytetyön toisessa pääluvussa esittelin laaja-alaisesti rakenteille kohdistuvia määräyksiä eri vuosikymmeninä. Esimerkeissä viittaan myös lujuusteknisiin ominaisuuksiin, joita olen myös käsitellyt samassa luvussa. Korjauskohteiden rakenteiden tarkastuslaskelmat tulisi tehdä samoja periaatteita noudattaen, kuin alkuperäiset laskelmat on tehty. Tässä joudutaan helposti ristiriitaiseen tilanteeseen, jonka seurauksena tehdään laskelmat nykyisiä laskentaperiaatteita mukaillen. Näiden laskelmien tuloksia pitää tarkastella erittäin suurella varovaisuuden periaatteella, ettei tule virheellisiä käsityksiä rakenteiden kantavuudesta. On myös huomioitava, että olevat rakenteet ei laadullisesti ole niin tarkasti toteutettu, jolloin ei välttämättä päästä suunniteltuihin kapasiteetteihin. Tämän takia korjauskohteiden suunnittelu vaatii vanhojen rakenteiden tuntemista. Myöskin kokemuksen kautta vanhat rakenteet tuovat etua, jonka avulla saadaan turvallinen lopputulos.

Erinäisten lähtötietojen selvittäminen korjausrakentamisen kohteissa ja hankkeissa on erittäin tärkeää. Ensin on hyvä lähteä selvittämään, mitä piirustuksia kohteesta löytyy. Näitä voivat olla alkuperäiset piirustukset tai arkistossa olevat kopiot. Pääpiirustuskuvat löytyvät usein kohteesta, mutta myös monesta 1900-luvun kohteesta löytyy myös jo rakennepiirustuksia, sekä osasta saattaa löytyä myös laskelmia erinäisistä rakenneosista. Näistä piirustuksista ilmenee yleensä viimeistään kohteen valmistumisvuosi, jonka pohjalta voi etsiä tarpeelliset normit ja asetukset, minkä mukaan kyseisiä rakenteita on aikanaan oletettavasti mitoitettu. Mikäli rakennepiirustuksia löytyy, niin sieltä voi löytyä

paljon hyödyllisiä lähtötietoja korjattavasta kohteesta. Näitä voivat olla kuormitustiedot olevista tiloista, käytettyjä betonilaatuja tai betonilujuuksia, sekä muita oleellisia tietoja rakenteiden korjauksen kannalta.

Rakennuksen valmistumisvuoden perusteella pystytään tekemään alustavia johtopäätöksiä välipohjien kantavien rakenteiden suhteen. Aiemmin opinnäytetyössä luvussa 2 kävin läpi eri vuosikymmeninä käytettyjä tyypillisiä ja ei niin tyypillisiä välipohjatyyppisiä. Edellä mainitun lisäksi olisi rakenteille hyvä tehdä kuntotutkimukset, jotta saadaan tietoon korjattavien rakenteiden laajuus. Tähän ei monesti ole mahdollisuutta tai halua. Syiksi tähän voi olla aikataulun kiireellisyys, jolloin aikaa ei ole siihen vaiheeseen laskettu. Toisena seikkana on monesti, että työn tilaajalla on rahat tiukassa ja kyseen vaiheeseen ei haluta käyttää rahaa. Kuitenkin monesti tämän avulla pystyisi ennakkoon välttämään odottamattomat yllätykset, jotka vievät paljon rahaa ja venyttää projektin valmistumista alkuperäisestä. Myöskin rakenneavausten tekeminen korjattavista kohteista olisi hyvä tehdä mahdollisimman aikaisin hankkeessa. Näiden avausten perusteella voi tulla ilmi seikkoja, mitkä voivat estää jopa siihen ajateltujen tilojen käytön kokonaan. Rakennesuunnittelija pystyy myös antamaan arkkitehtisuunnittelulle tarpeellisia lähtötietoja ja rajoituksia, että millaisia muutoksia tietyillä alueilla pystytään suorittamaan rakenteiden kantavuuden säilymisen kannalta.

3.2 Case-esimerkeissä 1 käytetyt laskukaavat ja viittaukset määräyksiin

Koostan tämän otsikon alle rakennelaskelmissa käytettäviä kaavoja, joihin viitataan myöhemmin jokaisen laskelman ja tapausesimerkin kohdalla.

Kaava 1. Murtorajatilan kuorma P_d . (Suomen Betoniyhdistys ry, 2013, 28.)

$$P_d = 1,5 * q * k_{fi} + 1,15 * g * k_{fi} \quad (1)$$

, missä

q	on hyötykuorma
g	on rakenteiden omat painot
k_{fi}	on seuraamusluokkakerroin.

Kaava 2. Kentän maksimi taivutusmomentti M_{max} yksiaukkoisessa ja tasaisesti kuormitetussa rakenneosassa. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2013, 30.)

$$M_{max} = \frac{P_d * L^2}{8} \quad (2)$$

, missä

P_d	on rakenteelle tuleva murtorajatilan kuorma
L	on rakenteen jänneväli eli pituus.

Kaava 3. Taivutusmomentti M_x palkin kohdassa, jota halutaan tarkastella.

$$M_x = \frac{P_d * x}{2} * (L - x) \quad (3)$$

, missä P_d on rakenteelle tuleva murtorajatilan kuorma
 L on rakenteen jänneväli eli pituus
 x on tarkasteltavan mitoituskohdan etäisyys tuelta.

Kaava 4. Leikkausvoima V_d tuella. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2013, 29.)

$$V_d = P_d * \frac{L}{2} \quad (4)$$

, missä P_d on rakenteelle tuleva murtorajatilan kuorma
 L on rakenteen jänneväli eli pituus.

Kaava 5. Leikkausvoima V_x palkin kohdassa x .

$$V_x = P_d * \left(\frac{L}{2} - x\right) \quad (5)$$

, missä P_d on rakenteelle tuleva murtorajatilan kuorma
 L on rakenteen jänneväli eli pituus
 x on tarkasteltavan mitoituskohdan etäisyys tuelta.

Kaava 6. Mekaaninen raudoitussuhde ω . (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 64)

$$\omega = (A_s * F_{yd}) / (b * d * \eta_2 * F_{cd}) \quad (6)$$

, missä A_s on raudoituksen kokonaisala
 F_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo
 b on rakenteen leveys
 d on rakenteen korkeus
 η_2 on tehollisen hoikkuuden kerroin
 F_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

Kaava 7. Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β . (Suomen Betoniyhdistys ry, 2013, 104.)

$$\beta = \omega \quad (7)$$

, missä ω on mekaaninen raudoitussuhde.

Kaava 8. Suhteellinen momentti μ . (Suomen Betoniyhdistys ry, 2013, 104.)

$$\mu = \beta * \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (8)$$

, missä β on puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus.

Kaava 9. Sisäinen momenttivarsi z . (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 101).

$$z = \omega * \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) \quad (9)$$

, missä ω on mekaaninen raudoitussuhde.

Kaava 10. Vaadittu minimirauditus $A_{s,min}$. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 188).

$$A_{s,min} = \frac{0,26 * F_{ctm} * d * b}{F_{yk}} > 0,0013 * b * d \quad (10)$$

, missä F_{ctm} on keskimääräinen vetolujuus
 F_{yk} on teräksen myötölujuuden ominaisarvo
 b on rakenteen leveys
 d on rakenteen korkeus.

Kaava 11. Momenttikestävyys M_{rd} . (Suomen Betoniyhdistys 2013, 114)

$$M_{rd} = \mu * b * d^2 * \eta_2 * F_{cd} \quad (11)$$

, missä F_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
 μ on suhteellinen momentti
 b on rakenteen leveys
 d on rakenteen korkeus
 η_2 on tehollisen hoikkuuden kerroin.

Kaava 12. Paikallinen puristuskapasiteetti F_{Rdu} . (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 110)

$$F_{Rdu} = 3,0 * A_{co} * F_{cd} \quad (12)$$

, missä F_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
 A_{co} on kuormitetun pinnan ala.

Kaava 13. Raudoituksen vetokestävyys F_s . (Suomen Betoniyhdistys 2013, 96)

$$F_s = A_{s1} * F_{yd} \quad (13)$$

, missä A_s on raudoituksen kokonaisala
 F_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo.

Kaava 14. Raudoituksen momenttikapasiteetti M_{us} . (Suomen Betoniyhdistys 2013, 97)

$$M_{us} = z * F_s \quad (14)$$

, missä z on sisäinen momenttivarsi
 F_s on vetoteräksessä vaikuttava voima.

3.3 Case 1: Laippapalkin puristuspinnan jäykistäminen alalaattapalkissa

3.3.1 Projektin ja suunnittelutehtävän esittely

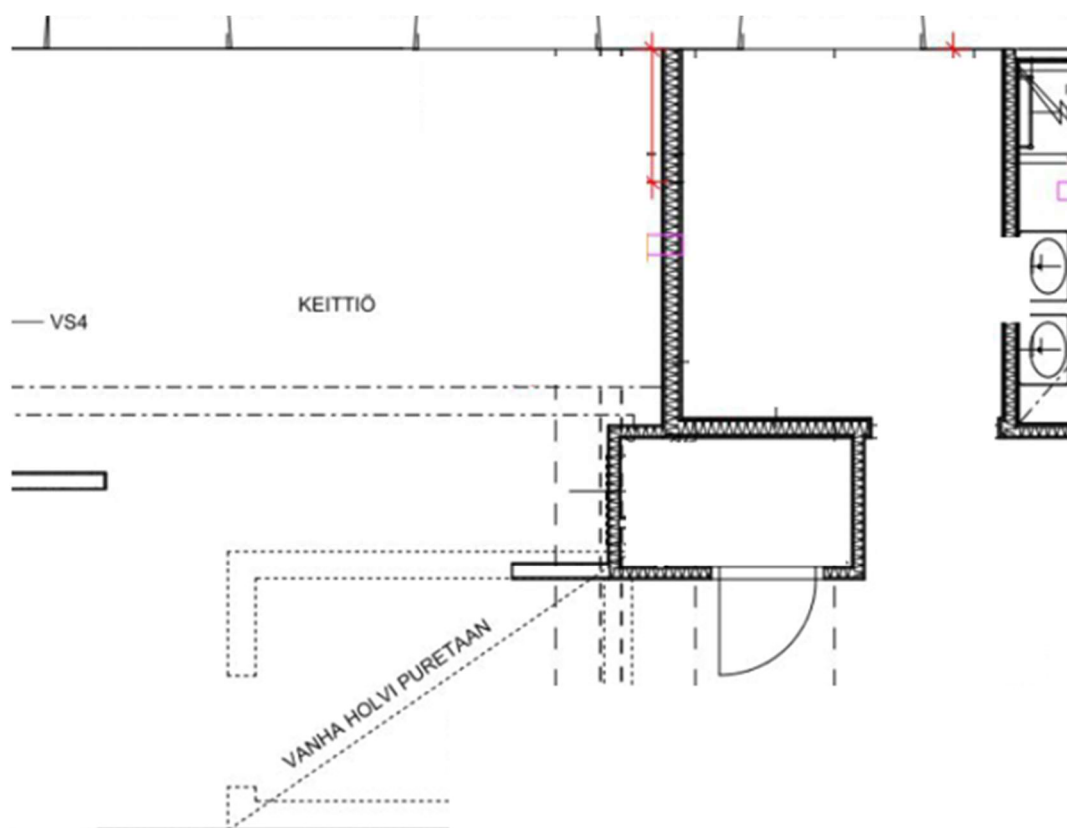
Case-esimerkin projektikohde on 1920-luvulla rakennettu asuinkerrostalo pääkaupunkiseudulla. Käsitellen kyseistä projektia anonyymina, joten käytän tässä case-esimerkistä yleisnimeä projekti 1. Kyseisessä projektissa suunnittelutehtävänä oli tarkastella välipohjapalkiston yläreunan loveuksen mahdollisuutta. Suunnittelukohteen välipohjarakenteena oli alalaattapalkisto, jossa kantavina palkki-profiileina toimivat laippapalkit. Projektin kohde rakennettiin juuri sinä vuosikymmenenä, kuin alalaattapalkistorakenne alkoi yleistymään kantavan välipohjana. Palkkien K-jako eli keskeltä keskelle jako oli noin K900 korjattavassa välipohjassa kyseisellä alueella.

Projekti oli erilainen kuin tyypillinen meidän suunnittelema projekti, sillä emme olleet tämän kohteen rakennesuunnittelusta vastaava yritys. Tehtävänantomme oli projektissa tehdä vahvistuslaskelmat lovetun betonipalkin vahvistuksesta. Kyseiset laskelmat piti suorittaa rakennusvalvontaa varten, jotta pystyttiin toteamaan rakenteiden kantavuus ja turvallisuus tilamuutoksen jälkeen. Tämä johtui siitä, että kyseisessä kohteessa toiminut rakennesuunnittelija ei kyennyt mitoittamaan tarvittavaa vahvistusta rakenteelle. Tämän projekti 1 tehtävänrajoituksena toimiikin vain rakenteellinen mitoittaminen alla myöhemmin esitetyille laippapalkille. Rakenteiden kokonaistoimivuudesta, palomitoituksesta, ääniteknisestä toimivuudesta, kosteustekniikasta ja lopuista rakennesuunnittelua vaativista tehtävistä vastasi kohteessa muuten toimiva vastuullinen rakennesuunnittelija.

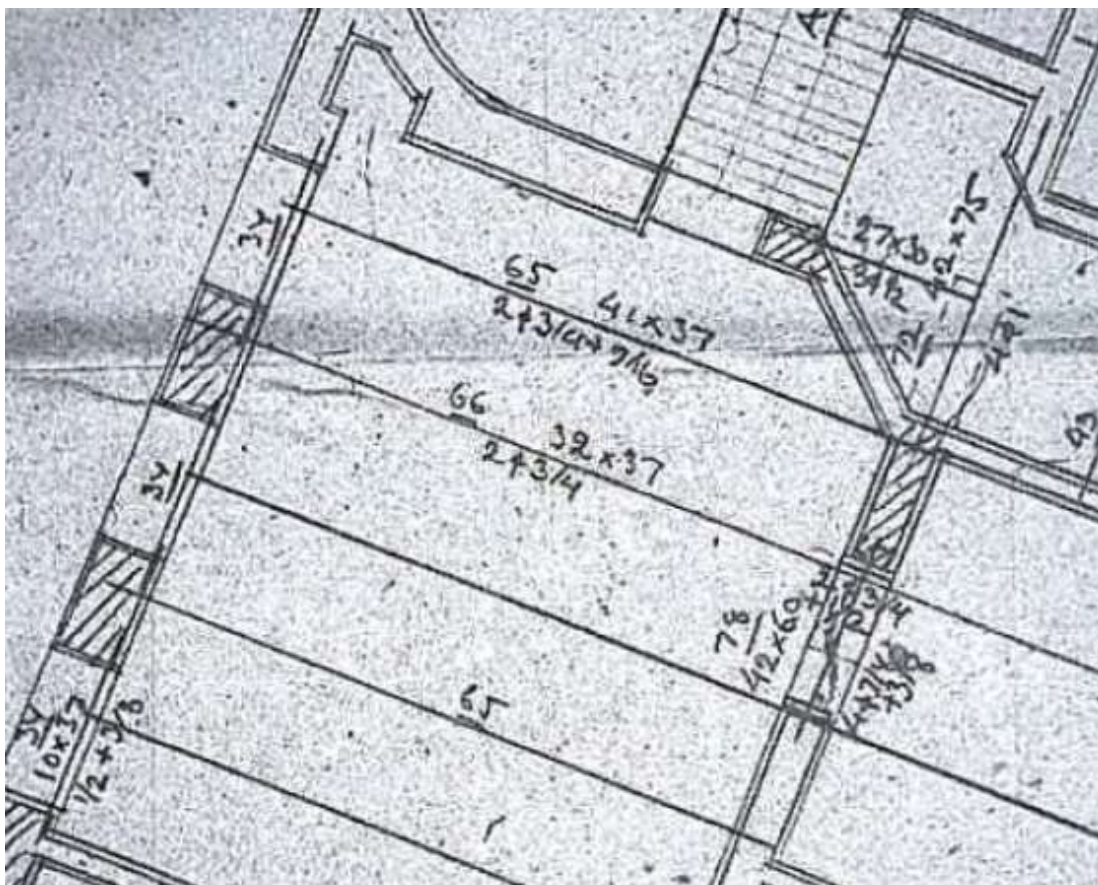
Tavoitteena osakkaalla oli tehdä muutoksia pohjaratkaisuun keittiön osalta, minkä vuoksi uusi viemäriputki jouduttiin reitittämään kokonaan uudelleen. Vastaavia reitityksen uudistamisia piti tässä projektissa tehdä muissakin asunnoissa. Kuitenkin tämän asunnon tapaus oli ainut tässä projektissa,

kun ylälaippoihin oli tarvetta tehdä loveuksia. Rakenteiden korkojen puitteissa uutta D75mm halkaisijan viemäriputkea ei mahtunut viemään jo olemassa olevien palkistojen ja pintamateriaalien välistä, koska huonekorkeudet tulivat tilassa vastaan. Myöskään välipohjassa ilmenneiden korkoseikkojen ja viemäriputken kaatovaatimuksien puitteissa ei voitu loveusta tehdä alemmaksi palkistoissa. Edellä kerrottujen seikkojen vuoksi jouduttiin tekemään betonipalkiston yläreunaan loveus viemäriin reitittämistä varten.

Alla on esitetty kuvassa 21 arkkitehdin pohjapiirustus kyseisestä kohdasta. Pohjapiirustuksesta on peitetty esimerkiksi tilojen nimiä ja asunnon numero, jotta projektin tiedoista ei kerrota muuta tietoa, kuin ne mitkä ovat oleellisia. Palkiston sijainti oli alla olevan kuvan 21 "keittiö" -tekstin hieman oikealla puolella.



KUVA 21. ARK pohjapiirustus projektin 1 suunnittelutehtävän vahvistuksen sijainnista. (Dracon Oy 2023a)



KUVA 22. RAK pohjapiirustus projektin 1 suunnittelutehtävän vahvistuksen sijainnista. (Dracon Oy 2023b)

Yllä olevasta kuvasta 22 nähdään vanhan pohjapiirustuksen laippapalkkistojen perustietoja, sekä muita mitoittamiseen liittyviä tietoja. Piirustuksessa on myös esitetty palkkinumerot ja palkkien profiilit, sekä niiden alapinnan pääraudoitukset eli vetoteräkset.

Projektissa 1 loveuksia jouduttiin tekemään laippapalkkien yläreunaan, joiden numerot ovat 65 ja 66. Pohjapiirustuksessa esitetty 41x37 ja 32x37 tarkoittavat laippapalkin profiileja, joissa lukemat 32 ja 41 ovat palkkiprofiilin leveyksiä senttimetreinä. 37 tarkoittaa kummassakin tapauksessa palkkiprofiilin korkeutta senttimetreinä. Seuraavaksi esitetty RAK pohjapiirustuksessa on näiden arvojen jälkeen 2kpl $\varnothing^{3/4} + \varnothing^{6/16}$ ja 2kpl $\varnothing^{3/4}$, jotka esittävät palkin alapinnanpääteräksiä. $2\varnothing^{3/4}$ tarkoittaa, että palkissa on kaksi kappaletta $3/4$ tuuman vetoterästä, joka tarkoittaa käytännössä yhteensä noin 276mm^2 teräsmäärää. Lisäksi palkissa on $9/16$ tuuman teräs, joka tarkoittaa nykyään noin 155mm^2 teräsmäärää. Edellä mainittujen seikkojen perusteella voidaan todeta, että palkkinumero 65 on jäykkydeltään vahvempia, kun palkin poikkileikkaus ja raudoitusmäärät ovat suuremmat. Jätetään palkkinumero 65 tarkastelun ulkopuolella ja käsitellään heikompaa palkkia eli palkki numero 66. Täten ollaan laskelman tarkastelussa varman puolella. Samat vahvistusperiaatteet tehdään täten samoilla parametreillä molemmille palkeille.

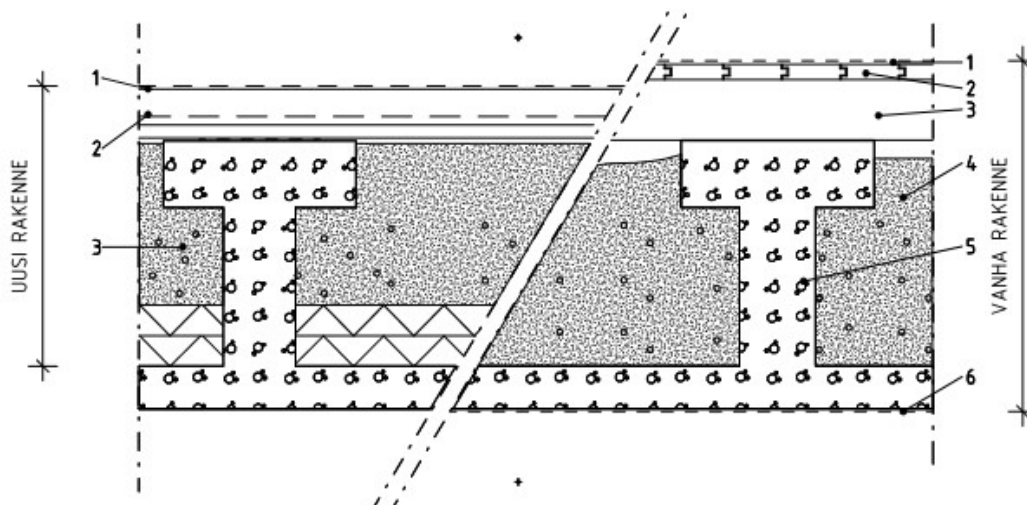
Vanhojen rakenteiden RAK pohjapiirustuksen reunatekstissä on merkintä, että raudoituksissa on käytetty kahta erilaista raudoitemateriaalia. Nämä ovat Fe37 ja V40. Käyn case-esimerkin laskuosi-ossa liitteessä 1 tarkemmin näiden raudoitusten lujuusominaisuuksia. Välipohjavaluissa käytetty betonilaatu on tyypillinen siihen aikaan käytetty betonilaatu eli B-luokka, jossa lujuusluokka on K20. Lujempaa A-luokan betonia käytettiin yleensä kyseisellä aikakaudella vain tavanomaista suuremmin kuormitetuissa rakenteissa, kuten esimerkiksi parkkihalleissa. C-luokan betoni oli taas hieman harvemmin käytetty lujuusluokka. C-luokan betonia käytettiin rakenteissa, missä betonin lujuusominaisuuksilla ei ollut suurta merkitystä. Näistä esimerkiksi olisi voinut olla pihalla olevien jätekatoksien pohjien valut. Nämä betonin ja teräksen materiaalien ominaisuudet ilmenevät vanhojen rakennepiirustuksien reunateksteistä, joita on esitetty kuvassa 24.

3.3.2 Suunnitteluratkaisu ja mitoitus-esimerkki

Esittelen tässä alaluvussa mitoituksen kulkua vaihe vaiheelta, sekä laskelmissa käytettyjä lähtötietoja. Tarkoituksena on liitetiedostoissa esittää tarkemmat laskelmat rakenteen vahvistukseen liittyen. Laskenta alkaa tarvittavien lähtötietojen keräämisellä. Näiden pohjalta saadaan tarvittava suunnitteluparametri, jonka pohjalta rakenteen lujuuslaskelmaa voidaan lähteä laskemaan. Käytetyn betonilujuuden ja betoniteräksen selvittyä tarkastellaan niiden lujuustekniset ominaisuudet.

Lähtötietojen selvittyä siirrytään laskemaan jo olemassa olevan laippapalkiston maksimimomenttikapasiteettia. Tämän avulla pyritään selvittämään paljonko laippapalkistolle saa uudessa lopullisessa tilanteessa tulla maksimissaan kuormitusta. Saatua momenttikapasiteettia ei tule ylittää lopullisessa tilanteessa. Kapasiteetin selvittyä lähdetään arvioimaan loveuksen vaikutusta rakenteen toimivuudessa. Suunnittelun loveuksen leveys oli laippapalkiston yläreunassa noin 100 mm. Lasketaan laippapalkin numero 66 momenttikapasiteetti huomioiden yläreunaan tuleva loveus. Tämän jälkeen arvioidaan vahvistustapa palkistolle, jotta saavutetaan riittävä kapasiteetti palkille tulevat kuormat huomioiden. Lasketaan vahvistuksen tuoma lisämomenttikapasiteetti palkistolle, jonka jälkeen lasketaan momenttikapasiteetit yhteen, josta saadaan rakenteen lopullinen momenttikapasiteetti tulevia kuormia vastaan loveuksen kohdalla. Näitä arvoja tulee peilata keskenään niin, että vahvistetun laippapalkiston momenttikapasiteetti on suurempi loveuksen kohdalla, kuin sille tulevat uudet lopulliset kuormat. Tätä arvoa verrataan vielä saatuun laippapalkiston momenttikapasiteettiin ilman loveuksia, ettei sitä maksimimomentti arvoa ylitetä. Mikäli kaikki edellä mainitut tarkastelut ovat kunnossa, voidaan valitulla vahvistusratkaisulla edetä.

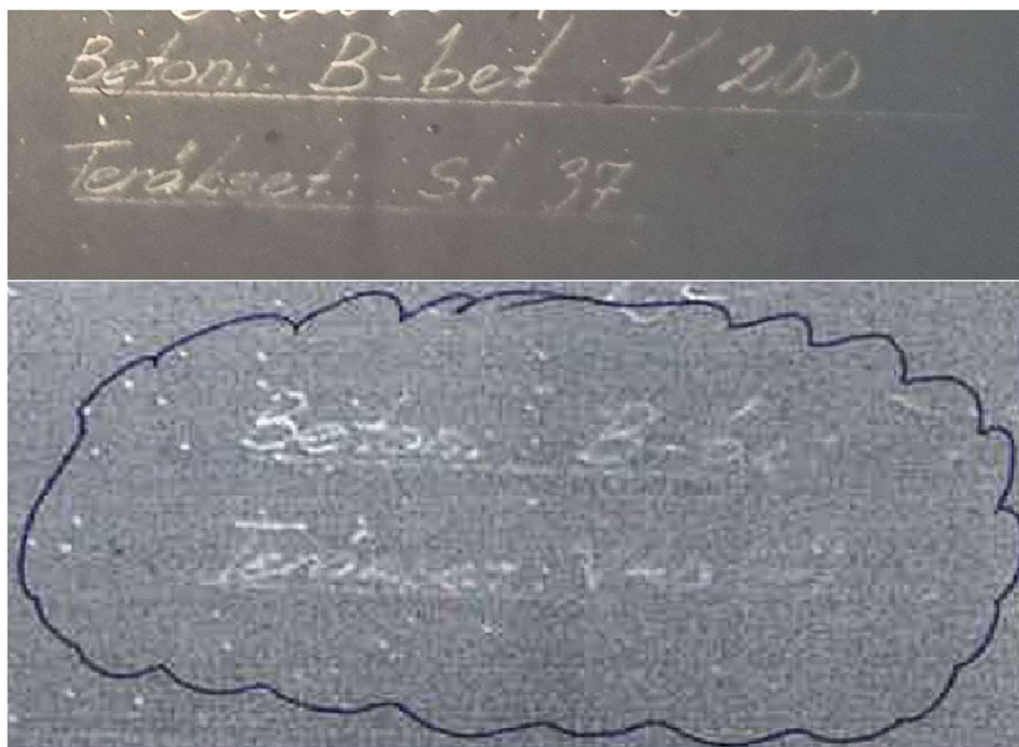
Alla olevassa kuvassa 23 on esitetty uuden lattian rakennetyyppi, jossa on kerrottu myös vanhoista jo olemassa olevista rakenteista.



UUDET RAKENNEKERROKSET:

- | | | |
|---|---|-------|
| 1 | KERAAMINEN LAATTA / PARKETTI HUONESELITYKSEN MUKAAN JA
KIINNITYSLAASTI / PARKETTI LIIMA HUONESELITYKSEN MUKAAN | (U) |
| 2 | TERÄSBETONILAATTA WEBER.VETONIT 6000 TAI BETONI C25/30 (K30), 60 MM VALUSSA
VERKKO K6-#150, VALUKANGAS JA MUOTTINA FILMIVANERI 21 MM | (U) |
| 3 | OLEMASSA OLEVAT TERÄSBETONIPALKIT N. K-900 JA TERÄSBETONINEN ALALAATTA
+ FOAMIT 20 + 2X50MM PAROC PALOVILLA FPS 14 TIIVIISTI PALKKIEN VÄLIIN
+ PALKKIEN JA LAATAN VÄLIIN SYLOMER SR 18 6mm ÄÄNENVAIMENNUSKAISTA | (V/U) |

KUVA 23. Rakennetyyppi uudesta lattiarakenteesta. (Dracon Oy 2023c)



KUVA 24. Raudoituksen ja betonin materiaalitiedot vanhassa rakennepiirustuksessa. (Dracon Oy 2023d)

Jo olemassa olevien betonisten laippapalkkien väliin oli asennettu joskus aiemman remontin yhteydessä IPE-300 teräspalkki. Syytä teräspalkin lisäämiselle ei ollut tiedossa, kun tulimme projektiin mukaan. Teräspalkki oli asennettu välipohjaan laippapalkistojen nro 66 ja 65 väliin. Uudessa vahvistetussa tilanteessa uudet kuormat jakautuvat näiden kolmen palkkirakenteen kesken. Uudessa tilanteessa pitää laskennalliseen käyttöasteeseen jättää vajaaksi, ettei mitoiteta rakennetta täydelle kapasiteetille. Tämä siitä syystä, että jo olevien vanhojen rakenteiden kapasiteetilaskelmissa tulee käyttää erityistä varovaisuutta, kun niiden kokonaiskantavuutta arvioidaan. Aiemmin opinnäytetyössäni kerroin taustoja ja syitä tähän, miksi on käytettävä erityistä varovaisuutta vanhojen rakenteiden kantavuuden laskennassa. Jo valmiina olevaa teräspalkkia jouduttiin myös yläreunasta loveamaan asennusvaiheessa uuden viemäriputken tieltä. Tämä IPE-300 teräspalkki oli vuorattu ympäriinsä betonivalulla, joka ilmenee alla olevasta kuvasta 25. Tämä ympärivalu oli tehty palosuojauksena, koska erillisiä palosuojamaalauksia ei teräspalkissa näkynyt. Uusi teräspalkki vahvistettiin myös erillisen suunnitelman mukaisesti myöhemmin kuvan 25 ottamisen jälkeen. Teräspalkin vahvistamiseen liittyvät laskelmat ovat tästä opinnäytetyöstä rajattu pois. Vahvistetun teräspalkin momenttikapasiteetti oli kuitenkin 2–3 kertainen verrattuna laippapalkiston betonipalkkiin. Tässä työssä käsitellään laskelmien osalta ainoastaan betonirakenteista laippapalkistoa.



KUVA 25. Vahvistukset lisättyinä laippapalkin yläpintaan. (Dracon Oy 2023e)

3.3.3 Case yhteenveto

Asiakkaalla oli toive tehdä asuntoonsa tilamuutoksia keittiön osalta, jossa viemäriputki jouduttiin reitittämään uudelleen. Selvitystöiden jälkeen kohteen rakennesuunnittelija ja arkkitehti olivat tulleet siihen lopputulokseen, että korkojen puolesta putken reitittämiseen ei ole muuta vaihtoehtoa, kuin lovetta jo valmiina olevia kantavia rakenteita. Tämän päätöksen jälkeen me tulimme mukaan projektiin auttamaan rakennesuunnittelijaa. Tehtävämme projektissa oli tehdä kantavuuslaskelmat laippapalkkien vahvistamiseen. Laskelmien myötä pystyimme osoittamaan rakennusvalvontaan, että kyseiset tilamuutokset olisivat mahdollisia toteuttaa rakenteiden kannalta turvallisesti.

Ennen välipohjien korjaustyötä oli tärkeää selvittää lähtötiedot, jonka pohjalta korjausta voitiin lähteä tekemään. Tässä tapauksessa saimme lähtötiedot pitkälti kohteen vastuulliselta rakennesuunnittelijalta, minkä pohjalta lähdimme tutkimaan välipohjapalkistojen kantavuutta. Uudessa tilanteessa pitää laskennalliseen käyttöasteeseen jättää turvamarginaalia, ettei mitoiteta rakennetta täydelle kapasiteetille. Tämä siitä syystä, että jo olevien vanhojen rakenteiden kapasiteetilaskelmissa tulee käyttää erityistä varovaisuutta, kun niiden kokonaiskantavuutta arvioidaan. Teräspalkin taiputuskestävyys on suurempi kuin jo olevien betonisten laippapalkistojen palkit, joka toi vielä laskentaan lisävarmuutta lisää. Tämä taiputuskestävyysero tulee siitä syystä, että IPE-300 teräspalkin jäyhyys on suurempi kuin betonisen laippapalkin. Teräspalkin kapasiteetti lovetuna ja vahvistettuna oli erikseen laskettu, mutta siihen ei tässä opinnäytetyössä oteta kantaa, kun pääaiheena oli tutkia laippapalkiston kestävyyttä.

Alkuun selvitettiin laippapalkistojen kapasiteetti ilman loveuksien tekoa, jonka pohjalta saadaan maksimikuormitus minkä laippapalkistolle voi uudessa lopullisessa tilanteessa sallia. Tämän jälkeen lähdetään arvioimaan rakenteen kestävyyttä, kun siihen tehdään loveukset yläreunaan. Lasketaan seuraavaksi palkiston kapasiteetti lovetuna, sekä siihen kapasiteettiin lisätään tulevien vahvistuksien tuoma kapasiteetti. Tästä saadaan mitoitusarvo, jonka rakenne pystyy lovetuna ottamaan vastaan. Saatua tulosta kuormakapasiteetista verrataan uusille tuleville kuormille. Uusien kuormien mitoitusarvon tulisi olla pienempi, kuin mitä palkki vahvistettuna pystyy ottamaan vastaan. Mikäli tämä yhtälö täyttyy, voidaan todeta rakenteen toimivuuden olevan kuormansiedon kannalta riittävä ja kyseisellä vahvistusratkaisulla voidaan edetä. Lisäksi on huomioitava, että lopullisen tilanteen kuormitukset eivät ylitä vahvistamattoman laippapalkin maksimi momenttikapasiteettia. Laskennassa tarkasteltiin myös pulttien kestävyyttä osana jäykistyskokonaisuutta.

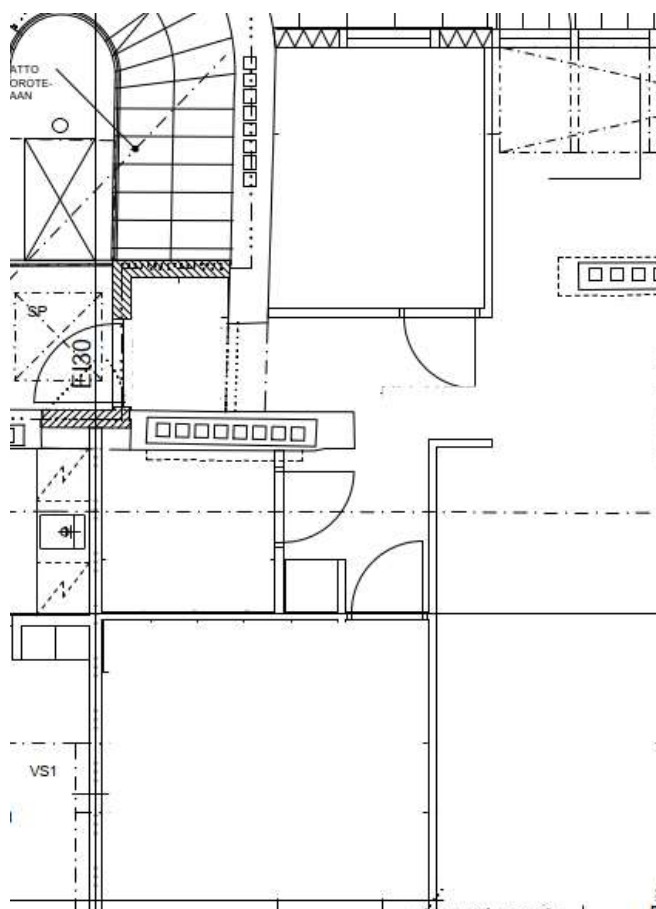
Lopputuloksena saatiin asiakkaalle tehtyä ratkaisu, joka mahdollisti asiakkaan toivoman tilamuutoksen. Korjauskohteissa tulee muistaa, että yksittäisessä suunnitteluratkaisussa tulee myös huomioida urakoitsijan toiveet ja miten se olisi heidän kannaltaan paras tapa toteuttaa. Näissä kuitenkin pitää muistaa, että rakenteelle asetetut vaatimukset tulevat täytetyksi. Esittelimme urakoitsijalle erilaisia korjausvaihtoehtoja läpi, jonka päätteeksi päädyimme yksimielisesti lattateräksellä vahvistamaan betonipalkkeja. Lattateräsvahvistukset ovat yleensä ollut meidän projekteissa harvinaisempi vahvistustapa, mutta tässä tapauksessa sekin vaihtoehto oli huomioitava. Lopputuloksen kannalta kyseinen suunnitteluratkaisu oli kustannustehokkain koko kokonaisuus huomioiden.

3.4 Case 2: Suorakaidepalkin vahvistaminen alalaattapalkistossa

3.4.1 Projektin ja suunnittelutehtävän esittely

Toisen case-esimerkin projektikohde on 1920-luvulla rakennettu asuinkerrostalo pääkaupunkiseudulla. Käsittelen kyseistä projektia anonymina, joten käytän tässä case-esimerkistä yleisnimeä projekti 2. Suunnittelukohteen välipohjarakenteena oli alalaattapalkisto, jossa kantavina palkkiprofileina toimivat leveät laippapalkit. Projektin kohde rakennettiin juuri sinä vuosikymmenenä, kuin alalaattapalkistorakenne alkoi yleistymään kantavan välipohjana.

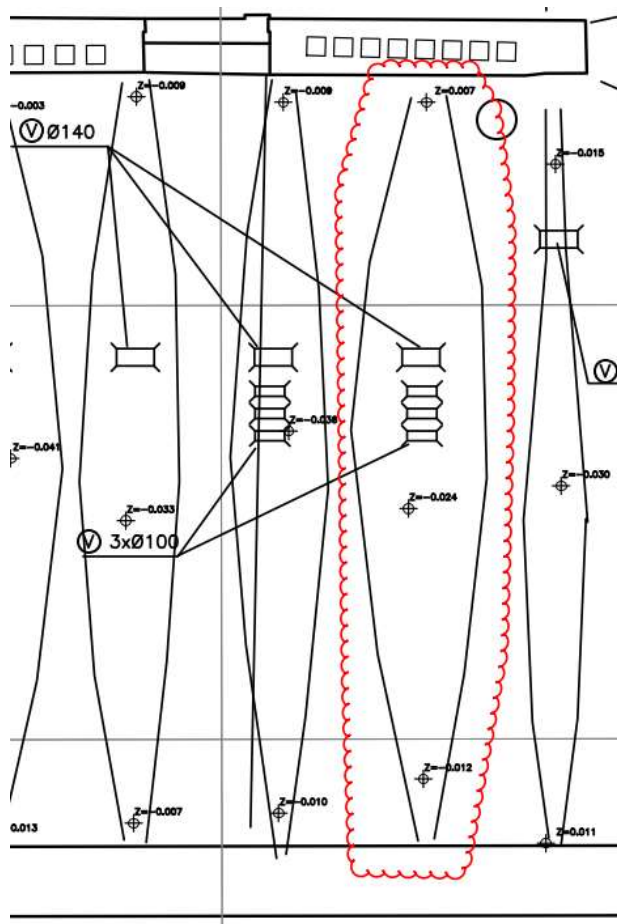
Projektissa asiakkaalla oli tavoitteena muuttaa kylmä ullakkotila lämpimäksi asuintilaksi. Täten taloyhtiö saisi uusia asuntoja myytäväksi omaan taloyhtiöönsä ja tehtyä toimintaansa kustannustehokkaammaksi, kun kertyvät kustannukset taloyhtiöstä jakautuvat suuremmalle osakasjoukolle. Uusia huoneistoja tuli uuteen ullakkokerrokseen seitsemän kappaletta, joiden koot vaihtelivat yksiöistä nelioihin. Arkkitehdin pohjapiirustus vahvistettavan laippapalkin kohdasta on esitetty kuvassa 26. Myöhemmin esittelen rakennepiirustuksissa laippapalkkien jakoa ja niiden mittatietoja. Rakennuksen ullakkolaajennus suoritettiin sääsuojan alla, eli koko kiinteistö oli huputettu työsuorituksen ajaksi. Tällöin pystyttiin edesauttamaan terveellisen rakennuksen rakentamista. Tämä myös tärkeää sen jälkeen, kun olevia vesikattorakenteita oli alettu purkamaan.



KUVA 26. ARK pohjapiirustus projektin 2 suunnittelutehtävän vahvistuksen sijainnista. (Dracon Oy 2023f)

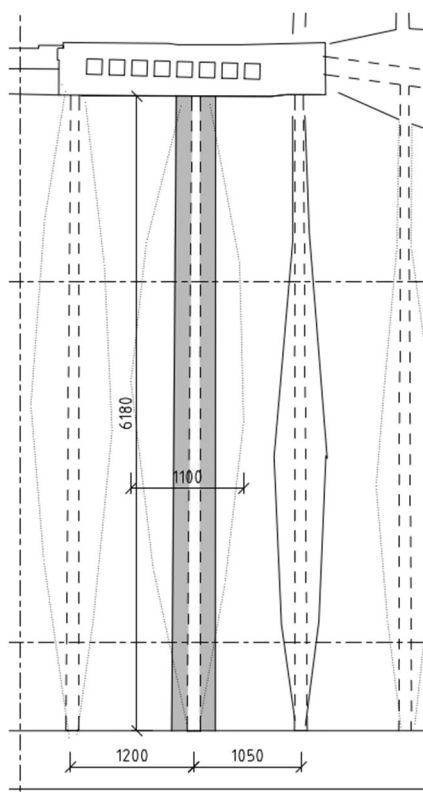
Jo olemassa olevat vesikattorakenteet purettiin ja tilalle lähdettiin rakentamaan uudet rakenteet jo olemassa olevasta permantotasosta ylöspäin. Permantotaso nimitystä käytetään yleisnimikkeenä vastaamaan yläpohjaa vanhoissa rakennuksissa. Myös yläpohjan eristeet ja muut täyterakenteet purettiin kokonaan pois. Lähtökohtana oli, että vanha alalaattapalkisto oli paljaana, jonka päälle lähdettiin rakentamaan uusia rakenteita, sekä vahvistamaan jo olemassa olevia laippapalkkeja. Uusien vesikattorakenteiden piti noudattaa samoja linjoja kattojiirien ja -korkeojen suhteen, kuin vanhan kattorakenteenkin. Tämä vaatimus oli tullut rakennusvalvonnasta luvan haun yhteydessä.

Projektissa 2 kohteessa oli leveät laippapalkit alalaattapalkistorakenteena. Tämän vuoksi jo olemassa olevia ylälaippoja jouduttiin osassa kohtaa poistamaan kokonaan ja tekemään vahvistuksia, jotta uudet kanavat pystyttiin kuljettamaan jo olemassa olevan laippapalkiston korkeudella. Myös välipohjien vahvistuksia piti tehdä paikallisesti ullakkokerroksien uusia pilareita varten, jotka kantoivat vesikattorakenteita. Vesikattorakenteista tuli paikallisia pistekuormia välipohjapalkkeille, jotka vaativat vahvistuksia. Uuden asuinkerroksen rakentamisen myötä asuntoihin jouduttiin vetämään uusia viemäriinjoja kylpyhuoneita, saunaa, keittiötä ja muita vastaavia tiloja varten. Uusia viemäreitä oli tarkoitus vetää pääsääntöisesti laippapalkiston väleistä. Monessa tapauksessa silti jouduttiin menemään laippapalkkien vastakkaiseen suuntaan, jolloin laippapalkkeihin jouduttiin myös tekemään reikiä. Reiät oli tarkoitus tehdä alalaattapalkistossa uuman korkeuteen. Uudet reiät on esitetty tulevaan laippapalkistorakenteeseen kuvassa 27. Alla olevaan kuvaan on korostettu punaisella vahvistettava laippapalkki, mihin uudet viemärireiät tulevat.



KUVA 27. LVI-suunnittelijan tekemä reikäpiirustus. (Dracon Oy 2023g)

Palkkien k-jako eli keskeltä keskelle jako vaihteli K900 ja K1200 väleillä pääsääntöisesti, mutta yleisesti ne olivat kohteessa noin K1000. Vahvistettavassa kohdassa laippapalkit olivat keskeltä keskelle 1050 mm ja toisella puolella 1200 mm. Havainnollistava RAK pohjapiirustus palopermannosta on esitetty kuvassa 28, josta ilmenee edellä mainitut asiat. Permannon tasosta on tehty uusi mittapiirustus, josta on lisätty vahvistettavasta kohdasta kuva 28 alle. Kuvasta ilmenee olevien palkkien keskeltä-keskelle jako, sekä laippapalkin ylälaipan leveys, joka oli tässä tapauksessa 1100 mm leveä. Vahvistettavan palkin jänneväli oli 6180 mm. Kuvassa 29 näkyy, että laippapalkit ovat paikoitellen niin leveitä, että ne melkein yhtyvät viereisen laippapalkin ylälaippaan. Leveää laippapalkisto-välipohjaa käsittelevän opinnäytetyössäni luvussa 2.5.4. Kyseisessä luvussa kuvissa 13 ja 14 on esitetty tarkemmin laippapalkiston rakenteita.



KUVA 28. RAK pohjapiirustus uudesta vahvistetusta tilanteesta. (Dracon Oy 2023h)



KUVA 29. Työmaalta otettu kuva jo olemassa olevista laippapalkkirakenteista. (Dracon Oy 2023i)

3.4.2 Suunnitteluratkaisu ja mitoitusesimerkki

Projekti kokonaisuudessaan sisälsi useita vahvistuskohtia, sekä palosuojauksia, mutta käsittelen tässä opinnäytetyössä vain yhden vahvistettavan laippapalkin vahvistusta laskelmien muodossa. Vahvistettavaa kohtaa pohjapiirustusten kautta käsittelin aiemmassa 3.4.1 luvussa tarkemmin. Kohteessa vahvistettiin paljon jo olemassa olevia laippapalkkeja, joita myös vahvistettiin erilaisilla tavoilla. LVI-suunnittelijalle annettiin kohteessa reititys ohje, miltä alueilta palkkeja voi lävistää uumasta. Nämä sijainnit ovat pääsääntöisesti palkin keskialueella, jossa palkin leikkausvoimat ovat pienimmillään. Myös laippapalkkien korkeussuunnan reiän teosta oli annettu ohjeet talotekniselle suunnittelijalle. Näistä tarkemmin liitteen 2 laskelmat osiassa.

Olemassa olevan laippapalkin vahvistusta lähdettiin tapaus kohtaisesti lähestymään aina eri lailla. Olemassa olevat laippapalkit olivat paikoitellen niin huonossa kunnossa, että niiden kuorman sietokykyä oli hankala arvioida ilman, että niillä olisi tehty kuormituskokeita. Niihin ei tässä projektissa haluttu mennä. Palkkien huono kunto tuli esille työmaalla pidetyssä katselmuksessa, joka pidettiin olevien rakenteiden purkutöiden jälkeen. Eräästä laippapalkista esitetty alla kuvassa 30, jossa laippapalkin tukialueen huono kunto näkyy paremmin. Vahvistettava laippapalkki oli tukialueelta hyvässä kunnossa, mutta siitä ei kuvaa tullut aikanaan otettua. Päädyttiin tämän laippapalkin osalta siihen tulokseen, että palkin tukialueen betonia ja raudoituksia hyödynnetään leikkausvoimien siirtämiseen. Myös pääteräksien ankkuroinnissa huomiointi vanhojen pääteräksien poikkipinta-ala. Uusien vahvistuspalkkien tehtävä oli ottaa vastaan jänteen keskialueelle tuleva taivutus vetoraudoituksen avulla.

Laippapalkin vahvistuslaskelmat on kokonaisuudessaan esitetty liitteen 2 laskelmissa vaihe vaiheelta.



KUVA 30. Olemassa olevat betonirakenteiset laippapalkit. (Dracon Oy 2023j)

Laippapalkkien tekemistä piti tehdä monessa paikkaa yhtä aikaa. Tämä johtuu siitä, että työvaiheet olivat moninaisia, jossa piti odottaa betonin kovettumista toisen puolen palkkikaistan suhteen, jotta pystyi etenemään seuraavaan vaiheeseen samassa palkissa. Seuraavaksi käyn läpi, miten palkkien vahvistuksen työtekniset vaiheet oli suunniteltu toteutettavaksi.

Laippapalkin ylälaippa sahattiin kokonaan pois, jotta olevia laippapalkkeja pääsi rei'ittämään. Työvaiheena edettiin niin, että ensin sahattiin ylälaippa pois toiselta puolelta palkkia. Tämän jälkeen muotitettiin toinen puoli palkista, johon tehtiin uudet reikävaraukset valmiiksi. Sidontaa varten tehtiin palkkiin injektoitavat teräkset, sekä porattiin vanhaan palkkiin läpipulttausta varten pulteille reiät, mihin pultit asennettiin. Seuraavana tehtävänä raudoitettiin muotitettu palkkikaista ja valettiin se betonilla täyteen. Betonin kovettua toinen puoli laippaa sahattiin pois, sekä tehtiin samat asiat, kun edellisen toisen puolen palkkivalun kanssa. Pultit kiristettiin vasta sen jälkeen tiukasti, kun molempien puolien betonivalut oli kovettuneet. Alla olevassa kuvassa 31 näkyy erään laippapalkin vahvistaminen, missä toisen puolen uusi betonipalkkivalu oli jo tehty ja toisen puolen palkin valun valmisteluja alettu tekemään.



KUVA 31. Osittain vahvistettu laippapalkki. (Dracon Oy 2023k)

Laippapalkin ollessa vahvistettu molemmiin puoliin voidaan edetä seuraavaan vaiheeseen. Siinä porattiin jo olemassa olevaan betonipalkkiin lävistävä reikä. Uusiin betonivahvistuspalkkeihin oli varaukset tehty jo muottiin uutta reikää varten. Jäljelle jää reikävarauksissa olleiden styroxien purkaminen ja niiden avulla uuden reiän poraaminen jo olemassa olevaan betoniseen laippapalkkiin.

3.4.3 Case yhteenveto

Asiakkaalla oli projektissa tavoitteena tehdä kyseiseen taloyhtiöön lisäkerros. Kyseinen lisäkerros oli sillä hetkellä kylmää ullakkotilaa, joka piti muuttaa lämpimäksi uudeksi asuintilaksi. Projektissa 2 jouduttiin vetämään uusille tiloille viemäreitä, joita varten olevaa laippapalkistorakenteista välipohjaa piti rei'ittää. Myös laippapalkiston ylälaippoja jouduttiin sahaamaan pois, jotta viemärit pystyttiin vetämään tilojen välillä oleviin hormeihin. Näiden vahvistusten avulla pystyttiin toteuttamaan arkkitehdin tavoittelemat uudet tilakokonaisuudet.

Projektissa tein laskentaohjelmalla laskelmat palkin vahvistuksiin liittyen liitteen 2 mukaisesti. Uudessa tilanteessa pitää laskennalliseen käyttöasteeseen jättää turvamarginaalia, ettei mitoiteta rakennetta täydelle kapasiteetille. Tämä siitä syystä, että jo olemassa olevien vanhojen rakenteiden kapasiteetilaskelmissa tulee käyttää erityistä varovaisuutta, kun niiden kokonaiskantavuutta arvioidaan. Laskelmien myötä pystyimme osoittamaan rakennusvalvontaan, että kyseiset tilamuutokset olisivat mahdollisia toteuttaa rakenteiden kannalta turvallisesti.

Ennen välipohjiin tehtäviä korjaustöitä oli tärkeää selvittää lähtötiedot, jonka pohjalta korjausta voitiin lähteä tekemään. Taustaksi projektia varten hankimme vanhasta rakennuksesta rakennepiirustukset, joiden pohjalta pääsimme käsiksi jo olemassa oleviin kantaviin laippapalkistoihin ja niiden sijainteihin. Yhdessä LVI-suunnittelijan ja arkkitehdin kanssa kävimme läpi mahdolliset reikäpaikat, mihin kohti palkkia uudet reiät voidaan tehdä. Tämä aiheutti myös muutamia rajaavia tekijöitä tilojen sijoitteluiden suhteen.

Uudet betonipalkit suunniteltiin ottamaan uudet tasokuormat vastaan, sekä kantamaan jo olemassa olevat palkit. Vanhat laippapalkit olivat paikoitellen niin huonokuntoiset, että niiden kantavuuteen ei luotettavasti pystytty tekemään paikallisia vahvistuksia. Vanhoista laippapalkeista sahattiin vanhat ylälaipat pois, jonka jälkeen olevan suorakaidepalkin molemmille puolille valettiin uudet betonipalkit, jotka ankkuroitiin myös jo olemassa olevaan betonipalkkiin. Näin saatiin uudesta rakenteesta yhdessä toimiva kokonaisuus.

Lopputuloksena saimme tehtyä asiakkaalle suunnitelmaratkaisun, joka mahdollisti asiakkaan toivoman tilamuutoksen tekemisen turvallisesti. Kylmästä ullakkotilasta saatiin rakennettua lämpimiä uusia asuintiloja uusille osakkaille. Korjauskohteissa tulee muistaa, että yksittäisessä suunnitteluratkaisussa täytyy myös huomioida urakoitsijan toiveet ja miten vahvistukset olisivat heidän kannaltaan paras tapa toteuttaa. Näissä kuitenkin pitää muistaa, että rakenteelle asetetut vaatimukset tulevat täytetyksi. Esittelimme urakoitsijalle erilaisia korjausvaihtoehtoja. Lopulta päädyimme yksimielisesti vahvistamaan uusilla betonipalkeilla jo olemassa olevia laippapalkkeja. Lopputuloksen kannalta kyseinen suunnitteluratkaisu oli kustannustehokkain koko kokonaisuus huomioiden.

4 POHDINTA JA YHTEENVETO

Vuosien 1860–1960 aikana rakennetuissa asuinkerrostalokohteissa kantavina välipohjina on käytetty pääsääntöisesti palkistomaisia ratkaisuja, sekä myöhemmin keksittyä massiivilaattaa. Palkistorakenteet ovat jakautuneet käytetyn materiaalin mukaan puu-, teräs- ja betonipalkistoihin. Näistä betonipalkistot ovat rakenteellisesti hyvin erilaisia kuin puu- ja teräsrakenteiset välipohjat. Betonirakenteisena alalaattapalkistorakenne oli suosituin eri variaatioilla. Kaikilla eri rakenneratkaisuilla on ollut omat vuosikymmenensä, milloin niitä on yleisimmin käytetty. Korjausrakennettavan asuinkerrostalon valmistusvuoden mukaan pystyy yleensä pääpiirteissään arvioimaan, millaista kantavaa välipohjarakennetta silloin on todennäköisesti käytetty. Saman ikäisissä rakennuksissa on yleensä käytetty aina samanlaisia rakenteita, materiaaleja ja välipohjan täyteratkaisuja.

Ennen vuotta 1905 rakennetuissa rakennuksissa on yleensä käytetty kantavana rakenteena puupalkkeja. Tämä johtunee siitä, kun kivi- ja tiilitalot ovat olleet yleisimpiä runkorakenteita, joiden kanssa puupalkistot ovat olleet hyvä rakenneratkaisu kokonaisuuden kannalta. Vanhoissa asuinkerrostaloissa, joissa on ollut puupalkistovälipohjat ei ole ollut välikerroksissa juurikaan märkätiloja. Puupalkistorakenteisissa välipohjissa on korjauskohteissa otettava tämä huomioon. Tällöin tulee kriittisesti suhtautua mahdollisten märkätilojen lisäämiseen. Yleisimmin suurin ongelma näistä tulee kuormituk-sien suhteen, koska märkätilat ovat rakenteellisesti yleensä painavampia kuin kuivien tilojen rakenteet. Tämän takia joudutaan yleisesti vahvistamaan jo olemassa olevia rakenteita, sekä huomioidaan välipohjan rakennusfysikaalinen toimivuus.

Puupalkistorakenteiden heikkona puolena oli aina ollut paloturvallisuusasiat, jonka takia teräsrakenteet yleistyivät palkkirakenteina kantavien välipohjien ratkaisuisissa. Yleisemmin teräs tuli käyttöön 1900-luvun alun jälkeen teräspalkkirakenteina. Teräspalkkeja ei kuitenkaan käytetty kovin pitkää aikaa välipohjissa, vaan ne tulivat käyttöön vuonna 1905 ja ne olivat käytössä noin 15 vuoden ajan. Teräsrakenteiden detaljiasiat olivat hyvin samankaltaisia kuten puupalkistorakenteissa täyttökerrosten ja liittymisien osalta muihin pystysuunnan kantaviin rakenteisiin. Myöhemmin onnettomuuksien seurauksena huomattiin, että palotilanteissa teräspalkin alalaippa oli suhteellisen heikko. Tämän seurauksena teräsrakenteita alettiin myös suojaamaan palkin alapuolelta betonilla tai rappauksella. Teräspalkkien käytön loppuvuosien aikana betonitekniikka alkoi tekemään tuloa rakennusalalle. Silloin alkoi tulla paljon erilaisia patentoituja välipohjaratkaisuja, joita käytettiin vain suhteellisen lyhyen aikaa.

1920-luvun alusta alkaen betonirakenteita alettiin käyttää yleisimmin välipohjarakenteissa. Yleisemmin rakennettiin alalaattapalkistorakenteita, jota käytettiin käytännössä pelkästään reilun kolmenkymmenen vuoden ajan. Rakenteen etuna oli, että siinä betonin lisänä käytettiin terästä, jolloin betonirakenne tuli vahvemmaksi. Täten betonia kului määrällisesti erittäin vähän ja se oli kustannustehokas ratkaisu välipohjiin verrattuna betonirakenteisiin, joissa ei käytetty terästä. Optimoidut rakenteet olivat sotien, sotakorvauksien maksamisen ja työn halpuuden vuoksi järkeviä käyttää, vaikka ne olivat aika työläitä rakentaa. Siihen aikaan materiaalien hinta oli erittäin korkea ja niiden saatavuus

oli niukkaa. Kun kyseiset ajat helpottivat vuoden 1952 aikaan, alkoi alalaattapalkistojen käyttö vähentyä suuresti.

Alalaattapalkistorakenteen korvasi noin vuonna 1952 massiivibetonirakenteiset välipohjat. Rakenteen käyttöön siirryttiin siitä syystä, että materiaalia oli taas helposti saatavilla ja niiden hinnat laskivat reilusti sotien ja sotakorvauksien maksujen päättymisen jälkeen. Vaikka betonia kului massiivibetonirakenteissa alalaattapalkistorakenteita enemmän, niin niiden käyttö tuli kokonaisuudessaan kannattavammaksi käyttää. Rakennetta käytetään nykypäivänäkin rakenteissa, joten se oli merkittävä uudistus rakentamisessa siihen aikaan. Massiivilaattarakennetta käytettiin yleisemmin 1960-luvulle asti, jolloin elementtirakentaminen alkoi yleistyä myös välipohjissa. Elementtirakenteita en tässä opinnäytetyössä käsitellyt, vaikka niitä hieman kerrettiin käyttäkin tämän opinnäytetyön aikaikkunan aikana välipohjissa. Tämä siitä syystä, että elementtirakentaminen on uudempaa rakentamisen aikakautta, eikä niinkään vanhempaa rakennustapaa, mitä tässä työssä oli tarkoitus käsitellä.

Välipohjien korjaamisen periaate on, että jo olemassa olevaa rakennusta tulee lähestyä valmistumisvuotensa mukaisena kokonaisuutena. Kun välipohjarakenteita korjataan, niin joudutaan huomiomaan paljon tätä opinnäytetyötä laajemmin kokonaisuutta. Huomioitavia asioita rakenteen korjaamisessa ovat sen kokonaistoiminta, äänitekkinen toiminta, palotekniset seikat, sekä rakennusfysiikkaalinen toiminta. Työn case-esimerkeissä on pääsääntöisesti huomioitu vain rakenteellinen toiminta, joita käsitelin laskelmien muodossa. Vanhojen välipohjien kantavuutta arvioitaessa on aina käytettävä erityistä varovaisuutta. Varsinkin betonimassan suhteutuksissa ja työtekniikoissa saattoi olla suuria vaihteluja, jonka takia esimerkiksi betonin ominaisuuksissa saattoi olla suuria heittoja.

Opinnäytetyön tarkoituksena oli perehtyä vanhoihin kantaviin välipohjarakenteisiin. Kävin läpi yleisesti vanhojen kerrostalojen välipohjaratkaisuja 1880–1960-lukujen ajalta. Case-esimerkeissä kävin läpi muutaman erilaisen tapauskohtaisen syvemmän tutkimuksen. Esimerkeissä tarkastelin betonisten alalaattapalkistojen korjaamista ja vahvistamista vanhoissa eri projekteissa, joita olimme suunnitelleet viimeisten vuosien aikana. Näistä tehtiin myös vahvistuslaskelmat, jotta opinnäytetyöstä tuli laajempi kokonaisuus.

Työn lopputuloksena syntyi tuleville työntekijöillemme ja nykyisille työntekijöille yhteneväinen ohje, jonka pohjalta näitä kyseisiä välipohjarakenteita voidaan suunnitelmien tasolla jatkossa korjata ja vahvistaa. Näin saavutamme yrityksessämme tehokkuushyötyjä vastaavan tyyppisissä projekteissa, sekä yhtenäistämme toimintatapoja näiden suunnitteluratkaisujen suhteen yrityksemme sisällä. Yleisesti voidaan todeta, että valitut ratkaisut on todettu työnaikana yhdessä työmaiden kanssa toimiviksi ja helposti toteutettavaksi. Korjausratkaisut voivat vaihdella projekteittain. Usein neuvotellaan urakoitsijan kanssa toteutusvaihtoehdoista, mitkä eroavat esimerkiksi kaluston ja kokemusten pohjalta. Projektikohtaisesti voi rakenneavausten jälkeen tulla myös vastaan asioita ja seikkoja, joiden vuoksi ei tiettyä toivottua tai järkeväksi todettua suunnitteluratkaisua voida käyttää. Opinnäytetyön aihetta voisi mahdollisesti seuraavassa tutkielmassa lähteä laajentamaan, jossa tarkemmin perehdyttäisiin puu- ja teräsrakenteisiin välipohjarakenteisiin.

LÄHDELUETTELO

- Dracon Oy 2023a. Dracon Oy:n projekti 1 tietokanta. Pohjapiirustus ARK. Viitattu 10.02.2024.
- Dracon Oy 2023b. Dracon Oy:n projekti 1 tietokanta. Pohjapiirustus RAK. Viitattu 10.02.2024.
- Dracon Oy 2023c. Dracon Oy:n projekti 1 tietokanta. Rakennetyyppi. Viitattu 11.02.2024.
- Dracon Oy 2023d. Dracon Oy:n projekti 1 tietokanta. Vanhan rakennepiirustuksen merkintä. Viitattu 17.02.2024.
- Dracon Oy 2023e. Dracon Oy:n projekti 1 tietokanta. Vahvistettu laippapalkki. Viitattu 17.02.2024
- Dracon Oy 2023f. Dracon Oy:n projekti 2 tietokanta. ARK pohjapiirustus. Viitattu 02.03.2024
- Dracon Oy 2023g. Dracon Oy:n projekti 2 tietokanta. LVI-reikäpiirustus. Viitattu 02.03.2024
- Dracon Oy 2023h. Dracon Oy:n projekti 2 tietokanta. RAK pohjapiirustus. Viitattu 03.03.2024
- Dracon Oy 2023i. Dracon Oy:n projekti 2 tietokanta. Työmaalta otettu kuva laippapalkkirakenteesta. Viitattu 03.03.2024
- Dracon Oy 2023j. Dracon Oy:n projekti 2 tietokanta. Olevat betonirakenteiset laippapalkit. Viitattu 09.03.2024
- Dracon Oy 2023k. Dracon Oy:n projekti 2 tietokanta. Osittain vahvistettu laippapalkkirakenne. Viitattu 09.03.2024
- EN1991-1-1: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat 2002. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto. <http://www.eurocodes.fi/1991/1991-1-1/Contents1991-1-1.htm>. Viitattu 2.1.2024.
- Hilti Oy. Verkkoaineisto. Kemiallisen ankkurin tekniset tiedot. https://www.hilti.fi/medias/sys_master/documents/h33/h0f/9967635169310/Technical-information-ASSET-DOC-19596066.pdf. Viitattu liite 1, projekti 1 osiossa 20.02.2024.
- Kaupunkiatlas. Karttapaikka: Helsinki. Verkkopalvelu. <https://kaupunkiatlas.fi/> . Viitattu 14.12.2023.
- Mäkiö, Erkki; Malinen, Maarit; Neuvonen, Petri; Sinkkilä, Jyrki; Tuunanen, Anna-Maija; Saranpää, Jukka; Rakennustietosäätiö: Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 2016, toinen painos. Kerrostalot 1940-1960. Helsinki: Rakennustietosäätiö.

Neuvonen, Petri; Mäkiö, Erkki & Malinen, Maarit. 2002. Kerrostalot 1880-1940. Helsinki: Rakennustieto Oy.

Neuvonen, Petri; Rakennustietosäätiö; Rakennustekniikan keskussäätiö; Museovirasto. 2006. Kerrostalot 1880-2000: arkkitehtuuri, rakennustekniikka, korjaaminen. Helsinki: Rakennustieto Oy.

Puinfo Oy 2020. Eurokoodi 5 Lyhennetty suunnitteluohje, 5. PAINOS (2020 PÄIVITYS). Pdf-tiedosto. Julkaistu 22.7.2020. <https://puinfo.fi/wp-content/uploads/2020/07/Eurokoodi-5-Lyhennetty-suunnitteluohje-5.-PAINOS-2020-P%C3%84IVITYS-22.7.-web.pdf>. Viitattu 28.12.2023.

Puinfo Oy 2020. Puun lujuustekniset ominaisuudet. Verkojulkaisu. Päivitetty 25.6.2020 <https://puinfo.fi/puutieto/puun-ominaisuuksia/lujuusteknisia-ominaisuuksia/>. Viitattu 28.12.2023.

RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV runkorakenteet 1988. Hanko: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

Suomen Betoniyhdistys ry 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 1 2013 by 211. Tampere: Tammerprint.

Suomen Betoniyhdistys ry 2015. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 1 2015 by 211. Tampere: Tammerprint.

Suomen Betoniyhdistys ry 2015. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 2 2015 by 211. Tampere: Tammerprint.

Suomen Rakennusmestariiliitto (1952). Rakentajain kalenteri 1953, Rakentajain kustannus, Helsinki.

Valtioneuvosto 2003. Rakennusten paloturvallisuus & Paloturvallisuus korjausrakentamisessa. Verkojulkaisu. https://julkaisut.valtioneuvosto.fi/bitstream/handle/10138/40357/YO_39_2003.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Viitattu 4.1.2024.

Ympäristöopas 39. 2003. Rakennusten paloturvallisuus & Paloturvallisuus korjausrakentamisessa. Uusittu paino. Helsinki: Ympäristöministeriö.

LIITTEET

LIITE 1: PROJEKTI 1 LAIPPAPALKIN VAHVISTUSLASKELMAT

1. Laskelman taustatiedot

Projektin taustat ja kohteen esittelyn tein aiemmin opinnäytetyössä luvussa 3.3.1. Käytetyistä suunnitteluratkaisusta ja siihen liittyvistä valinnoista esitin perusteluita tarkemmin luvussa 3.3.2.

Taulukoissa 1.1 on esitetty teräsbetonirakenteen materiaaliominaisuudet. Projekti 1 reunatekstissä oli maininta käytetystä betonilaadusta, joka oli K20 lujuusluokan betonia. Tämä ilmenee myös opinnäytetyön luvun 3.3.2 kuvassa 24. Käytettyä terästä oli kahta eri laatua, josta laskelmissa käytetään varmuuden vuoksi lujuusominaisuuksiltaan heikompaa terästä. Fe37 terästä on käytetty kohteen betonirakenteista, joka myös ilmenee opinnäytetyön luvussa 3.3.2 kuvassa 24. Seuraamusluokka kohteessa oli CC2, joten k_{fi} kerroin on silloin 1,0.

Vanhoissa rakennepiirustuksissa löytyi maininta kahdesta rauditusmateriaalista, joita olivat Fe37 ja V40. Taulukosta 9 löytyy Fe37 lujuusominaisuus, jonka sallittu jännitys oli 140 N/mm². V40 teräksen myötöraja on 400 N/mm². Suuri eroavaisuus kestävyyksissä johtuu siitä, että V40 teräs oli ensimmäisiä harjateräksiä, kun taas Fe37 oli sileä betoniteräs. Esitettävissä laskelmissa käytetään näistä kahdesta heikompaa materiaaliominaisuuksia omaavaa terästä eli Fe37.

TAULUKKO 1.1. Betonin materiaaliominaisuudet ja kertoimet. (SFS EN-1992-1-1, s. 30; Suomen Betoniyhdistys ry, 2013, 95.)

Betonin materiaaliominaisuudet ja -kertoimet			
Betonilaatu	K20		Betonin tarkasteltava lujuusluokka
f_{ck}	20	MPa	Lieriölujuuden ominaisarvo
Y_c	1.5		Betonin varmuuskerroin
$F_{cd} = 0.85 * f_{ck} / Y_c$	11.33	MPa	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$F_{ctk} = 0.7 * F_{ctm}$	1.55	MPa	Vetolujuuden ominaisarvo
$F_{ctm} = 0.3 * F_{ck}^{(2/3)}$	2.21	MPa	Keskimääräinen vetolujuus
$f_{cm} = F_{ck} + 8$	28	MPa	keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä
E_{cm}	29.96	GPa	Sekanttimoduuli
f_{ctd}	1.03	MPa	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$\lambda =$	0.8		Hoikkuusluku
$\eta_2 =$	1.00		Tehollisen lujuuden kerroin

TAULUKKO 1.2. Teräksen materiaaliominaisuudet. (Taulukko 9. luvussa 2.5.1)

FE37-Teräksen materiaaliominaisuudet ja -kertoimet			
F_{yd}	140	MPa	Sileän teräksen sallittu jännitys

2. Kuormien laskenta

TAULUKKO 1.3. Laippapalkistolle kertyvät omat painot ja laskettava hyötykuorma. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Hyötykuorma q_k	2,0	kN/m ²
Rakenteen omat painot:		
Betoninen pintalaatta hl60mm	1,44	kN/m ²
Betonisen laippapalkiston palkkikaistojen omapaino	0,97	kN/m ²
Betonisen laippapalkiston alalaatan omapaino hl60mm	1,32	kN/m ²
Siporex mursketäyttö + eristelevyt	0,23	kN/m ²
Filmivaneri 21mm	0,15	kN/m ²
Yhteensä omat painot g_k	4,11	kN/m ²
Yhteensä omat painot ja hyötykuorma $q_{k+} g_k$ (KRT) P_k	6,11	kN/m ²

Lattiarakenteen omapaino sisältäen kantavien rakenteen painon, pintarakenteiden painon, sekä täyttöaineiden omapainon on yhteensä 4,11 kN/m². Vanhoille betonirakenteille on käytetty laskelmissani tilavuuspainoa 2200 kg/m³ (Neuvonen ym. 2002, 147) ja uusille betonirakenteille 2400 kg/m³. Hyötykuormana kyseiselle välipohjalle on laskettu $q_k = 2,0$ kN/m².

Käyttörajan kuorma (KRT) on yhteensä 6,11 kN/m². Murtorajan kuorma (MRT), joka lasketaan luvun 3.2 kaavan 1 mukaan.

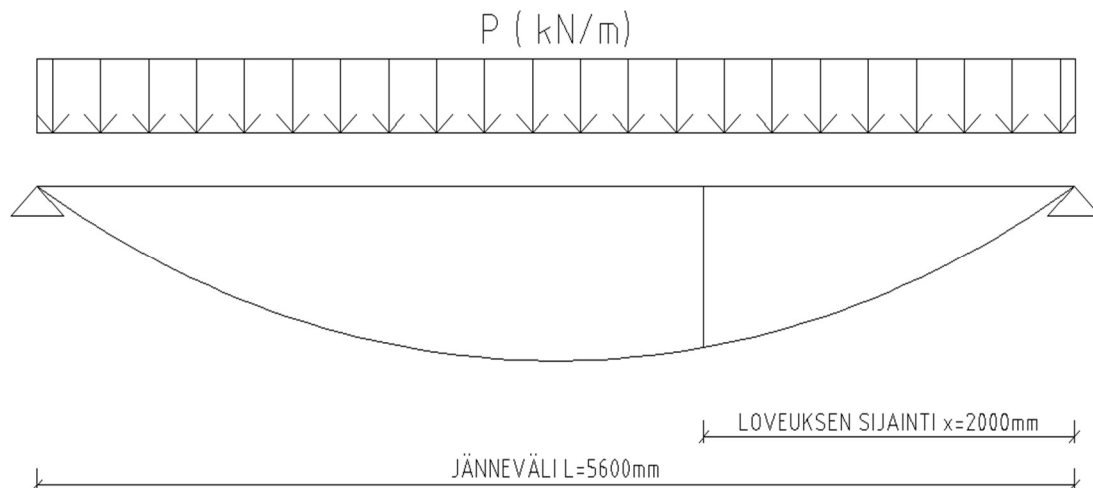
$$P_d = 1,15 \times 4,11 \text{ kN/m}^2 + 1,15 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 7,73 \text{ kN/m}^2.$$

Laippapalkkien keskeltä keskelle jako oli 900 mm. IPE-300 teräspalkki oli puolessa välissä toisella puolella vahvistettavaa laippapalkkia. Täten vahvistettavalle laippapalkille kohdistuva kuorma-alue on $(0,9 \text{ m} + (0,9 \text{ m}/2)) / 2 = 0,68 \text{ m}$.

Tällöin uudet kuormat per metri on käyttörajan kuormassa $0,68 \text{ m} \times 6,11 \text{ kN/m}^2 = 4,16 \text{ kN/m}$ ja murtorajan kuormassa $0,68 \text{ m} \times 7,73 \text{ kN/m}^2 = 5,26 \text{ kN/m}$.

Laippapalkistojen pituus eli jänneväli oli 5,6 m. Palkistojen yläreunaan tehtävän loveuksen sijainti tuelta oli keskelle loveusta 2,0 m. Rakenteesta tehty rakennemalli ja momenttikuvio alla olevaan kuvaan 1.1.

3. Voimasuureiden laskenta



KUVA 1.1 Rakennemalli ja momenttikuvio laippapalkistosta. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Lasketaan maksimi momentti M_{\max} palkin keskellä luvun 3.2 kaavan 2 mukaan. $M_{\max} = (5,26 \text{ kN/m} \times 5,6\text{m}^2) / 8 = 20,62 \text{ kNm}$.

Loveuksen kohdan momentti saadaan selville luvun 3.2 kaavan 3 mukaan.

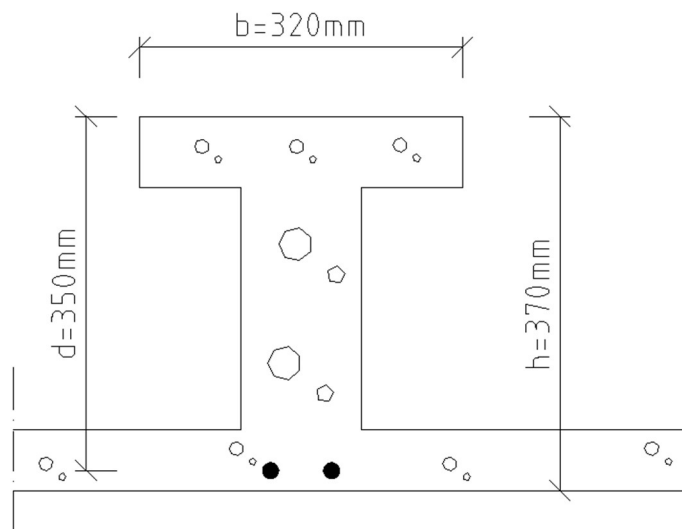
$$M_x = 5,26 \text{ kN/m} \times 2,0 \text{ m} / 2 \times (5,6 \text{ m} - 2,0 \text{ m}) = 18,94 \text{ kNm}.$$

Laippapalkin leikkausvoima V lasketaan luvun 3.2 kaavan 4 mukaan.

$$V = 5,26 \text{ kN/m} \times 5,6 \text{ m} / 2 = 14,73 \text{ kN}.$$

Laippapalkin leikkausvoima V_x loveuksen kohdalla lasketaan luvun 3.2 kaavan 5 mukaan.

$$V_x = 5,26 \text{ kN/m} \times (5,6 \text{ m} / 2 - 2 \text{ m}) = 4,21 \text{ kN}.$$



KUVA 1.2. Laippapalkin momenttikapasiteetin mitoittamiseen tarvittavat mitat. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

TAULUKKO 1.4 Laippapalkin taivutuskestävyyden laskentakaavat. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

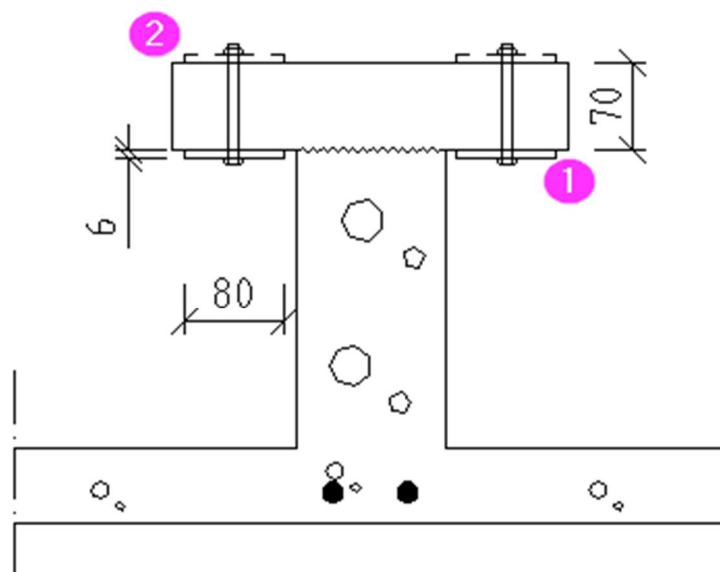
Laippapalkin taivutuskestävyys				
Laskettava aihe	Laskentakaava	symboli		yksikkö
Tehollinen korkeus		d	350	mm
Mekaaninen raudoitussuhde	$(A_s \cdot f_{yd}) / (b \cdot d \cdot \eta_2 \cdot f_{cd})$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 6 mukaan).	ω	0.06	
Puristuspuunnan suhteellinen korkeus	ω , (lasketaan 3.2 luvun kaavan 7 mukaan).	β	0.06	
Suhteellinen momentti	$\beta \cdot (1 - \beta/2)$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 8 mukaan).	μ	0.06	
Sisäinen momenttivarsi	$d (1 - \omega/2)$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 9 mukaan).	z	339.3	mm
Vähimmäisraudoitus	$(0,26 f_{ctm} d b) / f_{yk} > 0,0013 b \cdot d$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 10 mukaan).	$A_{s,min}$	459.8	mm ²
Taivutuskestävyys	$\mu b d^2 \eta_2 f_{cd}$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 11 mukaan).	M_{rd}	26.2	kNm

Laippapalkin taivutuskestävyys aloitetaan laskemalla ensin palkin tehollinen korkeus "d". Tehollinen korkeus lasketaan palkin yläpinnasta pääteräksien painopisteeseen. Taivutuskestävyyttä varten lasketaan myös yllä olevan taulukon 1.4 mukaan mekaaninen raudoitussuhde " ω ", puristuspuunnan suhteellinen korkeus " β ", suhteellinen momentti " μ " ja sisäinen momenttivarsi "z". Mekaanisen raudoitussuhteen A_s tulee luvun 3.3.1. mukaan, jossa pääteräksien pinta-ala oli 552 mm². Laskin palkille myös vähimmäisraudoituksen, jotta tarkistetaan palkin teräsmäärän riittävyys minimiraudoitukseen nähden. Laippapalkin momenttikapasiteetiksi saadaan täten 26,2 kNm. Tätä taivutuskestävyyden arvoa ei saa uudet tulevat kuormat ylittää. Laskin aiemmin luvun 3.2 kaavan 2 mukaan laippapalkiston momenttikapasiteetin, mikä tulee uusista kuormista lopullisessa tilanteessa. Uusien rakenteiden aiheuttama maksimi taivutusmomentti oli 20,62 kNm. Tämä uusien rakenteiden tuoman kuormituksen maksimimomentti alittaa laippapalkiston momenttikapasiteetin mitoitusarvon. Käyttöasteeksi tulee noin 79 %, jossa voidaan todeta olevan riittävä varmuuskerroin. Mitoitus tämän puolesta on kunnossa ja voidaan siirtyä laskennassa seuraavaan vaiheeseen.

Käydään seuraavaksi läpi, millä periaatteella tätä laippapalkiston lisäjäykistyksestä lähdetään ensin testaamaan, onko se riittävä vai ei. Mikäli laskelmat osoittavat, että riittävä kapasiteetti saadaan, voidaan kyseisellä jäykistystavalla jatkaa eteenpäin.

Alla olevaan kuvaan olen hahmotellut ja numeroinut vahvistukseen liittyvät tiedot. Numero 1 on yhtenäinen lattateräs, mikä menee ylälaippaan tehtävän loveuksen ohi, joka sitoo katkenneet ylälaipparakenteet toisiinsa. Tämä sama periaate tehdään uuman molemmille puolille lovettuun laippaan. Numero kaksi on vastinkappaleet numero yksi lattateräksille, jotka pultataan ylälaippojen läpi toisiinsa erikseen myöhemmin käsiteltävän laskennan mukaisesti. Lattaterästen tarkoitus on laajentaa pultin aiheuttama paikallinen puristus betonirakenteelle laajemmalle alueelle. Yläreunan lattateräkset katkeavat palkille tehtävän loveuksen kohdalla.

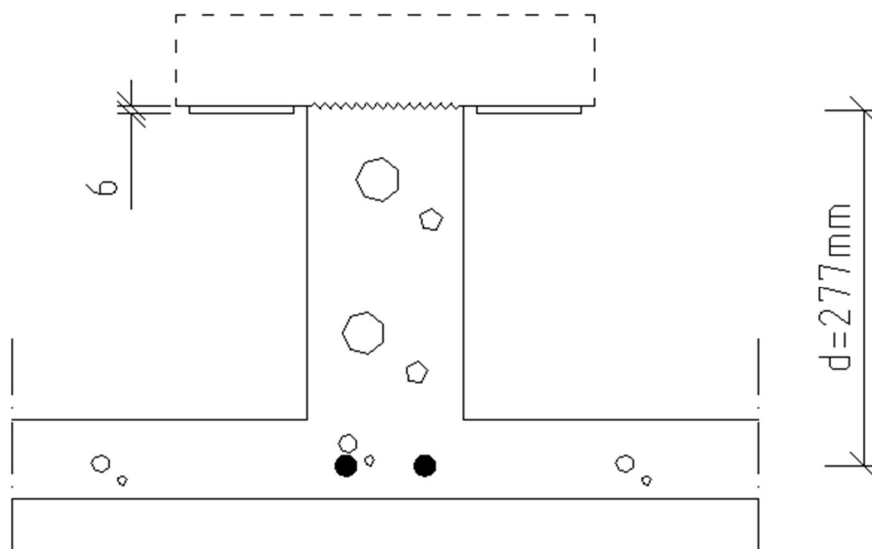
4. Vahvistusratkaisujen laskelmat



KUVA 1.3. Laippapalkiston vahvistamisen periaatteellinen rakenneleikkaus. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Rakenteeseen tehtiin kaivolle 70 mm korkea loveus viemäriputkea varten. Tämä tarkoittaa sitä, että ylälaippa katkeaa putken kohdalla kokonaisuudessaan.

Seuraavaksi lasketaan samoilla kaavoilla laippapalkiston lovetun osan momenttikapasiteetti, kun las-kin taulukossa 1.4. Muuten mitoituksen lähtötiedot pysyvät entisellään, mutta rakenteen tehollinen korkeus "d" muuttuu vain arvoissa. Uusi tehollinen korkeus saadaan seuraavasti: 350 mm lähtötilan-teen tehollinen korkeus – 70 mm ylälaipan korkeus – 3 mm lattateräsvahvistuksen korkeudesta puo-let, joka on teräksen neutraaliakseli = 277 mm. Lovetun rakenteen d-mitta on hahmoteltu alla ole-vaan kuvaan 1.4 ja uusi lovetun palkin momenttikapasiteettilaskelma on esitetty taulukossa 1.5.



KUVA 1.4. Lovetun laippapalkiston kapasiteetti. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

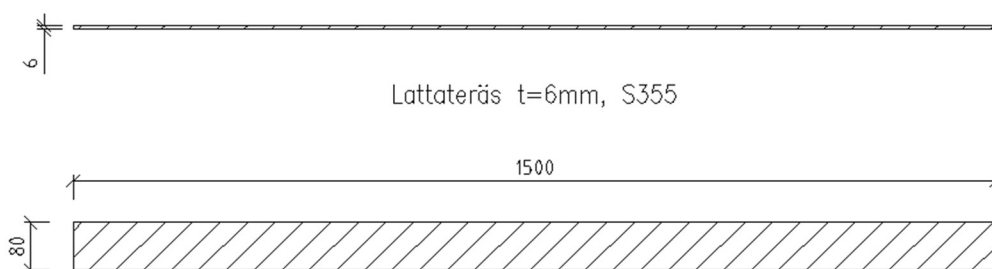
TAULUKKO 1.5 Lovetun laippapalkin taivutuskestävyyden laskentakaavat, jossa huomioitu ylälaippojen vahvistus. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Laippapalkin taivutuskestävyys				
Laskettava aihe	Laskentakaava	symboli		yksikkö
Tehollinen korkeus		d	277	mm
Mekaaninen raudoitussuhde	$(A_s \cdot f_{yd}) / (b \cdot d \cdot \eta_2 \cdot f_{cd})$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 6 mukaan).	ω	0.08	
Puristuspuunnan suhteellinen korkeus	ω , (lasketaan 3.2 luvun kaavan 7 mukaan).	β	0.08	
Suhteellinen momentti	$\beta \cdot (1 - \beta/2)$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 8 mukaan).	μ	0.07	
Sisäinen momenttivarsi	$d \cdot (1 - \omega/2)$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 9 mukaan).	z	266.3	mm
Vähimmäisraudoitus	$(0,26 f_{ctm} d b) / f_{yk} > 0,0013 b \cdot d$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 10 mukaan).	$A_{s,min}$	363.9	mm ²
Taivutuskestävyys	$\mu b d^2 \eta_2 f_{cd}$, (lasketaan 3.2 luvun kaavan 11 mukaan).	M_{rd}	20.6	kNm

Laippapalkin lovetun kohdan momenttikapasiteetiksi saadaan täten 20,6 kNm. Tässä lähtökohtana on, että ylälaippoihin on lisätty vahvistusta varten suunnitellut lattateräkset. Tätä taivutuskestävyyden arvoa ei saa uudet tulevat kuormat ylittää loveuksen kohdalla laskettaessa. Laskimme alussa laippapalkiston maksimi momenttikapasiteetin loveuksen kohdalla, joka laskettiin luvun 3.2 kaavan 3 mukaan. Siellä lovetun kohdalle kohdistuvien uusien rasitusten momentiksi saatiin 18.94 kNm. Uuden laskelman mukaan saimme loveuksen kohdalle momenttikapasiteetiksi 20.6 kNm. Uudet kuormat eivät ylitä lovetun kohdan momenttikapasiteettia.

Seuraavaksi lasketaan palkin ylälaippoihin tulevien lattateräksien kestävyyttä. Lähdetään lähestymään lisäjäykistystä ensin 6 mm paksulla ja 80 mm leveällä lattateräksellä, joka lisätään uuman molemmin puolin. Lattateräkset kiinnitetään toisiinsa pulttiliitoksella, josta esitetään laskelmat myöhemmin liitteessä.

Käytettävä teräslaatu S355, jonka myötölujuuden ominaisarvo on 355 MPa. Muunnetaan yksiköt samaksi, mitä laskelmissa käytetään muutenkin. Tällöin yksi MPa vastaa muunnettuna yhtä N/mm². Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd} on $= 355 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 274 \text{ N/mm}^2$.



KUVA 1.5. Ylälaippoihin tulevan lattateräksen mittatiedot. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

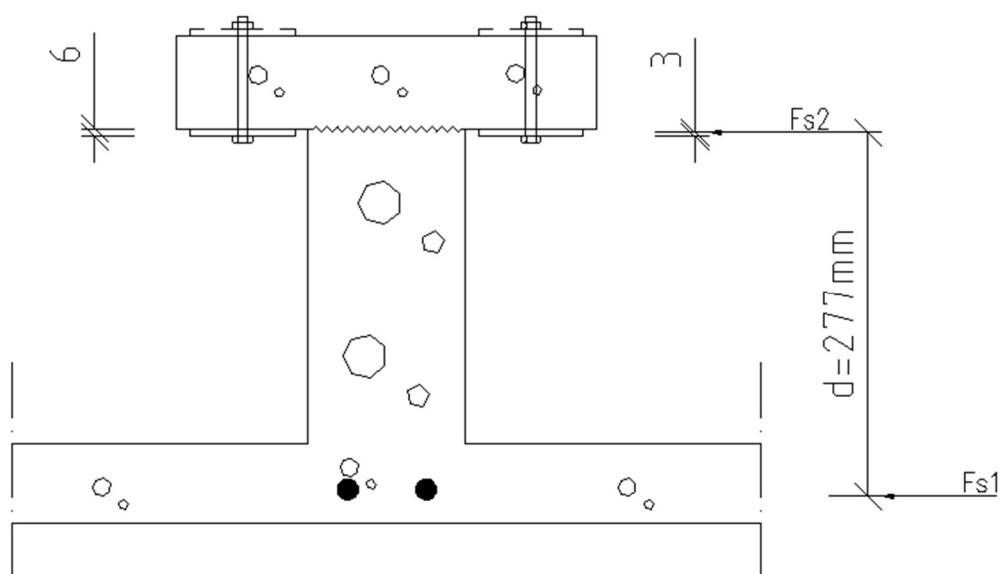
Alapinnan raudoitusmäärä oli 552mm^2 ja Fe37 raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo oli 140N/mm^2 . Täten lasketaan luvun 3.2 kaavan 13 mukaan pääteräksessä vaikuttava voima.

Vetoteräksen kapasiteetti $F_{s1} = A_{s1} \cdot F_{yd1} = 552\text{mm}^2 \times 140\text{N/mm}^2 = 77,3\text{kN}$. Tulos on muutettu kilonewtoneiksi (kN), jota käytetään laskelmissa muuten yksikkönä. Lasketaan luvun 3.2 kaavan 14 mukaan:

$$M_{us} = F_{s1} \cdot z = 77,3 \text{ kN} \times 0,266 \text{ m} = 20,56 \text{ kNm.}$$

Uuden välipohjarakenteen ja tulevien hyötykuormien taivutusmomentti loveuksen kohdalla oli $18,94 \text{ kNm}$, joten rakenne täyttää sille vaaditun lujuuden.

Lasketaan seuraavaksi lattateräksen kestävyys puristuspuolella laippapalkkien yläreunassa. Kahden lattateräksien poikkipinta-ala lasketaan seuraavasti: $80 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \times 2 \text{ kpl} = 960 \text{ mm}^2$. Teräslautana käytettiin S355, jonka myötölujuuden mitoitusarvo on $F_{yd} = 274\text{N/mm}^2$. Lattateräkseen kohdistuva voima on $F_{s1} = 77\,300 \text{ N} / 960 \text{ mm}^2 = 80,5 \text{ N/mm}^2$. Lattateräksen myötölujuuden mitoitusarvo F_{yd} on täten suurempi, kuin siihen kohdistuva voima F_{s1} . Tämän osalta laskenta täyttää vaaditut vaatimukset ja voidaan edetä seuraavaan vaiheeseen.



KUVA 1.6. Laippapalkin teräsvahvistuksien mittatiedot. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Tarkastellaan laippoihin tehtävien lattaterästen pulttien leikkausvoiman riittävyyttä. Pulteiksi tulee sama kuin uuman vahvistuksessa eli kierretanko M10, joka on lujuusominaisuudeltaan 8.8. Pultteja tulee neljä kappaletta per rivi eli yhteensä kahdeksan kappaletta. Yksi pultti kestää leikkausta $13,1 \text{ kN}$, joka esitetty kuvassa 1.7. Kahdeksan pultin leikkauskestävyys on siis yhteensä $8 \times 13,1 \text{ kN} = 104,8 \text{ kN}$. Vaikuttava voima laippapalkiston yläreunasta keskelle lattaterästä on F_{s1} . Sama voima tulee myös yläreunaan puristuksena, eli $F_{s1} = F_{s2}$. Eli kahdeksan pultin leikkauskapasiteetti $104,8\text{kN}$ on suurempi, kuin siihen kohdistuva leikkausvoima $77,3 \text{ kN}$.



Recommended load ^{b)}				M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Uncracked concrete											
Tension	HAS 5.8, HAS-U 5.8	N_{rec}	[kN]	8,7	13,8	20,1	32,7	51,9	71,3	87,1	103,9
	HAS 8.8, HAS-U 8.8			13,9	20,0	27,0	32,7	51,9	71,3	87,1	103,9
	HAS A4, HAS-U A4			9,8	15,5	22,5	32,7	51,9	71,3	57,3	70,1
	HAS-U HCR			13,9	20,0	27,0	32,7	51,9	71,3	87,1	103,9
	HIS-N 8.8			11,9	21,9	31,9	51,9	55,2	-	-	-
	HIT-Z(-D TP) ^{a)}			11,4	18,1	23,8	40,9	56,6	-	-	-
	HAS-D			-	-	23,4	32,7	51,9	-	-	-
Shear	HAS 5.8, HAS-U 5.8	V_{rec}	[kN]	6,3	9,9	14,5	26,9	42,0	60,5	78,7	96,2
	HAS 8.8, HAS-U 8.8			8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	80,7	104,9	128,2
	HAS A4, HAS-U A4			5,9	9,3	13,5	25,2	39,3	56,6	34,4	42,1
	HAS-U HCR			8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	50,4	65,6	80,1
	HIS-N 8.8			7,4	13,1	19,4	36,0	33,1	-	-	-
	HIT-Z(-D TP) ^{a)}			6,9	10,9	15,4	27,4	41,7	-	-	-
	HAS-D			-	-	19,4	36,0	85,1	-	-	-
Cracked concrete											
Tension	HAS 5.8, HAS-U 5.8	N_{rec}	[kN]	7,2	12,6	18,8	22,9	36,3	49,9	61,0	72,7
	HAS 8.8, HAS-U 8.8			7,2	12,6	18,8	22,9	36,3	49,9	61,0	72,7
	HAS A4, HAS-U A4			7,2	12,6	18,8	22,9	36,3	49,9	57,3	70,1
	HAS-U HCR			7,2	12,6	18,8	22,9	36,3	49,9	61,0	72,7
	HIS-N 8.8			11,8	18,9	22,9	36,3	48,1	-	-	-
	HIT-Z(-D TP) ^{a)}			9,6	14,0	18,9	28,6	39,6	-	-	-
	HAS-D			-	-	16,4	22,9	36,3	-	-	-
Shear	HAS 5.8, HAS-U 5.8	V_{rec}	[kN]	6,3	9,9	14,5	26,9	42,0	60,5	78,7	96,2
	HAS 8.8, HAS-U 8.8			8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	80,7	104,9	128,2
	HAS A4, HAS-U A4			5,9	9,3	13,5	25,2	39,3	56,6	34,4	42,1
	HAS-U HCR			8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	50,4	65,6	80,1
	HIS-N 8.8			7,4	13,1	19,4	36,0	33,1	-	-	-
	HIT-Z(-D TP) ^{a)}			6,9	10,9	15,4	27,4	41,7	-	-	-
	HAS-D			-	-	19,4	36,0	72,7	-	-	-

a) Hilti anchor rod HIT-Z-F: M16 and M20;

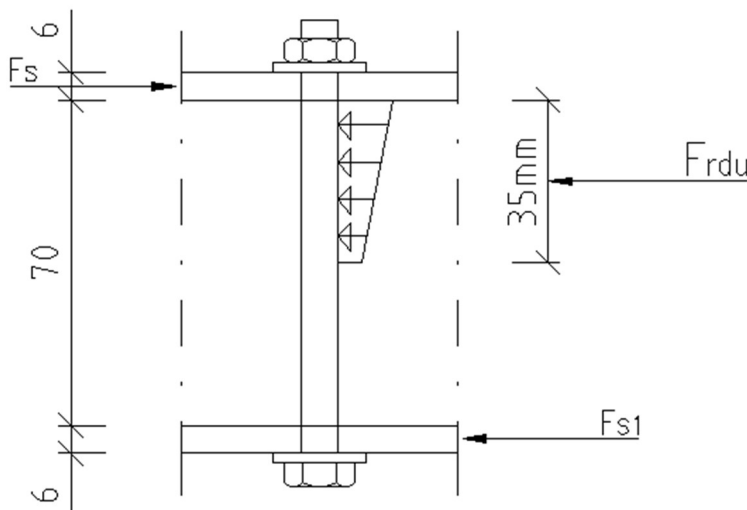
b) With overall partial safety factor for action $\gamma = 1,4$. The partial safety factors for action depend on the type of loading and shall be taken from national regulations.

KUVA 1.7. Hiilitin ankkurointitaulukko. (Hilti Oy 2024, 6)

Lasketaan betonin paikallinen puristuma uuman poikkileikkauksessa. F_{Rdu} luvun 3.2 kaavan 12 mukaan.

Pulteille porattiin laippapalkkeihin D16mm reiät. Reiät valettiin umpeen pultin asennuksen yhteydessä. Tästä saadaan laskettua betonin paikallisen puristuman pinta-ala A_{c0} . Leveys on siis 16 mm ja 35mm on laippapalkin ylempi puolisko, johon puristus kohdistuu.

$A_{c0} = 35 \text{ mm} \times 16 \text{ mm} = 560 \text{ mm}^2$, $F_{cd} = 11,33 \text{ N/mm}^2$ ja $k = 3,0$. $F_{Rdu} = 3,0 \times 560 \text{ mm}^2 \times 11,33 \text{ N/mm}^2 = 19,03 \text{ kN}$. Alapuolella on esitetty havainnollistava kuva 1.8.



KUVA 1.8. Betonin paikallinen puristus laippapalkin ylälaipassa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

A_{c0} tarkoittaa puristuspinnan pinta-alaa, k -kerroin tulee Eurokoodin kaavasta, joka on vakioarvo ja F_{cd} tarkoittaa betonin puristuslujuuden mitoitusarvoa. Yllä esitetyn laskennan tulos on muutettu kilonewtoneiksi (kN), jota käytetään vahvistuslaskelmassa muutenkin perusyksikkönä. Hiltin taulukon mukaan leikkauskapasiteettia 8.8 lujuisella M10 kierretangolla on 13,1 kN, joka ilmenee kuvasta 1.8. Betonin puristuslujuus on riittävä verrattuna pultin leikkauskapasiteettiin nähden. Tämän osalta laskenta täyttää vaaditut vaatimukset ja voidaan edetä seuraavaan vaiheeseen.

Tarkastellaan laippoihin tehtävien lattaterästen pulttien leikkausvoiman riittävyyttä. Pulteiksi tulee sama kuin uuman vahvistuksessa eli kierretanko M10, joka on lujuusominaisuudeltaan 8.8. Pultteja tulee neljä kappaletta per rivi eli yhteensä kahdeksan kappaletta. Yksi pultti kestää leikkausta 13,1kN, joka aiemmin edellä todettiin. Kahdeksan pultin leikkauskestävyys on siis yhteensä $8 \times 13,1\text{kN} = 104,8\text{kN}$. Vaikuttava voima laippapalkiston yläreunasta keskelle lattaterästä on F_{s1} . Sama voima tulee myös yläreunaan puristuksena, eli $F_{s1} = F_{s2}$. Eli kahdeksan pultin leikkauskapasiteetti 104,8kN on suurempi, kuin kaikkiin niihin kohdistuva leikkausvoima yhteensä, joka oli 77,3 kN.

5. Case laskelman yhteenveto

Yhteenvetona edellä tehdyistä laskelmista voidaan todeta vielä, että alkuperäisen laippapalkin taivutusmomenttikapasiteetti oli $M_u = 26,2 \text{ kNm}$. Uusien kuormien aiheuttama maksimitaivutusmomentti palkin keskellä oli $M_{\max} = 20,62 \text{ kNm}$. Uusien kuormien maksimitaivutusrasitusmomentti loveuksen kohdalla oli $M_x = 18,94 \text{ kNm}$. Leikkausrasitus loveuksen kohdalla oli $V_x = 4,21 \text{ kN}$. Momenttikapasiteetti loveuksen kohdalla vahvistettuna rakenteena oli 20,6 kNm. Leikkausvoimien osalta laippapalkistolla oli tarpeeksi kapasiteettia ottaakseen tulevan kuorman vastaan ilman lisävahvistuksia. Tehtyjen vahvistuksien avulla laippapalkiston leikkauskapasiteetti kasvoi entisestään.

Laippapalkistolle tehdyt rakenteelliset muutokset ja vahvistukset ovat riittävät palkkiin kohdistuvia rasituksia vastaan.

LIITE 2: PROJEKTI 2; SUORAKAIDEPALKIN VAHVISTUSLASKELMAT

1. Laskelman taustatiedot

Projektin taustat ja kohteen esittelyn tein aiemmin opinnäytetyössä luvussa 3.4.1. Käytetyistä suunnitteluratkaisusta ja siihen liittyvistä valinnoista esitin tarkemmin luvussa 3.4.2.

Alla on esitetty taulukossa 2.1 vahvistettavalle välipohjalle tulevat uudet kuormitukset. Seuraamusluokka kohteessa oli CC2, joten k_{fi} kerroin on silloin 1,0.

2. Kuormien laskenta

TAULUKKO 2.1. Vahvistettavalle laippapalkille kertyvät omat painot ja laskettava hyötykuorma. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Hyötykuorma q_k	2,0	kN/m ²
Rakenteen omat painot:		
Pintarakenteet (parketti)	0,1	kN/m ²
Betoninen liittolaatta hl85mm	2,13	kN/m ²
Betonisen suorakaidepalkiston $\sim 340 \text{ mm} * 160 \text{ mm}$ palkkikaistojen omapaino	1,20	kN/m ²
Betonisen laippapalkiston alalaatan omapaino hl40mm	0,88	kN/m ²
Eristeet 100 mm	0,14	kN/m ²
Hiekkatäyttö 50 mm	0,75	kN/m ²
Uudet betonipalkkivahvistukset 2kpl 150 mm * 340 mm	2,55	kN/m ²
Yhteensä omat painot g_k	7,75	kN/m ²
Yhteensä omat painot ja hyötykuorma $q_k + g_k$ (KRT) P_k	9,75	kN/m ²

Lattiarakenteen omapaino sisältäen kantavien rakenteen painon, pintarakenteiden painon, sekä täytöaineiden omapainon on yhteensä 7,75 kN/m². Vanhoille betonirakenteille on käytetty laskelmissani ominaispainona 2200 kg/m³ (Neuvonen ym. 2002, 147) ja uusille betonirakenteille vastaava arvo on 2400 kg/m³. Hyötykuormana kyseiselle välipohjalle on laskettu $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Laippapalkkien keskeltä keskelle jako oli toisella puolella 1050 mm ja toisella puolella 1200 mm. Täten vahvistettavalle laippapalkille kohdistuva kuorma-alue on $(1,05 \text{ m} + 1,2 \text{ m}) / 2 = 1,13 \text{ m}$.

Kerrotaan seuraavaksi tulevat kuormat kuorma-alueen leveydellä ja jaotellaan kuormat hyötykuormaksi ja omaksi painoksi. Omat painot käyttörajatilassa ovat tällöin $1,13 \text{ m} \times 7,75 \text{ kN/m}^2 = 8,76 \text{ kN/m}^2$. Hyötykuormat ovat käyttörajatilassa $2,0 \text{ kN/m}^2 \times 1,13 \text{ m} = 2,26 \text{ kN/m}^2$.

Seuraavaksi uusien vahvistuspalkkien raudoituksen laskentaa varten pitää tulevat kuormat jakaa kahdella, jotta saadaan yhdelle uudelle vahvistuspalkille tuleva kuorma selville.

Tällöin uudet kuormat yhdelle palkille neliometriä kohden on käyttörajatilassa omille painoille $8,76 \text{ kN/m} / 2 = 4,38 \text{ kN/m}$ ja hyötykuorma $2,26 \text{ kN/m} / 2 = 1,13 \text{ kN/m}$.

Laippapalkistojen pituus eli jänneväli oli 6,18 m. Laippapalkisto tukeutuu molemmista päistä jo ole-massa olevaan tiilimuurattuun seinään. Toinen reuna on ulkoseinän päällä ja toinen reuna on hormin seinätuella.

Tehdään vertailun vuoksi vanhasta rakenteesta kuormataulukko taulukkoa 2.1 mukailten.

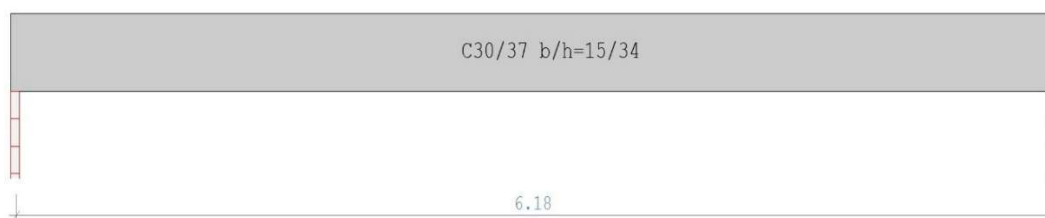
TAULUKKO 2.2. Vanhoille laippapalkille kertyneet omat painot ja laskennallinen hyötykuorma. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Hyötykuorma q_k	2,0	kN/m^2
Rakenteen omat painot:		
Pintamateriaalit olevat	0,1	kN/m^2
Betoninen pintalaatta hl60mm	1,32	kN/m^2
Betonisen suorakaidepalkiston $\sim 270 \text{ mm} * 160 \text{ mm}$ palkkikaistojen omapaino	0,95	kN/m^2
Betonisen laippapalkiston alalaatan omapaino hl40mm	0,88	kN/m^2
Betonisen ylälaipan omapaino hl70mm	1,43	kN/m^2
Täyttökerrokset painoarvio (turve, murske ja rakennusjäte)	1,20	kN/m^2
Muottilaudoitus pintalaatan alapuolella	0,13	kN/m^2
Yhteensä omat painot g_k	6,01	kN/m^2
Yhteensä omat painot ja hyötykuorma $q_{k+} g_k$ (KRT) P_k	8,01	kN/m^2

Laskennallisesti lisäkuormaa vahvistetusta välipohjasta tulee oleville tiiliseinille vain $9,75 \text{ kN/m}^2 - 8,01 \text{ kN/m}^2 = 1,74 \text{ kN/m}^2$. Tämä tarkoittaa per tuki tulevaa leikkausvoimaa $6,18 \text{ m} / 2 \times 1,74 \text{ kN/m}^2 = 5,34 \text{ kN}$. Tämä on suhteellisen maltillinen lisäys alkuperäiseen tilanteeseen verrattuna.

3. Palkin laskenta laskentaohjelman avulla

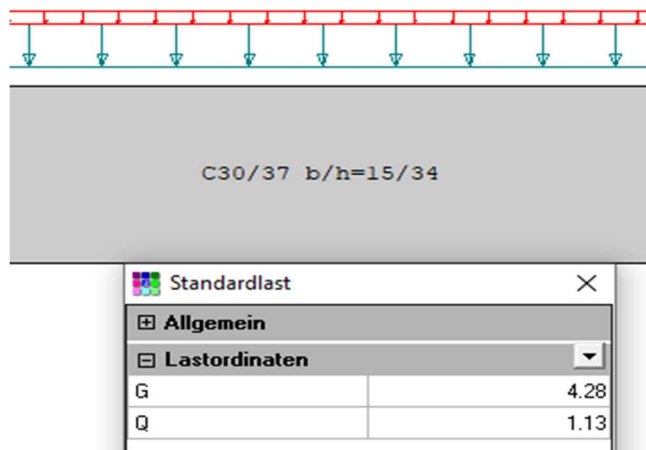
Lasketaan seuraavaksi raudoitus uusille palkkikaistoille, jotka toimivat lisävahvikkeena välipohjille. Mitoittamiseen käytetään Frilo-laskentaohjelmaa. Laskelmissa tulee olemaan lisävarmuutta, koska ohjelmaan syötetyissä kuormissa oli laskettu palkin omapaino mukaan. Kuitenkin laskentaohjelma huomio palkin oman painon lisäkuormana, joten palkin omapaino tulee kaksinkertaisena.



KUVA 2.1 Palkin perustiedot. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Ohjelmaan syötetään ensin lähtötiedot, joihin kuuluvat rakenteen korkeus 340 mm, leveys 150 mm, ja palkin jänneväli, joka on 6,18 m. Kuvasta 2.1 ilmenee edelle mainitut seikkojen lisäksi myös käytetty betonilaatu, joka oli C30/37. Suojapeitteeksi valittiin XC1 luokan mukaan 25 mm.

Seuraavaksi palkille lisätään edellä lasketut kuormitukset, jotka olivat omille painoille $8,76 \text{ kN/m} / 2 = 4,38 \text{ kN/m}$ ja hyötykuorma $2,26 \text{ kN/m} / 2 = 1,13 \text{ kN/m}$.



KUVA 2.2 Palkille syötetyt kuormatiedot. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Laskennan tuloksista saadaan luettua palkissa vaikuttavat leikkausvoimat, sekä palkin jänteessä vaikuttava maksimimomentti. Nämä on esitetty kuvissa 2.3 ja 2.4.

Span moments maximum						(kNm , kN)
Span		Mf	M le	M ri	V le	V ri
1	x0 = 3.09	26.31	0.00	0.00	17.03	-17.03

KUVA 2.3 Palkin maksimimomentti ja leikkausvoimat käyttörajatilassa. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Span reinforcement							
Span No.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asb (cm ²)	Ast (cm ²)
1	3.09	72.6		34.1	0.45	5.8	2.0

On first support are at least 1.5 cm² to be anchored.
On last support are at least 1.5 cm² to be anchored.

KUVA 2.4 Palkin alapinnan vaadittu teräsmäärä. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Kuvassa 2.4 ilmenee kohdassa Asb vaadittu alapinnan vetoteräsmäärä, joka on 3,0 cm². Valitaan palkin pääteräkseksi 3T12, joiden poikkipinta-ala on 3,39 cm². Laskentaohjelman mukaan tuelle tulee ankkuroida vähintään 1,5 cm² pääteräksistä, mikä on noin 25,8% vaaditusta teräsmäärästä.

shear force reinforcement B500B									
column No.	dist (m)	kz	VEd (kN)	Ø (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)	
1 ri	0.32	0.79	21.1	18.4	22.2	136.6	23.8	1.4~	
1 *	0.62	0.79	18.8	18.4	22.2	136.6	23.8	1.4~	
2 le	0.32	0.79	-21.1	18.4	22.2	136.6	23.8	1.4~	
2 *	0.62	0.79	-18.8	18.4	22.2	136.6	23.8	1.4~	

KUVA 2.5 Palkin vaadittu leikkausraudoitus ja leikkausvoima murtorajatilassa mitoittavassa pisteessä. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

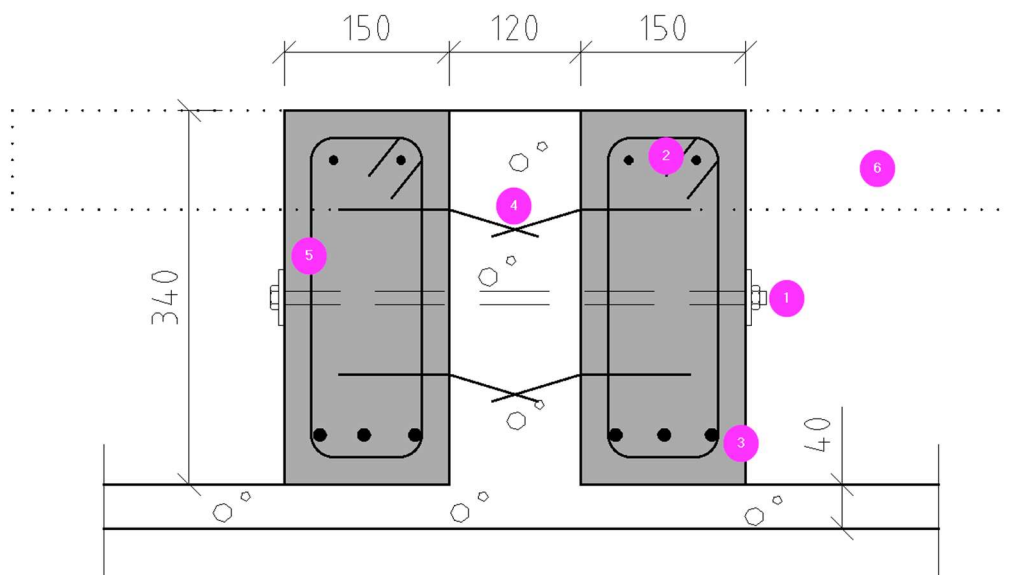
Yllä olevassa kuvassa 2.5 saamme kohdasta asw selville mitoittavan leikkausraudoituksen määrän. Vaadittu määrä on $\sim 1,4 \text{ cm}^2$. \sim -merkki neliömäärän edessä tarkoittaa, että vaadittu leikkausraudoitus on pienempi, kuin mitä Eurokoodin mukaan palkin minimi hakaraudoitus on leikkausta vastaan. Tämä $1,4 \text{ cm}^2$ vastaa T6K200 teräsmäärää, mutta käytetään T8K200 hakaraudoitusta. Valittua hakaraudoitusta käytetään siitä syystä, että rakennetta ei mitoiteta täydelle käyttöasteelle. Tämän valitun raudoituksen teräsmäärä on $2,51 \text{ cm}^2$. Kuvassa 2.6 on esitetty rakenneleikkauksella numerolla 5. Työteräksinä haan molemmissa ylänurkissa käytettiin T10 teräksiä, jotka on esitetty kuvassa 2.6 numerolla kaksi.

4. Vanhan ja uusien palkkien toisiinsa liittyminen

Vanhan palkin kylkeen injektoitiin tartuntateräkset T10 K400 molemmin puolin ja kahteen riviin korkeussuunnassa. Näin varmistettiin, että vanha betonipalkki oli tiukasti ankkuroitu uusiin betonipalkkeihin. Kuvassa 2.6 on esitetty tartuntateräkset rakenneleikkauksessa numerolla neljä. Lisäksi uudet betonipalkit pultattiin vanhan palkin läpi M12 pulteilla K1200. Kuvassa 2.6 se on esitetty rakenneleikkauksessa numerolla yksi. M12 pultti kestää leikkausvoimaa $19,4 \text{ kN}$, joka ilmenee liitteen 1 kuvasta 1.7. Näiden yhteisvaikutuksena tulee vanhan palkin sidonnoista uusiin palkkeihin nähdessä jäykkä kokonaisuus, jossa uudet palkit toimivat yhdessä vanhan palkin kanssa kokonaisuutena.

T10 harjateräs ottaa leikkausvoimaa vastaan lisäksi seuraavasti $V_{rd} = 26,8 \times 10^2 \times \sqrt{F_{ck}}$, jossa F_{ck} on 20 MPa , joka on olevan betonipalkin lieriölujuuden ominaisarvo. Täten leikkauskestävyydeksi tulee $11,99 \text{ kN}$. Mitoittava ankkurointikapasiteetti on $0,32 \text{ m}$ päässä tuelta. Tässä kohtaa palkkia harjateräksien ankkurointikapasiteetti on seuraava: $4 \text{ kpl} \times 11,99 \text{ kN} = 47,96 \text{ kN}$. Niiden lisäksi leikkauskapasiteettia rakenteelle tuo läpipulttaus, joka oli $19,4 \text{ kN}$. Eli yhteensä uudet leikkausvoimaa siirtävät vahvistukset tuovat $47,96 \text{ kN} + 19,4 \text{ kN} = 67,36 \text{ kN}$. Tarkastellaan myöhemmin vielä vanhan palkin leikkauskestävyys, jotta jänneväliltä tuleva voima saadaan ankkuroitua vanhan palkin pääteräksien kautta tuelle muurattujen seinien päälle.

Taipuma pitää myös tarkastella laskelmissa, ettei vanha palkki taivu vahvistuksen aikana ja aiheuta halkeamia alapintaan. Vanhoja palkkeja vahvistettiin vaiheittain, joka vähentää palkille tulevaa kuormitusta. Ensin purettiin kaikki vanhat pintarakenteet, joiden ansiosta rakenteen omapaino kevenee. Lisäksi ensin palkin toisen puolen vahvistuksessa poistetaan toisen puolen ylälaippa, joka myös vähentää omaa painoa. Tämän jälkeen valetaan toisen puolen uusi palkki. Uusien betonipalkkien kovettumisen jälkeen ne alkavat ottaa kuormitusta vastaan ja toimia palkkirakenteina. Seuraavaksi kevennetään omaa painoa taas toisen puolen ylälaipan sahaamisella. Sen jälkeen valetaan toisen puolen viimeinen vahvistuspalkki, jonka kovettumisen jälkeen läpipulttaukset kiristetään ja palkit toimivat yhdessä kokonaisuutena. Tällöin missään välissä ei kuormat lisäänty jo olemassa olevalle palkille ja taipumisista ei aiheudu alareunaan halkeamaa. Myös uudet palkit ovat vahvemmalla betonilla ja harjateräksellä valettu, sekä uusien palkkien poikkipinta-alat ovat suuremmat, kun vanhalla palkilla. Lisäksi uusille palkeille tulee pienemmät kuormat per metri, kuin verrataan vanhan palkin rakennekokonaisuutta.

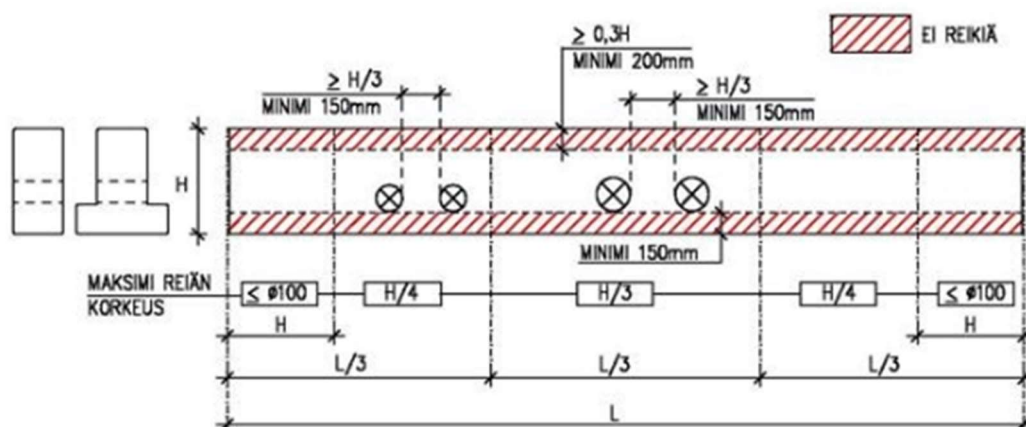


KUVA 2.6 Rakenneleikkaus vahvistetusta välipohjapalkista, jossa esitetty tarvittavat sidonnat. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Yllä olevassa rakenneleikkauskuvassa 2.6 on esitetty tilanne uudesta vahvistetusta rakenteesta. Vanha ylälaippa on leikattu kokonaan pois ja tilalle molemmin puolin valettu uudet betonipalkit. Leikkattava ylälaippa on esitetty kuvassa 2.6 numerolla kuusi. Betonipalkin raudoitukseksi valikoitui palkkilaskennassa seuraavat teräsmäärät:

- yläpintaan valittiin työteräkset 2T10, jotka ovat esitetty kuvassa 2.6 numerolla kaksi,
- alapintaan valittiin vetoteräkset 3T12, jotka ovat esitetty kuvassa 2.6 numerolla kolme,
- hakasraudoitukseksi palkkiin valittiin T8K200, jotka ovat esitetty kuvassa 2.6 numerolla viisi.

5. Palkin rei'ittämisen periaate



KUVA 2.7 Betonipalkin rei'itysohje. (Elementtisuunnittelu.fi, betonipalkin rei'itysohje)

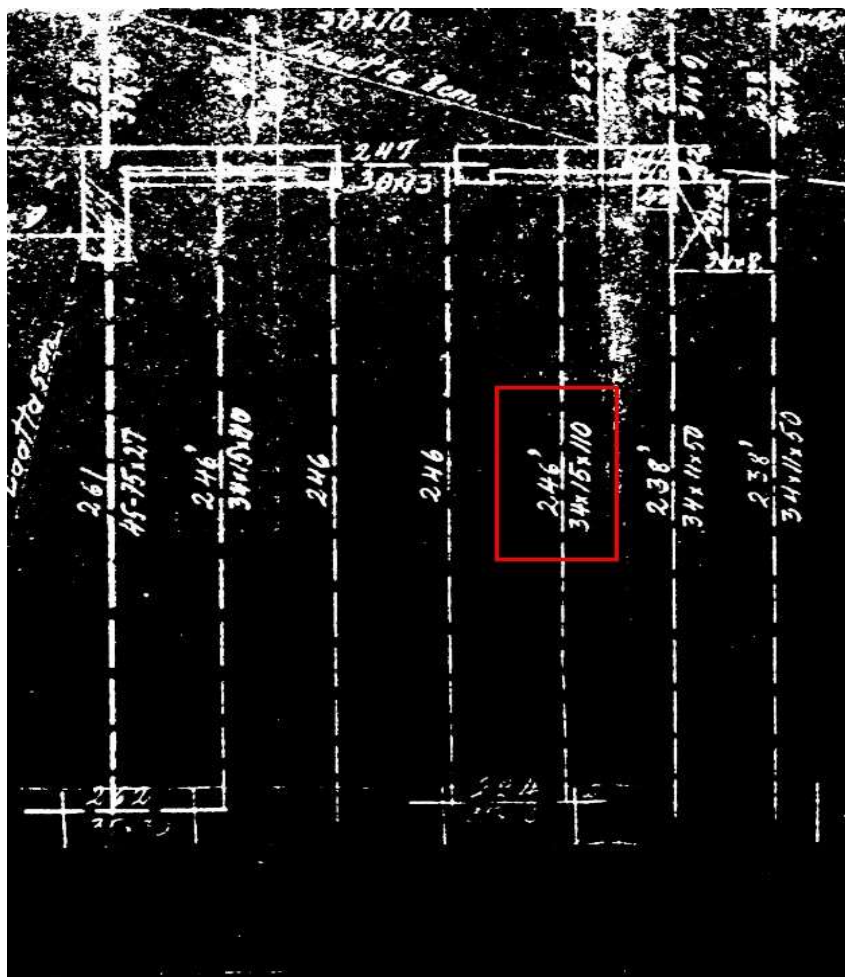
Vanhojen rakennepiirustuksien avulla tarkistettiin vahvistettavan palkiston palkkinumero. Palkkinumeron perusteella etsittiin vanhan palkin raudituspiirustus. Työmaalle annetussa palkkien reikien teko-ohjeessa piti huomioida palkin jo olemassa olevien teräksien sijainti, ettei niitä katkaistaisi. Tä-

män lisäksi sovellettiin elementtisuunnittelu sivuston palkin rei'itysohjetta, josta saatiin luotua yhte-näinen rei'itysohje. Yllä olevassa kuvassa 2.7 on esitetty kyseisellä elementtisuunnittelusivustolla esitetty rei'itysohje.

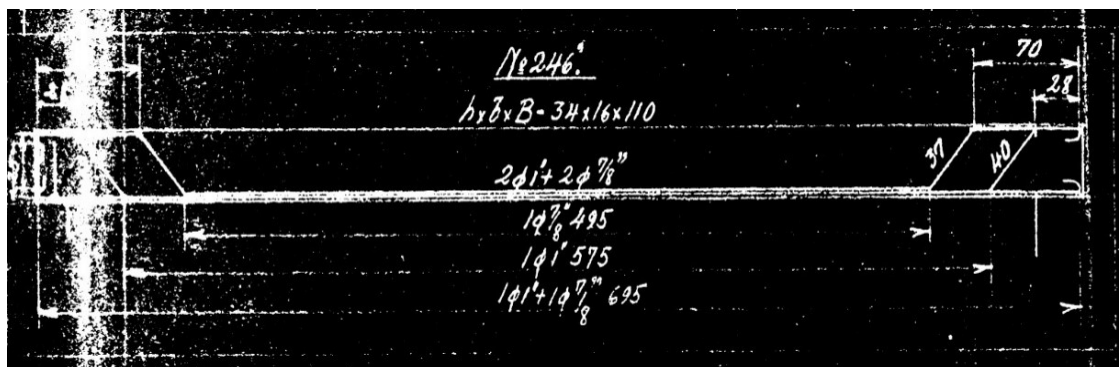
6. Leikkausvoiman siirtäminen uusilta vahvistuspalkeilta vanhalle

Tarkastellaan seuraavaksi uusilta vahvistuspalkeilta tulevan leikkausvoiman siirtämistä vanhalle pal-kille. Tähän tarkasteluun tarvitaan vanhan palkin raudoituspiirustusta, josta katsotaan ja lasketaan jo olemassa olevan raudoituksen riittävyys tulevalle leikkausvoimalle.

Vanhoista rakennepiirustuksista löytyi tasopiirustus, josta kuva 2.8 alla. Tästä ilmenee tarkasteltavan laippapalkin palkkinumero. Palkista 246 löytyi myös vanha raudoituspiirustus, jossa näkyy palkin raudoituksen koot tuumina ja niiden taivutusmitat. Palkin raudoituspiiruksesta otettu kuvakaap-paus on esitetty alhaalla myöhemmin kuvassa 2.9.



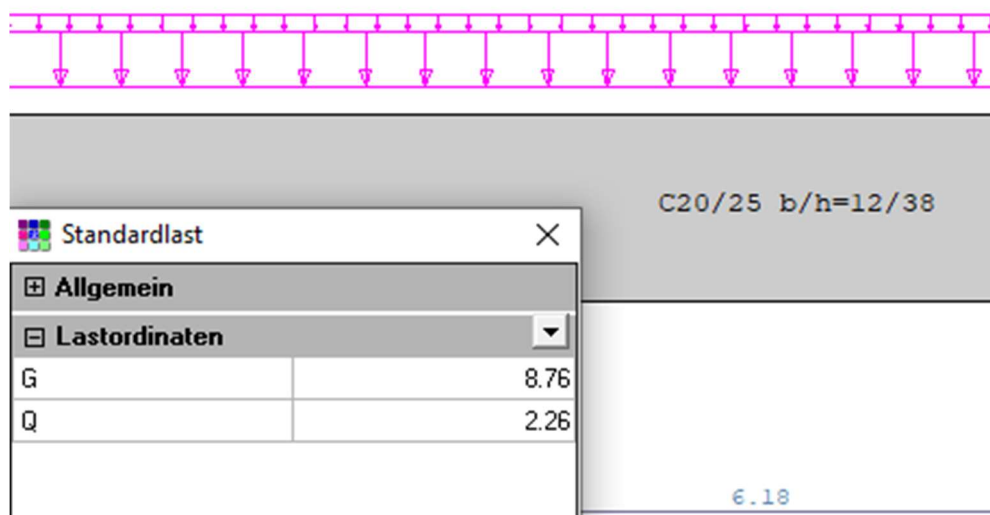
KUVA 2.8 RAK pohjapiirustus. (Dracon Oy 2024)



KUVA 2.9 Palkin 246´ raudituspiirustus. (Dracon Oy 2024)

Palkissa on yhteensä 2kpl $\frac{7}{8}$ tuuman ja 2kpl 1 tuuman terästä alapinnassa. $\frac{7}{8}$ tuuman teräs vastaa noin 22 mm halkaisijan teräsmäärää, joka on noin 388 mm^2 . 1 tuuman teräs vastaa noin 25 mm tuuman teräsmäärää, joka on noin 506 mm^2 . Tuella ylös nousee vinosti 1kpl $\frac{7}{8}$ - ja 1kpl 1-tuuman terästä. Sama teräsmäärä ankkuroituu alapinnassa suorana tuelle. Kaikkien teräksien päässä oli koukkupäät, jotta teräkset ankkuroituvat tuelle. Vinosti alapinnasta yläreunaan reunatuen päälle tulevat pääteräkset ottavat palkkiin kohdistuvan leikkausvoiman ja suoraan tuelle menevät pääteräkset siirtävät palkin alareunassa vaikuttavan vetovoiman reunatuelle.

Tehdään seuraavaksi laskentaohjelman avulla tarkastus jo olemassa olevalle palkille leikkausraudoituksen riittävyden tarkistamiseen. Muutetaan palkin tiedot vastaamaan jo olemassa olevan betonipalkin tietoja. Näitä muutoksia on profiilin muuttaminen seuraavasti: 120 mm leveä ja 380 mm korkea. Korkeus sisältää tässä tapauksessa myös alalaipan korkeuden. Betonina käytetään C20/25 ja rauditus pidetään laskelmissa B500B, mutta muutetaan laskennan tuloksen teräsmäärä vastaamaan kohteessa käytettyä teräslaatuja, joka oli samaa kuin projekti 1 eli Fe37, jonka myötölujuus F_{yd} oli 140 MPa. Laskelmissa tulee olemaan lisävarmuutta, koska ohjelmaan syötetyissä kuormissa oli laskettu palkin omapaino mukaan. Kuitenkin laskentaohjelma huomio palkin oman painon lisäkuormana, joten palkin omapaino tulee kaksinkertaisena.



KUVA 2.10 Vanhan palkin tarkastuslaskelman perustiedot. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

shear force reinforcement B500B

column No.	dist (m)	kz	VEd (kN)	θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 ri	0.36	0.82	41.6	21.7	24.7	97.4	26.6	1.4
1 *	0.70	0.82	36.4	21.7	24.7	97.4	26.6	1.2
2 le	0.36	0.82	-41.6	21.7	24.7	97.4	26.6	1.4
2 *	0.70	0.82	-36.4	21.7	24.7	97.4	26.6	1.2

KUVA 2.11 Vanhan palkin vaadittu leikkausraudoitus ja leikkausvoima murtorajatilassa mitoittavassa pisteessä. (Hakkola 2024, CC BY-SA)

Vanhan palkin laskennassa laskelmat tehtiin B500B teräslaataua käyttäen, joka muutetaan vastamaan käytettyä Fe37 harjateräsmäärää. Palkin laskennassa vanhalle palkille tuli vaatimus leikkausraudoitukselle 1,4 cm². B500B harjateräksen myötölujuus on n. 435 MPa ja käytetyn Fe37 teräksen myötölujuus F_{yd} oli 140 MPa. Kerroin harjaterästen välillä tulee 435 MPa / 140 MPa = 3,11. Kerrotaan vaadittu leikkausraudoitusmäärä 1,4 cm² x 3,11, josta saadaan, että vaadittu teräsmäärä Fe37 terästä käyttäen 4,36 cm². Laskentaohjelma huomioi, että leikkaushaavat ovat palkissa 90 asteen kulmassa, mutta todellisuudessa ne ovat n. 45 asteen kulmassa. Tämä parantaa leikkauskapasiteettia Pythagoraan kaavan mukaan seuraavasti. Parannuskerroin on $= \sqrt{(1^2 + 1^2)}$, josta tulee arvoksi 1,41. Tämä tarkoittaa, että vaadittua leikkausraudoituksen määrää voidaan pienentää seuraavasti: 4,36 cm² / 1,41 = 3,1 cm². Palkin alareunassa vetovoimaa ottavien ja palkin yläreunaan vinosti tulevien leikkausvoimaa ottavien pääteräksien poikkipinta-ala oli molemmissa yhteensä 8,94 cm². Lisävarmuutta laskelmaan tuo, kun palkit valetaan toisiinsa kiinni, niin palkkien välillä kuorma siirtyy myös kitkan avulla. Täten voidaan todeta, että jo olemassa olevan palkin leikkausraudoitus on riittävä uusien palkkien kautta tulevien kuormien siirtämisestä reunatuille.

7. Pääteräksien ankkurointi tuelle

Laskentaohjelma esitti kuvassa 2.4, että vaaditusta teräsmäärästä tuelle piti ankkuroida 25,8%. Eurokoodissa on määritetty, että vapaalle tuelle palkissa on tuotava vähintään 25 % alapinnan pääteräksistä, mutta kuitenkin aina vähintään kaksi palkin pääteräksistä. Ohjelman vaatima teräsmäärä tuelle on käytännössä sama, kuin Eurokoodin minimimäärä. Mikäli jatkuvalla tuella alapinnan teräkset katkaistaan tuen kohdalla, tulee ankkurointipituuden minimi arvon olla vähintään $l_b \geq 10 \times \emptyset$. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013/by211, 193). \emptyset -merkki on pääteräksen halkaisija millimetreissä, jotka vanhojen piirustuksien mukaan olivat noin 25mm ja noin 22mm. Kyseisessä vahvistuslaskelmassa uusien betonipalkkien teräkset päättyvät tuen reunaan, mutta vanhan palkin pääteräkset menevät tuelle saakka. Eli tässä tapauksessa pääteräksiä on tuotava tuelle vähintään 10 x 25 mm = 250 mm. Palkkiraudituspiirustuksen mukaan reunatuelle tulee 280 mm vanhoja pääteräksiä yksi $\frac{7}{8}$ tuuman ja yksi 1 tuuman teräs. Tämä ehto tulee täytetyksi ja sen puolesta laskelma on kunnossa. Tämä pääteräksien ankkurointipituus ilmenee kuvassa 2.9. Myös Eurokoodin vaatimus siitä, että kahden pääteräksen tulee ankkuroitua tuelle, täyttyy tässä tapauksessa. Vanhat sileät te-

räkset ankkuroidaan tuelle koukkumallin päillä, joka ilmenee myös kuvassa 2.9. Harjaterästä käyttämällä voidaan ankkuroida pääteräkset suorilla teräksillä, mutta tässä tapauksessa niin ei pystytty tekemään.

Pääteräksiä vanhassa palkissa oli $8,94 \text{ cm}^2$, jotka ankkuroituivat tuelle. Kahdessa vahvistuspalkissa oli yhteensä terästä $3+3T12$ eli $3,39 \text{ cm}^2 + 3,39 \text{ cm}^2 = 6,78 \text{ cm}^2$. Uusissa palkeissa oli U-malliset $3T12$ pääteräkset palkin päissä, jotta pääteräkset ankkuroituvat tuen läheisyydessä palkin yläreunaan. Tämän avulla leikkausvoima siirtyy palkkien yläreunaan ja sitä kautta vanhan palkin avulla reunatuille. Muutetaan yllä mainitulla kertoimella uusien palkkien pääteräsmäärä vastaamaan Fe37 teräslujuutta. $6,78 \text{ cm}^2 \times 3,11 = 21,09 \text{ cm}^2$. Kokonaisteräsmäärä palkeissa on uusissa ja vanhoissa palkeissa $21,09 \text{ cm}^2 + 8,94 \text{ cm}^2 = 30,03 \text{ cm}^2$. Tästä kokonaismäärästä vähintään 25 % pitää ankkuroida tuelle, joka tarkoittaa $30,03 \text{ cm}^2 \times 0,25 = 7,51 \text{ cm}^2$. Palkissa oli tuelle ankkuroitu pääteräksiä tällä hetkellä olevia teräksiä $8,94 \text{ cm}^2$. Palkista oli siis ankkuroitu tuelle pääteräksiä $8,94 \text{ cm}^2 / 30,03 \text{ cm}^2 = 30 \%$. Tämän puolesta laskenta täyttää sille asetetut vaatimukset.

Lisävarmuutta pääteräksien ankkuroimisessa tuelle tuo se, että leikkausvoimien laskelmissa huomioitiin jo pääteräksistä tulevan voiman ankkuroiminen leikkausvoimana vanhalle palkille. Vanha palkki siirtää leikkausvoiman tuen päälle leikkausraudoituksen avulla. Täten laskelmiin saadaan tuplavarmuus, kun molemmat tapaukset on tarkasteltu erikseen.

8. Case laskelman yhteenveto

Yhteenvetona voidaan todeta, että sidontana toimivat tartuntateräkset T10 4kpl, sekä M12 läpipulttaus pystyvät siirtämään kertyvän leikkausvoiman tuen reunalla vanhalle palkille. Uusien palkkien pääteräksien tehtävä oli ottaa jännevälin keskelle tuleva taivutus ja siirtää se tukialueilla vanhalle palkille leikkausvoiman kautta. Vanhassa palkissa oli tuelle ankkuroitu riittävä määrä pääteräksiä, sekä niiden ankkurointipituudet täyttävät myös eurokoodin asettaman minimi vaatimuksen.

Ullakon lisärakentamisen suunnittelussa pitää huomioida monia muita seikkoja, jotta kyseisiä muutoksia voidaan toteuttaa turvallisesti. Ne on tästä opinnäytetyöstä rajattu pois, jottei aihealue laajene liian suureksi ja monimutkaiseksi. Tarkasteltavia asioita on esimerkiksi jo olemassa olevien tiiliseinien kuorman sietokyky, perustuksien kuorman kestävyys sekä mahdollisten ikkunapalkkien kestävyys, mikäli välipohjapalkit tukeutuvat esim. ulkoseinälinjalla ikkuna-aukon päälle.

Yhteenvetona voidaan todeta, että laippapalkistolle tehdyt rakenteelliset muutokset ja vahvistukset ovat riittävät palkkiin kohdistuvia rasituksia vastaan.