

Ilya Kreker

OMAKOTITALON RAKENNESUUNNITELMAT

Rakennustekniikan koulutusohjelma

2014

OMAKOTITALON RAKENNESUUNNITELMAT

Kreker, Ilya
Satakunnan ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Tammikuu 2014
Ohjaaja: Sandberg, Rauno
Sivumäärä: 36
Liitteitä: 7

Asiasanat: omakotitalo, rakennesuunnittelu, pääpiirustukset,
rakennesuunnitteluvaiheet, kuormitukset

Opinnäytetyön aiheena oli kertoa rakennesuunnittelun prosessista. Aluksi opinnäytetyössä kuvataan mitä arkkitehtipiirroksia pitää sisällään ja mitä niistä selviää rakennesuunnittelulle. Käydään läpi rakennesuunnittelun piirustukset, mitä ne pitää sisällään ja perehdytään tarkemmin jatkuvan sokkelipalkin mitoittamiseen.

CONSTRUCTION PLANS OF FAMILY HOUSE

Kreker, Ilya

Satakunnanammattikorkeakoulu, Satakunta University of Applied Sciences

Degree Programme in Civil Engineering

January 2014

Supervisor: Sandberg, Rauno

Number of pages: 36

Appendices:7

Keywords: family house, structural design, head drawings, steps of structural design, loadings

Subject of this thesis was to tell about process of construction engineering. At first, the thesis describes the architectural drawings and what a structure designer can take of them. Going through construction drawings of what they contain, and takes a closer look to continue plinth beam design.

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	5
2	PÄÄPIIRUSTUKSET	6
2.1	Asemapiirustus.....	6
2.2	Pohja- ja leikkauspiirustukset	6
2.3	Julkisivupiirustus	7
3	RAKENNESUUNNITTELU	7
3.1	Perustamistapalausunto.....	7
3.2	Kuormien lasku.....	8
3.2.1	Lumikuorma	9
3.2.2	Välipohja	10
3.2.3	Alapohja	11
3.2.4	Sokkeli ja seinät	12
3.2.5	Kuormat yhteensä.....	13
3.3	Perustus	14
3.3.1	Paalukuormat.....	14
3.3.2	Sokkelipalkin laskenta	15
3.3.3	Toissijaiset asiat	29
3.4	Pohjapiirustukset.....	30
3.5	Leikkauspiirustukset	33
4	LOPPUPÄÄTELMÄ.....	34
	LÄHTEET.....	35
	LIITTEET	36

1 JOHDANTO

Opinnäytteenäni kerron oman pienen kokemuksen ja käydyn koulutuksen pohjalta miten etenee rakennekuvien teko. Työn aihe koskee pientalorakentamista eli tässä tapauksessa omakotitalon rakennepiirustusten laatimisen kulkua. Itse prosessi on aina sama, vaihtuu ainoastaan sisältö ja tässä kerron yhden esimerkkitalon avulla miten suunnittelu etenee. Rakennesuunnittelijan työ alkaa kun hän saa arkkitehdin tekemät pääpiirustukset. Suunnittelu aloitetaan perustuksista ja edetään ylöspäin kattoharjaa kohti. Tämä kulkusuunta koska näin tiukoissa paikoissa, silloin kun suunnittelu-aikaa on rajoitetusti, perustustyöt voidaan aloittaa jo ennen kuin yläpohjakuvaa on aloitettukaan tekemään. Tarkemmin perehdytään perustusten tekoon, toisin sanoen sokkelipalkin mitoitus paaluperustuksella. Perustus on talon tärkein osa, se kannattelee koko taloa, siksi perustus täytyy tehdä hyvin. Lopuksi käydään läpi muutkin rakennepiirustukset tavallisessa omakotitalon suunnittelussa, mitä piirustukset sisältävät ja miten voi eri kuvia yhdistää, jotta niistä saisi kompaktin kokoisia. Tästä muodostuu kokonainen kuva pääpiirteistä mitä rakennesuunnittelu sisältää, sitä täydennetään sitten yksityiskohdilla tapauskohtaisesti. Tämän opinnäytetyön liitteinä ovat esimerkkikuvat miltä rakennepiirustukset näyttävät.

2 PÄÄPIIRUSTUKSET

Ellei pientalossa ole muita erikoisuuksia niin pääpiirustukset ovat arkkitehdin piirtämät pääpiirustukset, jotka ovat asemapiirros, pohjakuva, leikkaus ja julkisivut. Piirustusten täytyy olla sen verran selkeitä ja riittävästi yksityiskohtaisia, jotta niistä selviää lupahakemukseen tarvittavat kriteerit. Pääpiirustusten perusteella myönnetty rakennuslupa on perusta kaikelle muulle suunnittelulle ja työn jatkamiselle. Arkistoon jäävien piirustusten tulee ihannetilassa vastata täysin toteutunutta kohdetta (RakMK A2 2002, 12.)

2.1 Asemapiirustus

Vaikka asemapiirrokseen pitääkin sisällyttää paljon tietoa niin omakotitalon kokoisessa kohteessa kaikki oleellinen mahtuu 1:200 mittakaavaan eikä siitä silti tule kuin 2x3 A4-arkin kokoinen lakana. Kuvasta on selvittävä muun muassa tontin rajat ja mitat, kiinteistön sijainti tontilla sekä sisäänkäyntien paikat, viereisten katujen nimet, maaston ja lähiympäristön korkeussuhteet, lähiympäristö yleensä kuvataan kymmenen metrin etäisyydellä tontin rajasta. Tekstiosaan on aina laitettava kerrosala- ja autopaikkalaskelmat. Rakennusoikeuteen vaikuttava kerrosala lasketaan 250 mm ulkoseinän paksuudella (RakMK A2 2002, 20.) Rakennesuunnittelijalle asemapiirustuksesta selviää mm. mihin suuntaan tulevat salaojien kaadot.

2.2 Pohja- ja leikkauspiirustukset

Pohjapiirrokset on tehtävä kustakin rakennuksen kerroksesta riittävän tarkasti, jotta rakennesuunnittelu ja rakentaminen on mahdollista säännösten ja hyvän rakennustavan mukaisesti. Pystysuuntaiset rakenteet kuvataan leikkauspiirustuksissa, joiden paikat ja kuvaussuunta on merkittävä pohjakuvaan (RakMK A2, 13.)

Rakennesuunnittelun kannalta nämä ovat tärkeimpiä piirustuksia. Pohjakuvasta selviää huoneiden sijainti, lukumäärä ja käyttötarkoitus, kulkuaukot, ikkunoiden paikat, koot sekä ala- tai ylärajat. Mahdolliset porraskäytävät ja välipohjaan tulevat isommat aukot, esimerkiksi kun halutaan olohuoneeseen korkeampi katto kuin

muualla asunnossa. Leikkauksista selviää rakennuksen korkomaailma, tärkeimmät näistä ovat alapohjan korko sekä rakennuksen harjan korkeus, jottei se ylittyisi, muuten joudutaan hakemaan muutoslupaa. Leikkauksissa myös selostetaan pohjien ja seinien rakennetyypit sekä niiden laskennalliset lämmönläpäisevyysarvot.

2.3 Julkisivupiirustus

Julkisivukuvista selviää arkkitehdin näkemys miltä valmis talo näyttää. Asiakas on myös hyväksynyt tämän ulkonäön ja siksi rakennesuunnittelijan on suunniteltava rakenteet siten että kuvissa oleva ulkonäkö voidaan toteuttaa. Lisäksi jos julkisivukuvista selviää tarpeeksi hyvin vesikatolla olevat rakenteet, laitteet ja kulkutiet niin erillistä vesikattopiirustusta ei tarvita.

3 RAKENNESUUNNITTELU

3.1 Perustamistapalausunto

Perustusten suunnittelu alkaa geosuunnittelijan perustamistapalausunnon lukemisesta. Perustamistapalausunnot ovat yleensä muutaman sivun mittaisia dokumentteja, joissa alussa kerrotaan maansuhteista ja millä tekniikalla maaperätutkimusta on suoritettu. Rakennesuunnittelijan kannalta tärkeimmät kohdat ovat perustamistapalausunto, salaojituksen ja routasuojauksen sekä radonin keruuputkiston tarpeellisuudesta kertovat kappaleet. Omasta kokemuksesta perustamistapoja on kolmea sorttia, paaluperustus, maanvarainen perustus sekä näiden kahden sekoitus, jossa yleensä omakotitalo perustetaan paalujen varaan ja autotalli tai autokatos maanvaraisesti.

Esimerkkikohteessa pohjatutkimuslausunnon on tehnyt Uudenmaan maanrakennussuunnittelu Oy. Sisältönä on pohjatutkimuslausunto, salaojituksen rakeisuusalueet ja pohjatutkimusmerkinnät. Pohjatutkimuslausunnon liitteinä ovat pohjatutkimuskartta ja leikkaukset A-A sekä B-B.

Tontilla on tehty painokairauksia viidessä pisteessä, joiden perusteella rakennus ehdotetaan perustettavaksi tukipaalujen varaan. Paalutustyö tehdään luokassa II, noudattaen LPO-2005 määräyksiä ja ohjeita. Paalujen myös oletetaan ylettyvän vähintään kairausten päättymissyvyyteen asti eli suunnilleen 9-11 metrin syvyyteen. Tärkeä tieto on myös paalujen kantavuus, meidän tapauksessa 250x250 teräsbetonipaaluille on ilmoitettu suurimmaksi sallituksi kantavuudeksi 437 kN/paalu.

Salaojitus suositellaan tehtäväksi julkaisun RIL 126 "Rakennusten ja tonttialueiden kuivatus" mukaisesti. Routasuojaus suojataan mikäli perustamissyvyys lämpimillä rakenteilla on pienempi kuin 1,4 metriä tai 1,8 kylmillä rakenteilla. Radonpitoisuutta ei ole tutkittu, koska paksun savikerroksen johdosta radonin esiintyminen on epätodennäköistä, lisäksi koska talo perustetaan paalujen varaan niin rakennuksen alle rakennetaan tuulettuva ryömintätila, jolloin mahdollinen pieni määrä radonia pääsee tuulettumaan pois rakennuksen alta.

3.2 Kuormien lasku

Suunnittelun alkamiseksi on ensin laskettava suurin mahdollinen kuormitus, joka kohdistuu maaperään. Nyt kyseessä on paaluperustus eli yhden paalun kantavuus asettaa rajoituksen, kuinka suuren osan rakennuksesta se pysty kannattelemaan. Kuormat lasketaan samassa tilassa kuin paalun kantavuus on ilmoitettu eli käyttörajatilassa.

Käyttörajatilan ominaisyhdistelmä on:

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

jossa $\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$ kaikki pysyvät kuormat yhteenlaskettuna
 P esijännitysvoima, tässä tapauksessa 0
 $Q_{k,1}$ määräävä muuttuva kuorma
 $\sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$ kaikki loput muuttuvat kuormat yhteenlaskettuna ja yhdistelykertoimella kerrottuna (RIL 201-1-2008, 41.)

3.2.1 Lumikuorma

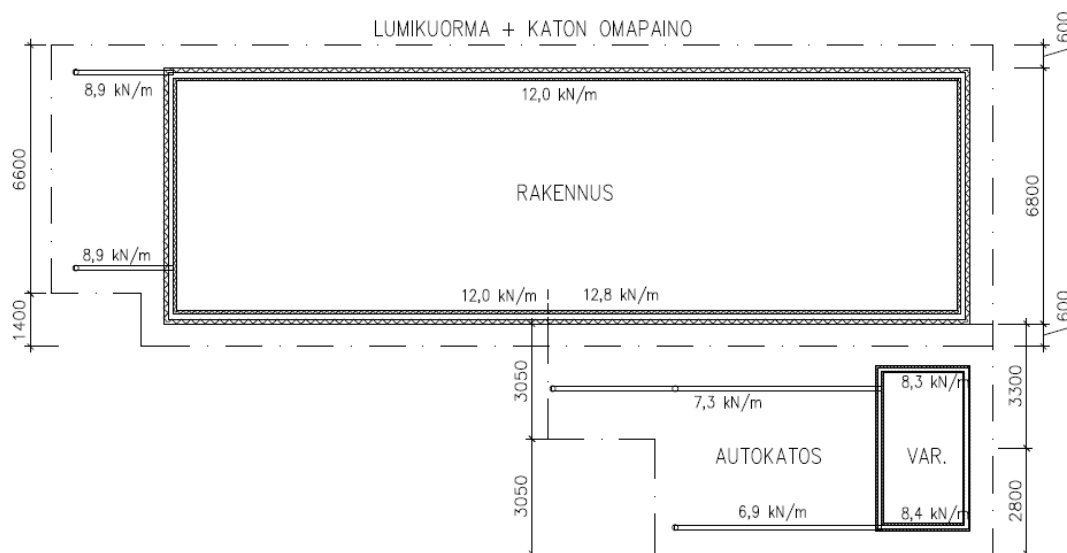
Aloitetaan kuormien laskenta ylhäältä alas. Yleensä on hyvää laskea hieman varmalle puolelle, jotta rakenteet varmasti kestävät. Jos käy niin että laskenta-arvo hieman ylittää kantavuusrajan niin tilanne tarkastellaan tarkemmin.

Kohteen ulkoseinien ulkomitat eli talon leveys on 6,8 metriä ja yläpohja toteutetaan pulpettikattona. Talo sijaitsee Espoossa, jolloin maanpäälliseksi lumikuormaksi tulee $s_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$. Maanpäällinen lumikuorma muutetaan katolla vaikuttavaksi lumikuormaksi seuraavalla pelkistetyllä kaavalla:

Katon lumikuorma $s = \mu_1 s_k$

jossa $\mu_1 = 0,8$ Katon kaltevuuden ollessa alle 30° (RIL 201-1-2008, 94.)

Pulpettikatto tehdään NR-ristikoista, jolloin puurakenteisen katon neliöpainona on varmuuden vuoksi hyvää käyttää arvoa $0,8 \text{ kN/m}^2$, joka sisällyttää itseensä mm. puhallusvillan ja NR-ristikoiden jäykistysrakenteiden painon. Kaikki yllä mainittu huomioon ottaen yläpohjarakenteesta tulee kuvan 1 mukaiset kuormat.



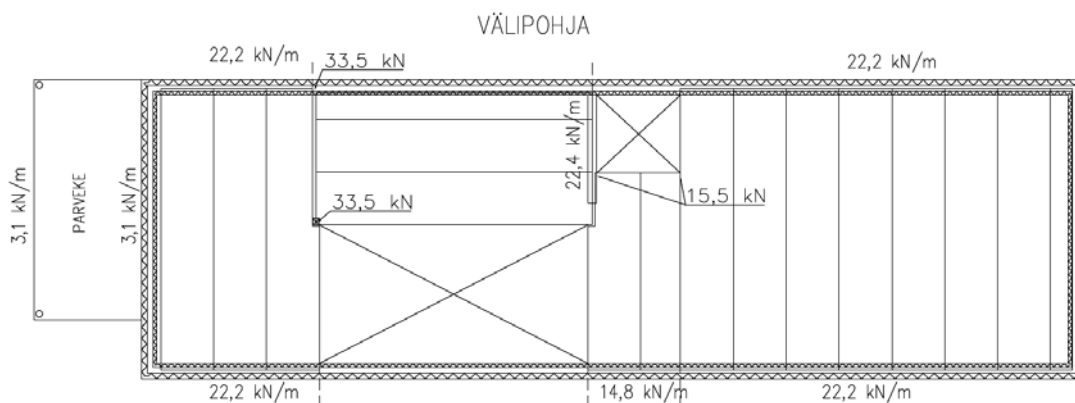
Kuva 1. Lumikuorman ja yläpohjan omapainon kuormat.

3.2.2 Välipohja

Välipohja poikkeaa tavallisesta sen verran että porrasaukon lisäksi siinä on 3,15 m leveä ja 6,1 m pitkä aukko ruokailutilan kohdalla, mikä tuo välipohjan suunnitteluun omia haasteita. Ensimmäiseen kerrokseen joudutaan lisäämään pilari tukemaan laataston kulmaa, koska aukon pituus aiheuttaa suurehkon metrikuorman tukena oleville ontelolaatoille. Toisella puolella on vastaavasti päätetty tehdä porrasaukon ja keittiön välinen seinä kantavaksi. Porrasaukko on perinteinen nelikulmainen aukko, jossa lyhennetyt ontelolaatat tuetaan PBOK-kannakkeella viereisiin ontelolaattoihin.

Kuormien laskennassa on käytetty seuraavia arvoja:

Ontelolaattojen omapaino	2,6 kN/m ²	(Parmanontelolaatatot, 10).
80mm pintavalun omapaino	2,0 kN/m ²	(EN 1991-1-1, 46).
Asuinrakennuksen hyötykuorma	2,0 kN/m ²	(EN 1991-1-1, 30).
Kevyet väliseinät	0,5 kN/m ²	(EN 1991-1-1, 32).

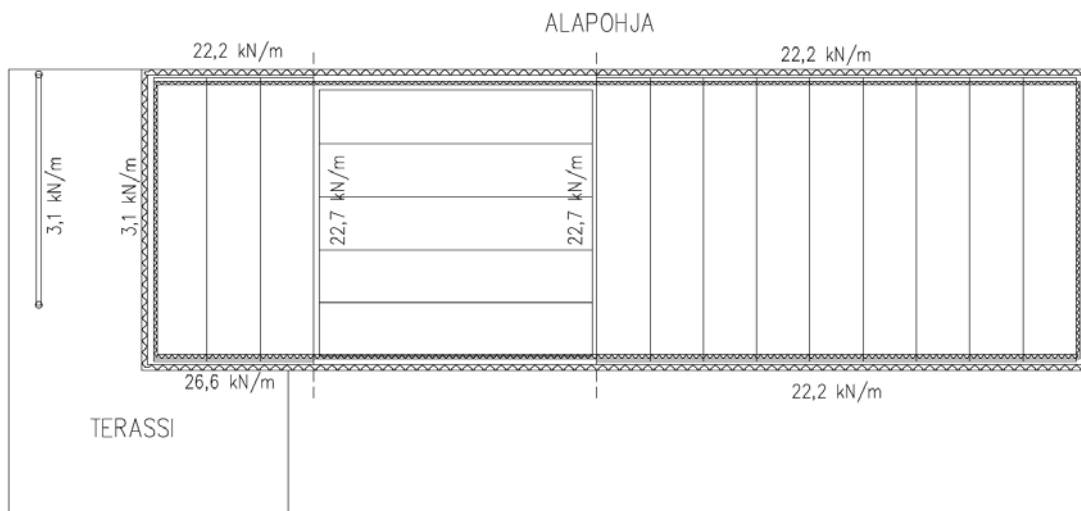


Kuva 2. Välipohjasta aiheutuva kuormitus

Vaikka EN 1991-1-1 mukaan hyötykuorma parvekkeella on $2,5 \text{ kN/m}^2$ ja katon lumikuorma Espoossa on $2,2 \text{ kN/m}^2$, mutta on päätetty jättää lumikuorma kokonaan huomioimatta parvekkeella, koska jos siellä on ihmisiä niin todennäköisesti lumi on sieltä putsattu. Lisäksi parvekkeen päällä on katos, joka puolestaan pienentää lumen kasaantumista parvekkeelle talvisin.

3.2.3 Alapohja

Alapohja on melko yksinkertainen rakenne, mutta tässä kohteessa on päätetty tehdä pieni erikoisuus ja kääntää keittiön ja ruokailutilan kohdalla olevat ontelolaatat talon suuntaisesti, kuten välipohjassa. Perusteluna tälle toimenpiteelle on se että näin saadaan yhtenäinen tukirakenne välipohjan laatoista tulevalle pistekuormalle ja kantavalle väliseinälle. Lisäksi ruokailutilassa olevan 6 metriä leveän ikkunan kohdalle ei tule metrikuormaa ala- ja välipohjasta, näin ollen sokkelipalkin jänneväliä pystytään kasvattamaan 6,15 metriin. Varasto perustetaan paaluille, mutta alapohja siellä tehdään kuitenkin maanvaraisena, joten sitä ei ole mukana kuvassa 3.



Kuva 3. Alapohjasta tulevat metrikuormat.

3.2.4 Sokkelijaseinät

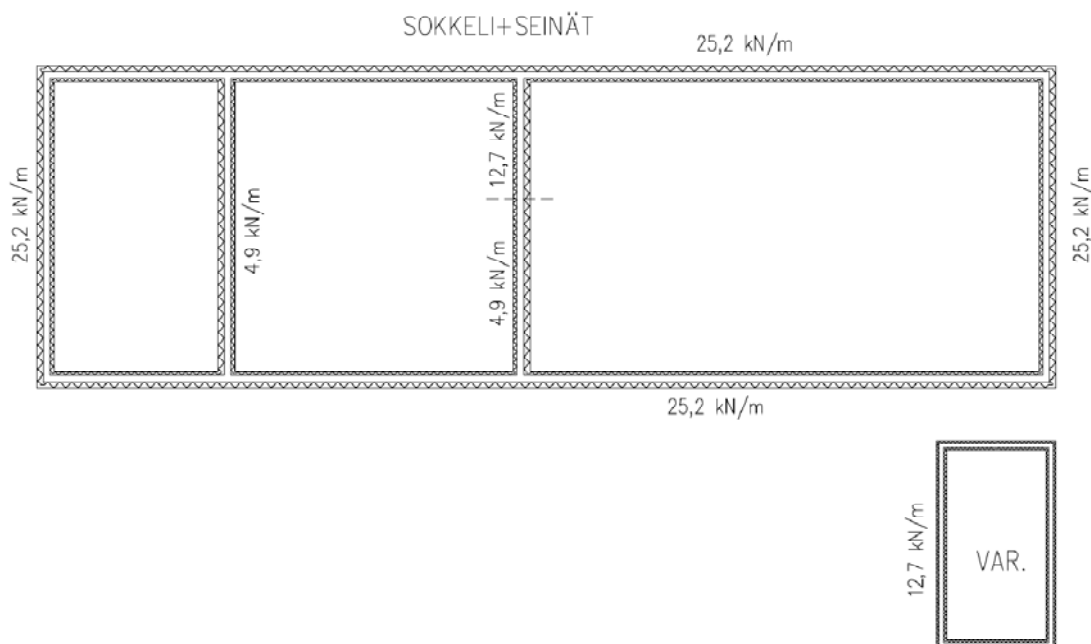
Talo rakennetaan FinnEPS350-harkkomallista, jossa betonirungon paksuus on 140 mm, välipienoja ei huomioida kuormia laskettaessa. Ikkunat ja muut aukot seinissä jätetään myös huomioimatta, joten seinän ja sokkelin laskenta on hyvin yksinkertainen toimenpide.

$$\text{Seinän metrikuorma} = b * h * \gamma_c$$

jossa

b	seinän paksuus
h	seinän korkeus
γ_c	raudoitetun betonin tiheys, 25 kN/m ³

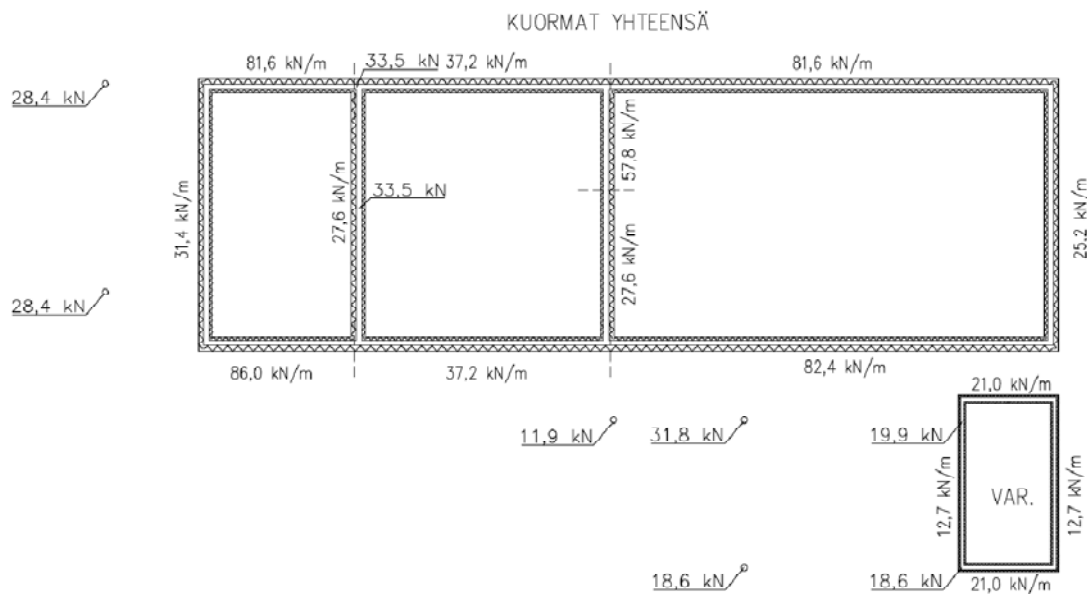
Periaatteessa tämän kokoiseen taloon riittäisi yksi jäykistävä välisokkeli, mutta ontelolaattojen erikoisjärjestelyjen takia tähän joudutaan rakentamaan kaksi välisokkeliä. Toisen välisokkelin vajaa puolikas on painavampi, koska sen päällä on kantava väliseinä. Varaston seinien yläpinta ei ole samassa tasossa, mutta korkoero on sen verran pieni että laskujen helpottamiseksi kuormaksi otetaan korkeamman seinän mukaan laskettu metrikuorma.



Kuva 4. Seinästä ja sokkelista tulevat metrikuormat.

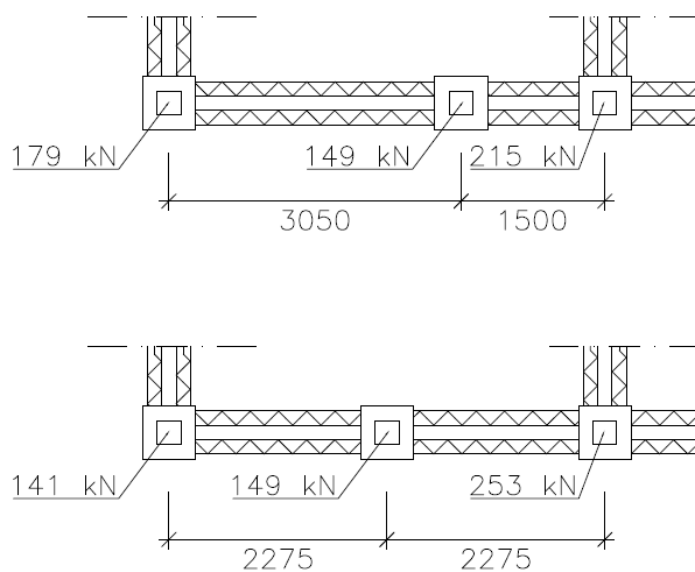
3.2.5 Kuormat yhteensä

Kun kaikki vaakatasot ovat laskettu erikseen ne on helppo yhdistää ja merkitä kuormien summat paikoilleen. Näiden pohjalta on helpompi hahmottaa paalujen paikat ja laskea riittävätkö paalujen kantavuudet.



Kuva 5. Yhteenlasketut piste- ja metrikuormat.

Tällainen tarkempi kuormienlaskenta antaa mahdollisuuden huomata erikoiskohtia, esimerkiksi jos kahden nurkan välillä on liian suuri jänneväli niin yleensä lisäpaalu asetetaan nurkkien keskelle. Kuormien tarkempi laskenta voi osoittaa että optimaalinen paikka lisäpaalulle ei olekaan keskellä vaan lähemmäs toista nurkkaa. Esimerkiksi kuvassa 6 esitetty tapaus. Tässä kohteessa kitkapaalun geotekninen kantavuus oli enintään 240 kN/paalu, joka ei toteutuisi jos lisäpaalu olisi tasan keskellä.

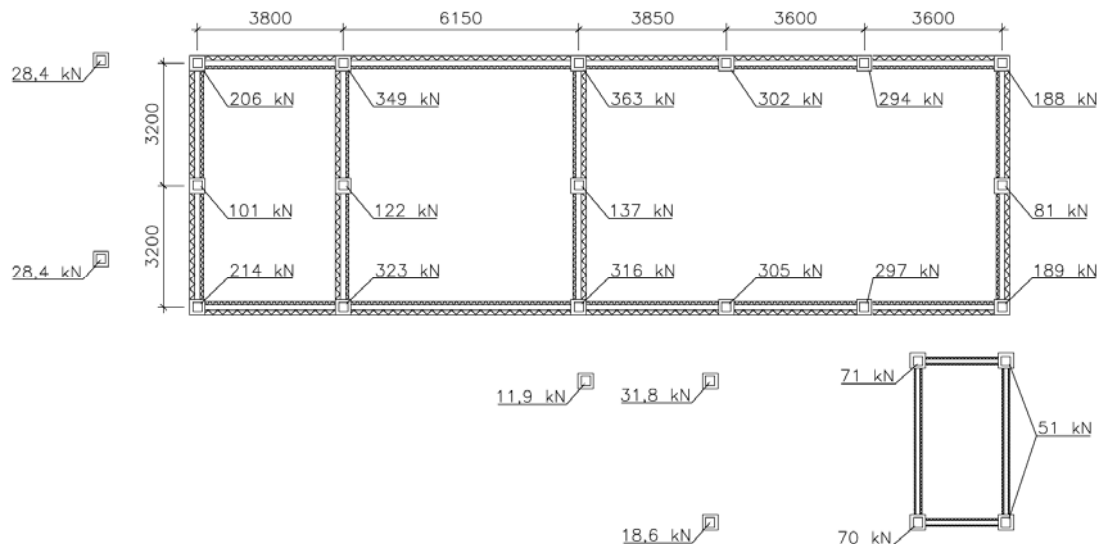


Kuva 6. Esimerkki paalun sijoittelun vaikutuksesta.

3.3 Perustus

3.3.1 Paalukuormat

Kuormien laskennan jälkeen otetaan sokkelin kuva ja sijoitetaan siihen paalut nurkista alkaen, koska niihin on melkein aina laitettava tukipaalu, ellei kyseessä ole jokin harvinainen erikoistapaus. Nurkkakohtien jälkeen katsotaan paalujen etäisyydet, jännevälin mitan on hyvää olla enintään 4,5 metriä, jos se on suurempi niin silloin pitää laskennallisesti todistaa että näin pitkä sokkelipalkki kestää.



Kuva 7. Paaluille tulevat kuormat.

3.3.2 Sokkelipalkin laskenta

Laskujen perusteella paalujen kantavuus ei tule olemaan rajoittava tekijä, siksi seuraavana vaiheena on tarkistaa epäedullisemmän kohdan sokkelipalkin koko ja siihen tulevien terästen määrää. Jos sokkelipalkista on tulossa turhan iso tai terästyksen pinta-ala suhteessa palkin pinta-alaan on korkea niin paaluvälejä kannattaa tihentää ja lisätä muutama paalu. Liian korkea sokkelipalkki voi olla kustannussyistä epäedullisempi tehdä, koska joudutaan laittamaan lisää harkkovarveja, valuun menee enemmän betonia ja maankaivukuutioita tulee olemaan enemmän. Vastapainoksi voi mainita että korkeaan palkkiin tarvitaan vähemmän leikkausraudoitusta eli hakoja, niitä kun tulee jonkin verran ja niitä on hankalahkoa laittaa. Täytyy jostain kohtaa löytää sopiva kompromissi.

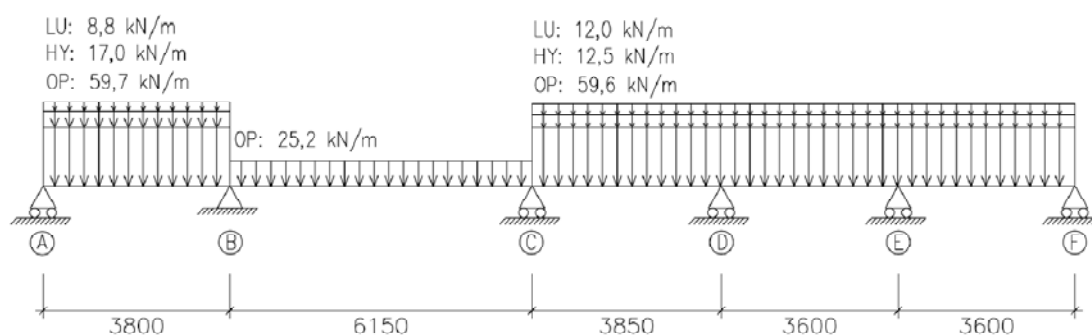
Silmäilemällä kuvaa 5 huomataan että suurin metrikuorma on 86 kN/m^2 , vertaamalla se kuvassa 7 oleviin jänneväleihin huomataan että juuri se paaluväli on suurella todennäköisyydellä mitoittava väli. Joten lasketaan kyseisen seinän sokkelipalkki jatkuvana palkkina koko seinän pituudelta.

Talo kasataan, niin kuin aiemmin oli sanottu, FinnEPS350-harkkomallista, jonka mitat ovat $350 \times 300 \times 1200 \text{ mm}$ (Leveys x Korkeus x Pituus). Ryömintätilan vähimmäiskorkeuden tulee olla vähintään 800 mm (Suomen RakMK C2, 7). Nämä

seikat huomioon ottaen sokkelipalkin alustavaksi korkeudeksi valitaan neljä harkkovarvia eli 1200 mm, mutta kun ontelolaatan asennuspaloille täytyy jättää 20 mm tilaa niin sokkelipalkin betoniosuuden korkeudeksi tulee 1180 mm.

3.3.2.1 Jatkuvan sokkelipalkin hahmottaminen

Lähtökohtana hahmotellaan jatkuva palkki, jossa on merkattuna metrikuormat jaoteltuna.



Kuva 8. Jatkuvan sokkelipalkin kuormitukset.

3.3.2.2 Jäykkyysluvut

Jäykkyysluvut on tässä tapauksessa helppo laskea, koska palkki on kauttaaltaan samaa ainetta eli betonia ja myös samankokoinen koko pituudella, tämä tarkoittaa että EI pysyy vakiona.

Jäykkyysluvun laskentakaava $K=EI / L$

jossa L tarkasteltava jänneväli

jos palkin päässä on niveltuki niin silloin eteen kertoimeksi laitetaan 3/4 (Sandberg 2012.)

Koska EI = vakio, sen paikalle merkitään 1.

$$K_{A-B} = \frac{3}{4} * \frac{1}{3,8} = 0,197 \quad K_{B-C} = \frac{1}{6,15} = 0,163$$

$$K_{C-D} = \frac{1}{3,85} = 0,260 \quad K_{D-E} = \frac{1}{3,6} = 0,278$$

$$K_{D-E} = \frac{3}{4} * \frac{1}{3,6} = 0,208$$

3.3.2.3 Mitoituskuormat

SFS EN1990 mukaan murtorajatilan kuormitukset lasketaan kaavalla:

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

jossa P on esijännitys, tässä tapauksessa se on nolla.

kuitenkin vähintään:

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j}$$

Tarkastellaan seuraavaksi kolmea kuormitustapausta, jossa on ensin pelkästään omapaino kerrottuna kertoimella 1,35 ja kaksi muuta tapausta, joissa lumi- ja hyötykuormat vaihtavat paikkaa määräävänä muuttuvana kuormituksena.

Tapaus 1, jossa pelkästään omapaino

$$q = 1,35 * 59,7 = 80,6 \text{ kN/m}$$

Tapaus 2, jossa hyötykuorma määräävänä kuormana

$$q = 1,15 * 59,7 + 1,5 * 17,0 + 1,5 * 0,7 * 8,8 = 103,4 \text{ kN/m}$$

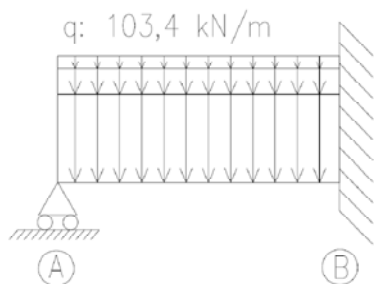
Tapaus 3, jossa lumi määräävänä kuormana

$$q = 1,15 * 59,7 + 1,5 * 8,8 + 1,5 * 0,7 * 17,0 = 99,7 \text{ kN/m}$$

Huomataan että tapauksessa 2 on suurin murtorajatilan metrikuorma, joten se otetaan mitoituskuormaksi seuraaviin laskuihin.

3.3.2.4 Alkeistapaukset

Alkeistapaukset lasketaan Rakentajain kalenterin 2007 mukaan:

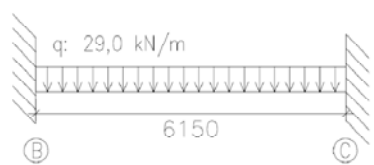


$$V_{A1} = \frac{3}{8}qL = \frac{3}{8} * 103,4 \frac{kN}{m} * 3,8m = 147,3 kN$$

$$V_{B1} = \frac{5}{8}qL = \frac{5}{8} * \frac{103,4kN}{m} * 3,8m = 245,6kN$$

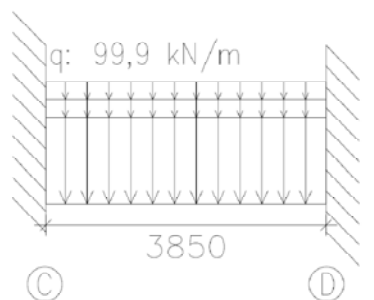
$M_{A-B} = 0$, koska reunatuki ei ota vastaa momenttia

$$M_{B-A} = \frac{qL^2}{8} = \frac{103,4 * 3,8^2}{8} = 186,6 kNm$$



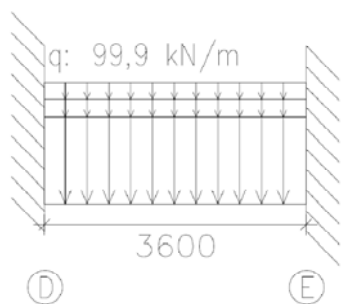
$$V_{B2} = V_{C1} = \frac{qL}{2} = \frac{\frac{29kN}{m} * 6,15m}{2} = 89,2 kN$$

$$M_{B-C} = M_{C-B} = \frac{qL^2}{12} = \frac{\frac{29kN}{m} * 6,15^2}{12} = 91,4 kNm$$



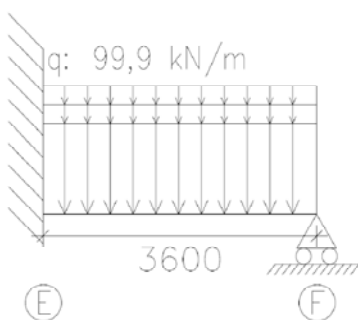
$$V_{C2} = V_{D1} = \frac{qL}{2} = \frac{\frac{99,9kN}{m} * 3,85m}{2} = 192,3kN$$

$$M_{C-D} = M_{D-C} = \frac{qL^2}{12} = \frac{\frac{99,9kN}{m} * 3,85^2}{12} = 123,4kNm$$



$$V_{D2} = V_{E1} = \frac{qL}{2} = \frac{99,9 * 3,6}{2} = 179,8kN$$

$$M_{D-E} = M_{E-D} = \frac{qL^2}{12} = \frac{99,9 * 3,6^2}{12} = 107,9kNm$$



$$V_{E2} = \frac{5}{8}qL = \frac{5}{8} * 99,9 * 3,6 = 224,8kN$$

$$V_{F} = \frac{3}{8}qL = \frac{3}{8} * 99,9 * 3,6 = 134,9kN$$

$$M_{E-F} = \frac{-qL^2}{8} = \frac{-99,9 * 3,6^2}{8} = -161,8kN$$

$M_{F-E} = 0$, koska tuki ei ota momenttia vastaan

Tässä voisi huomata että palkkivälin B-C kuormaksi on otettu pelkästään seinän paino ilman yläpohja- ja lumikuormaa. Tämä siksi että siinä kohdassa tulee olemaan 6 metriä leveä ikkuna ja ikkunan päällä on tietenkin kantava palkki, joka ohjaa sen omapainonsa ja kaikki sen yläpuolella olevat kuormitukset palkin sivuilla oleville seinille. Joten tässä paaluvälissä olevalle sokkelipalkille jää kannatettavaksi oman painonsa lisäksi ainoastaan sen päällä oleva seinä, jolloin oletettavasti päästään melko helposti 6,15 metrin paaluväliin.

3.3.2.5 Jakoluvut

Jakoluvut

$$\mu_{B-A} = \frac{K_{A-B}}{K_{A-B} + K_{B-C}} = \frac{0,197}{0,197 + 0,163} = 0,547$$

$$\mu_{B-C} = \frac{K_{B-C}}{K_{A-B} + K_{B-C}} = \frac{0,163}{0,197 + 0,163} = 0,453$$

$$\mu_{C-B} = \frac{K_{B-C}}{K_{B-C} + K_{C-D}} = \frac{0,163}{0,163 + 0,260} = 0,385$$

$$\mu_{C-D} = \frac{K_{C-D}}{K_{B-C} + K_{C-D}} = \frac{0,260}{0,163 + 0,260} = 0,615$$

$$\mu_{D-C} = \frac{K_{C-D}}{K_{C-D} + K_{D-E}} = \frac{0,260}{0,260 + 0,278} = 0,483$$

$$\mu_{D-E} = \frac{K_{D-E}}{K_{C-D} + K_{D-E}} = \frac{0,278}{0,260 + 0,278} = 0,517$$

$$\mu_{E-D} = \frac{K_{D-E}}{K_{D-E} + K_{E-F}} = \frac{0,278}{0,278 + 0,208} = 0,572$$

$$\mu_{E-F} = \frac{K_{E-F}}{K_{D-E} + K_{E-F}} = \frac{0,208}{0,278 + 0,208} = 0,428$$

Katsotaan millä tuella on suurin ero vasemman- ja oikeanpuolimmaisien momentin välillä:

	Vasen puoli (kNm)	Oikea puoli (kNm)	ΔM (kNm)
Tuki B	186,6	-89,2	97,4
Tuki C	89,2	-123,4	-34,2
Tuki D	123,4	-107,9	15,5
Tuki E	107,9	-161,8	-53,9

3.3.2.6 Kuormien tasaus

Tasaus aloitetaan yleensä suurimmasta arvosta eli tuesta B, jossa momenttien eroksi tuli 97,4 kNm.

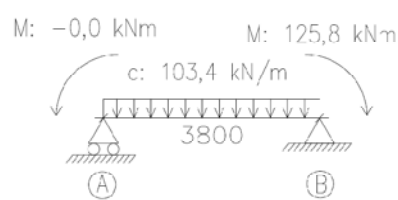
Tuki B	$\mu_{B-A}\Delta M_B = 0,547*97,4 = 53,3 \text{ kNm}$	$\mu_{B-C}\Delta M_B = 0,453*97,4 = 44,1 \text{ kNm}$
Tuki D	$\Delta M_D = 15,5$	$\mu_{D-E}\Delta M_D = 0,517*15,5 = 8,0 \text{ kNm}$
Tuki C	Uusi $\Delta M_C = -60,1$	$\mu_{C-D}\Delta M_C = 0,615*-60,1 = -37,0 \text{ kNm}$
Tuki E	Uusi $\Delta M_E = -57,9$	$\mu_{E-F}\Delta M_E = 0,428*-57,9 = -24,8 \text{ kNm}$
	$\mu_{E-D}\Delta M_E = 0,572*-57,9 = -33,1 \text{ kNm}$	
Tuki B	Uusi $\Delta M_C = 11,6$	$\mu_{B-C}\Delta M_B = 0,453*11,6 = 5,3 \text{ kNm}$
Tuki D	$\Delta M_D = 35,1$	$\mu_{D-E}\Delta M_D = 0,517*35,1 = 18,1 \text{ kNm}$
	$\mu_{D-C}\Delta M_D = 0,483*35,1 = 17,0 \text{ kNm}$	
Tuki E	Uusi $\Delta M_E = -9,1$	$\mu_{E-F}\Delta M_E = 0,428*-9,1 = -3,9 \text{ kNm}$
	$\mu_{E-D}\Delta M_E = 0,572*-9,1 = -5,2 \text{ kNm}$	
Tuki C	Uusi $\Delta M_C = -11,2$	$\mu_{C-D}\Delta M_C = 0,615*-11,2 = -6,9 \text{ kNm}$
	$\mu_{C-B}\Delta M_C = 0,385*-11,2 = -4,3 \text{ kNm}$	
Tuki B	Uusi $\Delta M_C = 2,2$	$\mu_{B-C}\Delta M_B = 0,453*2,2 = 1,0 \text{ kNm}$
	$\mu_{B-A}\Delta M_B = 0,547*2,2 = 1,2 \text{ kNm}$	
Tuki D	$\Delta M_D = 6,1$	$\mu_{D-E}\Delta M_D = 0,517*6,1 = 3,2 \text{ kNm}$
	$\mu_{D-C}\Delta M_D = 0,483*6,1 = 2,9 \text{ kNm}$	
Tuki C	Uusi $\Delta M_C = -2,0$	$\mu_{C-D}\Delta M_C = 0,615*-2,0 = -1,2 \text{ kNm}$
	$\mu_{C-B}\Delta M_C = 0,385*-2,0 = -0,8 \text{ kNm}$	
Tuki E	Uusi $\Delta M_E = -1,6$	$\mu_{E-F}\Delta M_E = 0,428*-1,6 = -0,7 \text{ kNm}$
	$\mu_{E-D}\Delta M_E = 0,572*-1,6 = -0,9 \text{ kNm}$	

A	B	C	D	E	F				
	0,547	0,453	0,385	0,615	0,483	0,517	0,572	0,428	
	← 0	← 0,5 →	← 0,5 →	← 0,5 →	← 0,5 →	← 0,5 →	← 0,5 →	0 →	
0	186,6	-89,2	89,2	-123,4	123,4	-107,9	107,9	-161,8	0
	-53,3	-44,1	-22,1	-3,8	-7,5	-8,0	-4,0		
		11,6	23,1	37,0	18,5	16,6	33,1	24,8	
	-6,3	-5,3	-2,7	-8,5	-17,0	-18,1	-9,1		
		2,2	4,3	6,9	3,5	2,6	5,2	3,9	
	-1,2	-1,0	-0,5	-1,5	-2,9	-3,2	-1,6		
			0,8	1,2			0,9	0,7	
0	125,8	-125,8	92,1	-92,1	118,0	-118,0	132,4	-132,4	0

Kaksi taulukkoa ehkä näyttävät sekaisilta, mutta yritän selittää mitä kussakin tapahtuu, koska ne molemmat kulkevat käsikädessä. Ensiksi kun aloitetaan tasaus suurimmasta arvosta kerrotaan momenttien erotus vasemmalla puolella olevalla jakoluvulla niin saadaan arvo vasemmalle puolelle, samalla tavalla tehdään oikean puolen kanssa. Näin saadaan kummallekin puolelle tukea arvo, jonka lisäämällä tasoitetaan kahden puolen eroavaisuudet. Tasoitusarvosta kuitenkin puolet heijastuu viereiselle tuelle, paitsi jos viereinen tuki on sellainen ettei se ota momenttia vastaan. Näitä heijastuksia ja tasoituksia sitten jatketaan niin kauan että arvot pienevät sen verran että niiden vaikutus ei enää ole merkittävä, jolloin tasoitus voidaan päättää ja laskea tasoitetut momentit tukien kohdalla. Tästä eteenpäin jatketaan laskemalla tukireaktiot ja niiden avulla sitten kenttämomentit (Sandberg 2012.)

3.3.2.7 Momentti- ja leikkausvoimat

Palkki A-B:



$$\sum M_B = 0$$

$$A_y * 3,8m - \frac{103,4kN}{m} * \frac{(3,8m)^2}{2} + 125,8kNm = 0$$

$$A_y = \frac{\frac{103,4kN}{m} * \frac{(3,8m)^2}{2} - 125,8kNm}{3,8m} = 163,4kN$$

$$\sum F_y = 0$$

$$A_y - qL + B_{y1} = 0 \rightarrow B_{y1} = \frac{103,4kN}{m} * 3,8m - 163,4kN = 229,6kN$$

Nyt on saatu laskettua tukireaktiot, jotka ovat mitoittavia leikkausraudoitusta laskettaessa. Jotta pystyisimme laskemaan kenttämomentin meidän on tiedettävä missä kohdassa momentti saa suurimman arvonsa. Tämän laskemiseksi on muistettava momentin laskukaava: $M_{(x)} = A_y x - \sum_{i=1}^k F_{iy} (x - L_i)$. Selkokielellä se tarkoittaa että otetaan jokin tietty piste etäisyydellä x vasemmasta reunasta ja lasketaan siinä kohdassa kaikki siitä vasemmalla puolella vaikuttavat kuormitukset yhteen. Mutta jottei tarvitsisi haarukoida nappituntumalla missä kohdassa voisi olla suurin kenttämomentti kaava voidaan derivoida ja ratkaista millä x arvolla tulos on nolla, näin saadaan tietää kohta jossa on momenttiarvon huippuarvo.

Derivoidaan momenttikaava:

$$M'(x) = A_y - qx$$

Ratkaistaan millä x :n arvolla kaava on nolla:

$$A_y - qx = 0$$

$$x = \frac{A_y}{q} = \frac{163,4 \text{ kN}}{103,4 \text{ kN/m}} = 1,58 \text{ m}$$

Eli x :n arvolla 1,58 m kenttämomenti on suurimmillaan, lasketaan sen arvo:

$$M_{(1,58 \text{ m})} = A_y x - q \frac{x^2}{2} = 163,4 \text{ kN} * 1,58 \text{ m} - \frac{103,4 \text{ kN}}{\text{m}} * \frac{(1,58 \text{ m})^2}{2} = 129,1 \text{ kNm}$$

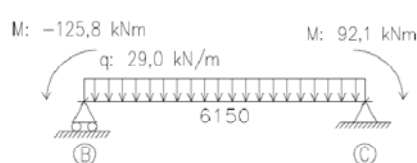
Tämä voidaan myös helposti tarkistaa sijoittamalla x :n arvoiksi esimerkiksi 1,50 m ja 1,70 m ja katsoa mitä tapahtuu:

$$M_{(1,50 \text{ m})} = A_y x - q \frac{x^2}{2} = 163,4 \text{ kN} * 1,50 \text{ m} - \frac{103,4 \text{ kN}}{\text{m}} * \frac{(1,50 \text{ m})^2}{2} = 128,8 \text{ kNm}$$

$$M_{(1,70 \text{ m})} = A_y x - q \frac{x^2}{2} = 163,4 \text{ kN} * 1,70 \text{ m} - \frac{103,4 \text{ kN}}{\text{m}} * \frac{(1,70 \text{ m})^2}{2} = 128,4 \text{ kNm}$$

Huomataan että molemmissa tapauksissa kenttämomentin arvo alkaa pieneneään, eli palkin A-B suurin kenttämomenti on 129,1 kNm. Lasketaan samalla tavalla muutkin palkkivälit:

Palkki B-C:



$$\sum M_C = 0$$

$$B_{y2} * 6,15 \text{ m} - \frac{29,0 \text{ kN}}{\text{m}} * \frac{(6,15 \text{ m})^2}{2} + 92,1 \text{ kNm} - 125,8 \text{ kNm} = 0$$

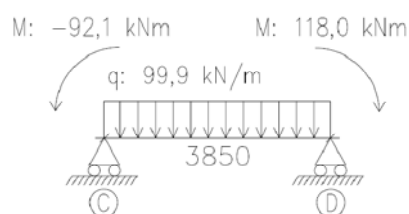
$$B_{y2} = \frac{\frac{29,0 \text{ kN}}{m} \cdot \frac{(6,15 \text{ m})^2}{2} - 92,1 \text{ kNm} + 125,8 \text{ kNm}}{6,15 \text{ m}} = 94,7 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$B_{y2} - qL + C_{y1} = 0 \rightarrow C_{y1} = \frac{29,0 \text{ kN}}{m} * 6,15 \text{ m} - 94,7 \text{ kN} = 83,7 \text{ kN}$$

$$M_{(3,27 \text{ m})} = B_{y2}x - q \frac{x^2}{2} = 94,7 \text{ kN} * 3,27 \text{ m} - \frac{29,0 \text{ kN}}{m} * \frac{(3,27 \text{ m})^2}{2} = 154,6 \text{ kNm}$$

Palkki C-D:



$$\Sigma M_D = 0$$

$$C_{y2} * 3,85 \text{ m} - \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(3,85 \text{ m})^2}{2} + 118,0 \text{ kNm} - 92,1 \text{ kNm} = 0$$

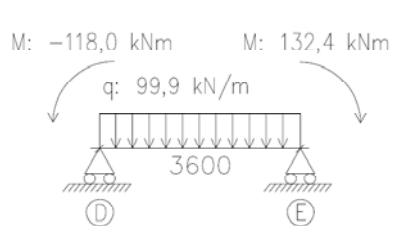
$$C_{y2} = \frac{\frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(3,85 \text{ m})^2}{2} - 118,0 \text{ kNm} + 92,1 \text{ kNm}}{3,85 \text{ m}} = 185,6 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$C_{y2} - qL + D_{y1} = 0 \rightarrow D_{y1} = \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * 3,85 \text{ m} - 185,6 \text{ kN} = 199,0 \text{ kN}$$

$$M_{(1,86 \text{ m})} = C_{y2}x - q \frac{x^2}{2} = 185,6 \text{ kN} * 1,86 \text{ m} - \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(1,86 \text{ m})^2}{2} = 172,8 \text{ kNm}$$

Palkki D-E:



$$\Sigma M_E = 0$$

$$D_{y2} * 3,6 \text{ m} - \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(3,6 \text{ m})^2}{2} + 132,4 \text{ kNm} - 118,0 \text{ kNm} = 0$$

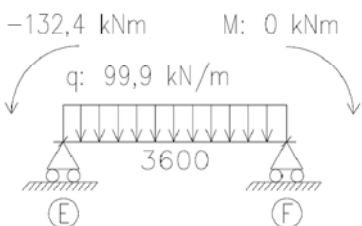
$$D_{y2} = \frac{\frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(3,6 \text{ m})^2}{2} - 132,4 \text{ kNm} + 118,0 \text{ kNm}}{3,6 \text{ m}} = 175,8 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$D_{y2} - qL + E_{y1} = 0 \rightarrow E_{y1} = \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * 3,6 \text{ m} - 175,8 \text{ kN} = 183,8 \text{ kN}$$

$$M_{(1,76 \text{ m})} = D_{y2}x - q \frac{x^2}{2} = 175,8 \text{ kN} * 1,76 \text{ m} - \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(1,76 \text{ m})^2}{2} = 154,7 \text{ kNm}$$

Palkki E-F:



$$\sum M_F = 0$$

$$E_{y2} * 3,6 \text{ m} - \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(3,6 \text{ m})^2}{2} - 132,4 \text{ kNm} = 0$$

$$E_{y2} = \frac{\frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(3,6 \text{ m})^2}{2} + 132,4 \text{ kNm}}{3,6 \text{ m}} = 216,6 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$E_{y2} - qL + F_{y1} = 0 \rightarrow F_{y1} = \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * 3,6 \text{ m} - 216,6 \text{ kN} = 143,0 \text{ kN}$$

$$M_{(2,17 \text{ m})} = E_{y2}x - q \frac{x^2}{2} - 132,4 \text{ kNm} = 216,6 \text{ kN} * 2,17 \text{ m} - \frac{99,9 \text{ kN}}{m} * \frac{(2,17 \text{ m})^2}{2} - 132,4 \text{ kNm} = 102,4 \text{ kNm}$$

Nyt on kaikki tarvittavat arvot laskettu. Jatkamista helpottamiseksi kootaan tarvittavat arvot taulukkoon ja poimitaan niistä suurimmat:

	Palkki A-B	Palkki B-C	Palkki C-D	Palkki D-E	Palkki E-F
Kenttämomentti	129,1 kNm	154,6 kNm	172,8 kNm	154,7 kNm	102,4 kNm

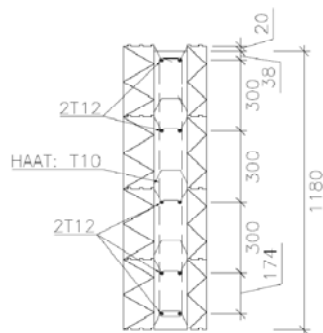
	Tuki A	Tuki B	Tuki C	Tuki D	Tuki E	Tuki F
Leikkausvoima	163,4 kN	324,3 kN	269,3 kN	374,8 kN	326,8 kN	143 kN
Tukimomentti	0 kNm	125,8 kNm	92,1 kNm	118,0 kNm	132,4 kNm	0kN

Taulukosta on helppo katsoa että mitoittava kenttämomentti sijaitsee palkissa C-D, mitoittava tukimomentti tuella E ja mitoittava leikkausvoima tuella D. Lasketaan esimerkiksi vielä sokkelipalkin alapinnan rauditus, joka ottaa vastaan kenttämomentin ja hakarauditus leikkausvoimaa vastaan.

3.3.2.8 Alapinnan raudoitus

Lähtötietoina meillä on seuraavat seikat:

Rakenneluokka	2		
Käytettävä betoni	C25/30	→	$f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$ (RIL 202-2011, 22)
Teräslaatu	A500HW	→	$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$ (BY 60, 31)



Palkin korkeus	1180 mm
Palkin leveys	140 mm
Jänneväli	3,85 m
Teräksen halkaisija	12 mm
Hakojen halkaisija	10 mm

Terästen etäisyydet ovat mitattu harkkomallista. Hakojen halkaisijaksi valitaan kokemuksen perusteella 10 mm, koska näin oletettavasti jakoväli saadaan kasvatettua ja hakojen määrää puolestaan pienennettyä, koska niitä on hankalahkoa laittaa. Katsotaan jos kuormituksesta johtuva kk-väli on paljon suurempi kuin tehollisen korkeuden mukaan suurin sallittu väli niin pienennetään sitten hakojen halkaisijaa. Tehollista korkeutta laskettaessa käytetään kahden alimmaisen teräksen painopisteen mukaan laskettua arvoa. Tässä tapauksessa kun kaikki teräkset ovat 2T12 niin painopiste on näiden kahden rivin keskellä ja kaava yksinkertaistuu:

$$d = \frac{174 \text{ mm}}{2} + 3 * 300 + 38 = 1025 \text{ mm}$$

Edetään tästä eteenpäin ja lasketaan tarvittava taivutusraudoitus EC2:n mukaan käyttäen hyväksi osaa 4: palkit ja kuvaa 2.

Määritetään μ kaavasta:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{172,8 * 10^6 \text{ Nmm}}{140 \text{ mm} * (1025 \text{ mm})^2 * 14,2 \text{ N/mm}^2} = 0,0827$$

Määritetään μ_d kaavasta:

$$\mu_d = 0,960\delta - 0,264\delta^2 - 0,371$$

jossa δ on uudelleen jakautumisen suhde, joka on tässä tapauksessa 1 eli $\mu_d = 0,960 * 1 - 0,264 * 1^2 - 0,371 = 0,325$

Tässä tapauksessa $\mu \leq \mu_d$ eli puristusraudoitusta ei tarvita.

Ratkaistaan momenttivarsi z kaavalla:

$$z = \frac{d}{2} [1 + \sqrt{1 - 2\mu}] = \frac{1025 \text{ mm}}{2} [1 + \sqrt{1 - 2 * 0,0827}] = 980,7 \text{ mm}$$

Lasketaan tarvittava vetorauskoitus:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z} = \frac{172,8 * 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{435 \text{ N}}{\text{mm}^2} * 980,7 \text{ mm}} = 406 \text{ mm}$$

Katsotaan riittääkö meidän neljä 12 mmterästankoa:

$$A_{s,est} = 4 * \pi \frac{d^2}{4} = 4 * \pi * \frac{12^2}{4} = 452 \text{ mm} \geq 406 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Tarkistetaan vielä täyttyykö vähimmäisraudoituksen ehto:

$$A_{s,min} = 0,26f_{ctm}b_t \frac{d}{f_{yk}} = 0,26 * \frac{2,6 \text{ N}}{\text{mm}^2} * 140 \text{ mm} * \frac{1025 \text{ mm}}{500 \text{ N/mm}^2} = 195 \text{ mm}^2$$

$A_s \geq A_{s,min}$, joten ehto täyttyy.

3.3.2.9 Leikkausraudoitus

Jatketaan laskemalla pystysuora leikkausraudoitus saman EC2:n mukaan, mutta nyt käyttäen kuvan 5 vuokaaviota.

Määritetään V_{Ed} , joka on leikkausvoima etäisyydellä d tuen reunasta sekä v_{Ed} , joka on puolestaan leikkausjännitys pinta-alayksikköä kohden.

$$V_{Ed} = V_d - q \frac{d}{1000\text{mm/m}} = 374,8\text{kN} - \frac{99,9\text{kN}}{\text{m}} * \frac{1025\text{mm}}{1000\text{mm/m}} = 272,4\text{kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{0,9bd} = \frac{272400\text{N}}{0,9 * 140\text{mm} * 1025\text{mm}} = 2,11\text{ N/mm}^2$$

Tarkistetaan $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ ($\cot \theta = 2,5$) taulukosta 6

$$2,11 \leq 2,64 \rightarrow \text{OK} \rightarrow \cot \theta = 2,5$$

Lasketaan pystysuoran leikkausraudoituksen tarve

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{Ed}b_w}{f_{ydw}\cot\theta} = \frac{2,11\text{N} * 140\text{mm} * \text{mm}^2}{\text{mm}^2 * 435\text{N} * 2,5} = 0,2716\text{mm}$$

$$A_{sw} = 2\pi \frac{d^2}{4} = 2\pi * \frac{10^2}{4} = 157\text{ mm}^2$$

Haan leikkauksen pinta-ala kerrotaan kahdella koska kyseessä on leikkaushaka, jonka molempien puolien teräkset ottavat leikkausvoiman vastaan. Vääntöhakoissa vain toinen puolikas ottaa vetoa vastaan, siellä ei saa pinta-alaa kertoa kahdella.

Kun pinta-ala on tiedossa voidaan ratkaista suurin sallittu jakoväli kuormituksen perusteella

$$s = \frac{157\text{mm}^2}{0,2716\text{mm}} = 578\text{ mm}$$

Tarkistetaan leikkausraudoituksen suurin sallittu jakoväli palkin tehollisen korkeuden mukaan

$$s_{l,max} = 0,75d = 0,75 * 1025\text{mm} = 768\text{ mm}$$

Tästä huomataan että Ø10 hakojen kuormituksesta johtuva jakoväli on jopa pienempi kuin tehollinen korkeus antaa myöten, joten kk-väliksi valitaan k500, koska se sopii harkkomallin välipienojen kanssa samaan jakoon. Tarkistetaan vielä vähimmäispinta-alan ehto

$$A_{sw,min} = sb_w \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} = 500mm * 140mm * \frac{0,08\sqrt{25}}{435} = 65 mm^2$$

$$A_{sw} \geq A_{sw,min} \rightarrow 157 mm^2 \geq 65 mm^2 \rightarrow \text{ehto täyttyy}$$

3.3.2.10 Yhteenveto

Sokkelipalkin alapinnan raudoitus ja haat on laskettu, yläpinnan raudoituksen laskenta on samanlainen kuin alapinnankin raudoituksen, joten sitä ei käydä läpi. Yhteenvetona kaikki tarvittava tieto voidaan taulukoida jotta ne olisi helposti nähtävillä.

Palkin koot	korkeus	1180 mm
	leveys	140 mm
Käytettävä betoni	C25/30	
Käytettävä teräs	A500HW	
Alapinnan raudoitus	2+2T12	Hyötysuhde 89%
Yläpinnan raudoitus	2+2T12	Hyötysuhde 70%
Leikkausraudoitus	T10 k500	Hyötysuhde 87%

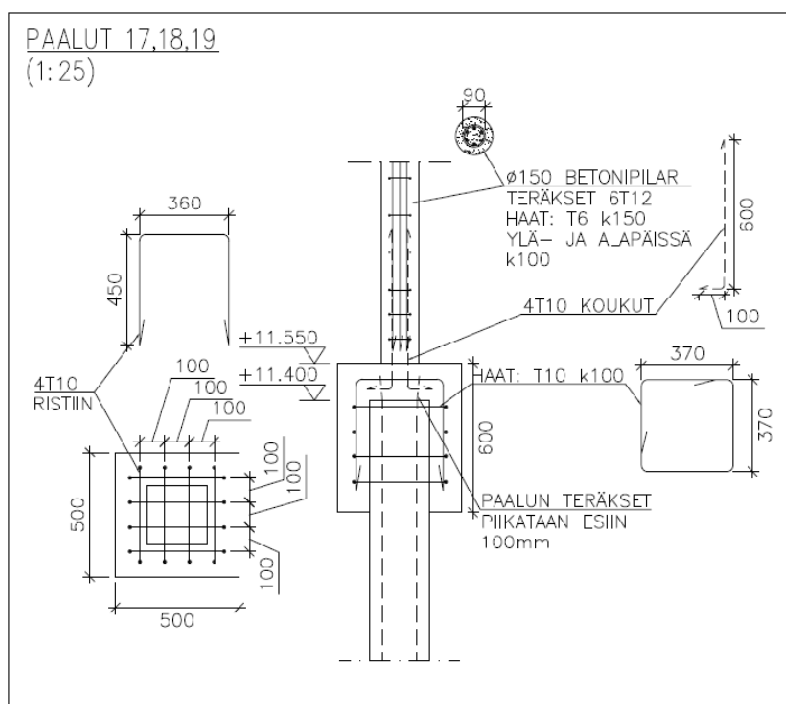
Huomautuksena vielä että hyötysuhde kertoo kuinka paljon kapasiteetistä on käytetty, se tarkoittaa että 100% on se raja että kestäkö teräs vai ei.

3.3.3 Toissijaiset asiat

Kun kyseessä on ryömintätalallinen alapohja niin se tila täytyy tuulettaa (Suomen RakMk C2, 6). Taloon on tulossa Vilpen valmistamat ROSS 125 tuuletuspaalut ja tuuletus hoidetaan koneellisesti, jossa ilmanvaihtuvuus on 0,5 1/h. Firman omien tietojensa perusteella 150 m² pinta-alalle riittää 6 kpl tuuletuspaaluja, mutta koska kyseessä on ryömintätila, jossa on kolme eriteltyä aluetta niin tässä tapauksessa ryömintätilaan tulee 10 kappaletta tuuletuspaaluja.

Salaojat normaalisti kiertävät talon ja varaston ympäri ja kaadot ovat perusvesikaivoon, johon ohjataan myös sadevedet. Sieltä ne jatkavat matkaansa kunnan sadevesiviemäriverkkoon erillisten LVI-suunnitelmien mukaisesti.

Parvekkeen sekä autokatoksen pilareiden liitokset paaluihin tehdään jyrkevimmillä paaluhatuilla, koska niiden on oltava jäykkiä kaatumista vastaan. Paaluhattuna käytetään 500x500x600 mm mötikkää, jonka sisällä on 4T10 ristiin oleva raudoitus ja sen ympärillä T10 k100 haat pitämässä rautakasan koossa. Liitosteräksinä pilareihin käytetään L-muotoon taivutettuja 4T10 teräksiä.



Kuva 9. Pilari-paalu -liitoksen paaluhattu.

Jäykistävässä välisokkelissa olevien kulkuaukkojen vähimmäiskoko on 600x600 mm. Tämä koko sopii hyvin harkkojakoon, koska harkon korkeus on 300 mm. Aukon ylä- ja alapuolelle jää vielä yksi harkkovarvi, joka mitoitetaan aukkopalkkina ja raudoitetaan tarkoituksenmukaisesti.

Terassin osuus talon edessä on päätetty perustaa 600x600x200 mm anturoiden varaan, niitä tulee vain kaksi kappaletta. Tämä siksi että terassista ei tule niin suurta kuormitusta että tarvittaisiin paaluja, jotka maksavat kuitenkin sen verran ettei niitä lyödä ylimääräisiä.

Kun kaiken yllämainituntiedon yhdistää ja muuttaa rakennepiirustukseksi siitä tulee liitteen 1 mukainen kuva.

3.4 Pohjapiirustukset

3.4.1.1 Sokkeli ja alapohja

Alapohja on yleensä helpohko rakenne, koska siihen ei tule suuria aukkoja. Ontelolaatasto toteutetaan 200 mm eristetyillä ontelolaatoilla, ne ovat riittäviä noin 6,5 metrin jännevälillä vaikka siihen tuleekin takka, josta aiheutuu suuri pistekuorma. Ontelolaattojen saumateräksinä käytetään T10 teräksistä tehtyjä lenkkejä ja ei-kantavalla linjalla puolestaan samasta teräksestä tehtyjä koukkuja. Onteloiden liitoksista seiniin tehdään suurennetut detaljit.

Ryömintätilaan johtava huoltoluukku on päätetty sijoittaa portaiden alle, siellä se on vähiten tiellä.

Kuvasta selviää myös muut asiat tällä tasolla, kuten esimerkiksi terassin kantavien palkkien sijoitus ja varaston alapohja. Tekstiosassa kerrotaan mm. betonin suunniteltu käyttöikä, käytettävät teräkset ja jatkospituudet.

Ontelolaatta-alapohja -piirustus on nähtävissä liitteessä 2.

3.4.1.2 1. kerroksen kantava runko ja välipohja

Tässä piirustuksessa on enemmän tietoa kuin edellisessä. Ontelolaatat ovat samoja 200 mm laattoja, mutta nyt ilman alapuolista eristettä. Sijoittelu on sama kuin alapohjassakin, mutta nyt on porras- ja ruokailutilan aukko. Porrasaukko on noin 1,7x1,9 m ja se toteutetaan POK-ontelolaattakannakkeella. Ruokailutilan yläpuolinen aukko on kuitenkin sen verran iso että ontelolaatat joudutaan kannattelemaan erillisellä palkilla. Palkki toteutetaan L-mallisesta teräksestä, näin se saadaan kokonaan tai suurimmalta osaa piilotettua välipohjarakenteeseen, riippuen sisäkaton käsittelyvaihtoehdosta. L-palkin toinen pää tukeutuu sopivasti ulkoseinään, tämä kohta tehdään niin että valuu upotetaan 100x300 mm SBKL-levy ja siihen sitten hitsataan palkki kiinni. Toinen pää tulee pilarin varaan, tässä kohteessa on valittu SHS 100x100x3 -pilari, joka vain hitsataan ympäri palkin alapintaan. Alapinnasta pilari tukeutuu jo tuttuun SBKL-levyyn, joka on puolestaan valettu pintavaluun.

Erikoisuutena tässä on kulmassa oleva ikkuna. Se tarkoittaa että talon nurkka tulee mitoittaa kahtena ulokkeena, jotka liittyvät toisiinsa. Mitoituksessa aukon koko on kuitenkin sen verran pieni että päästään helpohkolla raudoituksella ja neljällä Ø6 mm hakasella.

Tässä kuvassa näkyy myös autokatoksen kattorakenne, jossa palkkien toiset päät upotetaan varaston seinävaluun. Liitoksen varmistamiseksi palkin läpi viedään kierretangot ja itse palkin ympärille laitetaan kosteussulku, jottei betonista tuleva kosteus pääsisi imeytymään liimapuupalkkiin. Palkit ovat 115x360 GL32c liimapuuta koska jänneväli on kahden auton levyinen. Kattotuoleiksi riittää 50x200 puutavara 400 mm:n jaolla. Nämä kattotuolit verhotaan alapuolelta palosuojalevyllä, koska autokatoksen ja talon välillä pitää olla EI30 palosuojaus (Suomen RakMkE4, 5).

Tähän kuvaan on myös yhdistetty parvekkeen kantava palkisto, koska se on välipohjan kanssa samassa tasossa. Kaikkien 1. kerroksessa olevien ovi- ja ikkuna-aukkojen yläpuolelle on merkitty palkkitunnus, minkä perusteella aukkopalkki raudoitetaan. Tämän kokoisissa rakennuksissa on yleensä kaksi palkkivaihtoehtoa, jotta rakennustyömaalla ei tarvitsisi koko ajan tarkistaa piirustuksista millaiset teräkset mihinkin tulee. Se helpottaa ja samalla nopeuttaa työskentelyä. Tässä kohteessa palkkivaihtoehtoja on kolme, yksi on sen verran lyhyt että siihen ei tarvita ollenkaan leikkausraudoitusta.

Kyseinen piirustus löytyy liitteestä 3.

3.4.1.3 2 . kerroksen kantava runko ja yläpohja

Yläpohja toteutetaan NR-ristikoilla. Talo on suorakulmion muotoinen, mikä helpottaa niin että ristikkomalleiksi riittää kaksi mallia. Keskellä olevat ristikot ovat tavallisia pulpettiristikoiita ja päädyissä olevat ristikot ovat keskeltä kattotuolin verran matalampia koska niiden yli viedään vasat. Vasojen väliin laitetaan samasta sahatavarasta tehdyt kiepahdustuet. Näin saadaan tukevampi rakenne. Nurkissa päädyt laudoitetaan myös paremman kestävyuden saamiseksi. Parvekkeen yläpuolella oleva kattorakenne tehdään paikan päällä ja siellä vasat joudutaan tekemään vanhaan malliin kattotuolin kylkeen kiinnittämällä. Parvekkeen kattotuolit kannatellaan liimapuupalkeilla, jotka ovat toisesta päästä pilarin päällä ja toisesta upotettuja seinävaluun. Kattoristikot täytyy myös jäykistää tuulikuormaa vastaan, jäykistys tehdään piirustuksessa olevan periaatekuvan mukaisesti.

Aukkopalkkeja on tässäkin kuvassa kolmea tyyppiä. 6 metriä pitkä palkki on vain kahden varvin korkuinen ja mitoituksen perusteella siihen on laitettava 2+2T16 teräkset alapintaan. Tuplateräkset on laitettava päällekkäin, koska muuten ne estävät betonin riittävän pääsyn terästen alapuolelle ja valu jää vajaaksi. Tartuntapituudeksi olisi riittänyt 300 mm, mutta ei ole pahitteeksi laittaa puolisen metriä.

3.5 Leikkauspiirustukset

Rakenneleikkaus tehdään ainakin samasta kohdasta kuin arkkitehdin kuvissakin oleva leikkaus. Lisäksi on hyvää tehdä rakennuksen pituussuuntainen leikkaus ja muutenkin leikkaus kannattaa tehdä siitä kohdasta jossa on eniten kohteita jotka täytyy kuvata. Näin saadaan yhteen kuvaan sisällytettyä mahdollisimman paljon asiaa eikä tarvitse tehdä monta erilaista leikkausta, joissa kuitenkin suurin osa asioista ovat samoja. Leikkauksista myös selviää parhaiten korkomaailma, näkee helpoimmin mihin korkoon on esimerkiksi tehtävä valut tai asennettava ontelolaatat. Leikkauksiin merkitään rakennetyypit, siitä on helppo lukea mistä materiaaleista mikäkin rakenne koostuu. Tässä kohteessa päälleikkauksena on talon leikkaus autokatoksen kohdalla, siitä näkee hyvin salaojien korot, maatäytöt ja kaikkea muutakin siitä kohtaa. Saman suuntainen leikkaus on myös varaston kohdalla, mutta se on suppeampi, koska talo ei muutu ratkaisevasti niin se on leikattu osittain pois kuvasta ja piirretty varasto kokonaisuudessa. Tässä kuvassa toisena piirustuksena on märkätilan leikkaus, josta selviää periaatteet miten märkätilan rakenteet toteutetaan, mm. lattian kallistukset ja alaslaskettu katto, johon piilotetaan käyttövesiputket. Kolmantena leikkauksena on talon pituussuuntainen leikkaus. Tästä näkee ontelolaattojen asennuskorot ja suunnat, sekä ruokailutilan kohdalla olevan aukon ontelolaattojen L-mallisen kannakepalkin. Terassin ja parvekkeen rakenteet näkyvät myös. Terassi on helppohko tehdä, parvekkeella puolestaan on oltava lattian kallistus, mutta kuitenkin itse lattian on oltava suora. Tämä rakenne voidaan toteuttaa niin että kantavien palkkien päälle kiinnitetään vinoon sahatut puut, niiden päälle asetetaan 18 mm vaneri ja sen päälle kumibitumikermi ja sen päälle taas vinoon sahatut puut joihin vihdoinkin kiinnitetään lattialaudat. Näin saadaan suora lattia, jonka alla on kallistettu pinta, joka johtaa sadeveden pois talosta.

4 LOPPUPÄÄTELMÄ

Aluksi kun katsoo tällaisen rakennuksen arkkitehtipiirustuksia niin talo näyttää helpohkolta. Se on suorakulmion muotoinen, siinä on varastorakennus kuution muotoinen ja katto on pulpettimallinen. Mutta kun alkaa tekemään tällaiseen kohteeseen rakennekuvat ja laskelmat niin alkaa hahmottumaan kuinka paljon tässä on tekemistä. Vaikka on pieni talo kyseessä niin piirustuksia tulee jonkin verran, jokaisesta yksityiskohdasta kun piirtää oman kuvansa niin loppujen lopuksi niitä on pieni kasa. Onneksi laskelmat ei tarvitse nykyään tehdä käsin, mikä nopeuttaa huomattavasti rakennesuunnittelua ja suurin osa ohjelmista osaa järkevästi tuoda ne myös paperille selkeässä muodossa, mikä vielä enemmän nopeuttaa prosessia, koska ei tarvitse itse huolehtia laskelmien ulkonäöllisistä seikoista.

Lopuksi voisi vaan sanoa että helpossakin rakennesuunnittelussa on omia haasteita.

LÄHTEET

Suomen RakMK A2. 2002. Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat.Määräykset ja ohjeet 2002. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Suomen RakMKC2. 1998. Kosteus. Määräykset ja ohjeet 1998. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Suomen RakMKE4. 2005. Autosuojien paloturvallisuus. Ohjeet 2005. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Parmanontelolaatatot. Suunnitteluohje. 2013. Nummela: Parma Oy. Viitattu 9.1.2014.

http://parma.fi/images/files/downloads/PARMA_ontelolaatatot_suunnitteluohje_031213.pdf

SFS EN 1991-1-1. Rakenteiden kuormat.Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. 2002. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki: SFS.

BY 60. 2009. Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2.Suomen Betoniyhdistys ry.Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

Sandberg, R. 2012. Staattisesti määräämättömät rakenteet.Luento Satakunnan ammattikorkeakoulussa rakennustekniikan koulutusohjelman kurssilla.

RIL 202-2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Eurokoodi. 2011. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.

RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodi. 2008. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.

LIITTEET

Liite 1: Perustuspiirustus

Liite 2: Ontelolaatta-alapohja

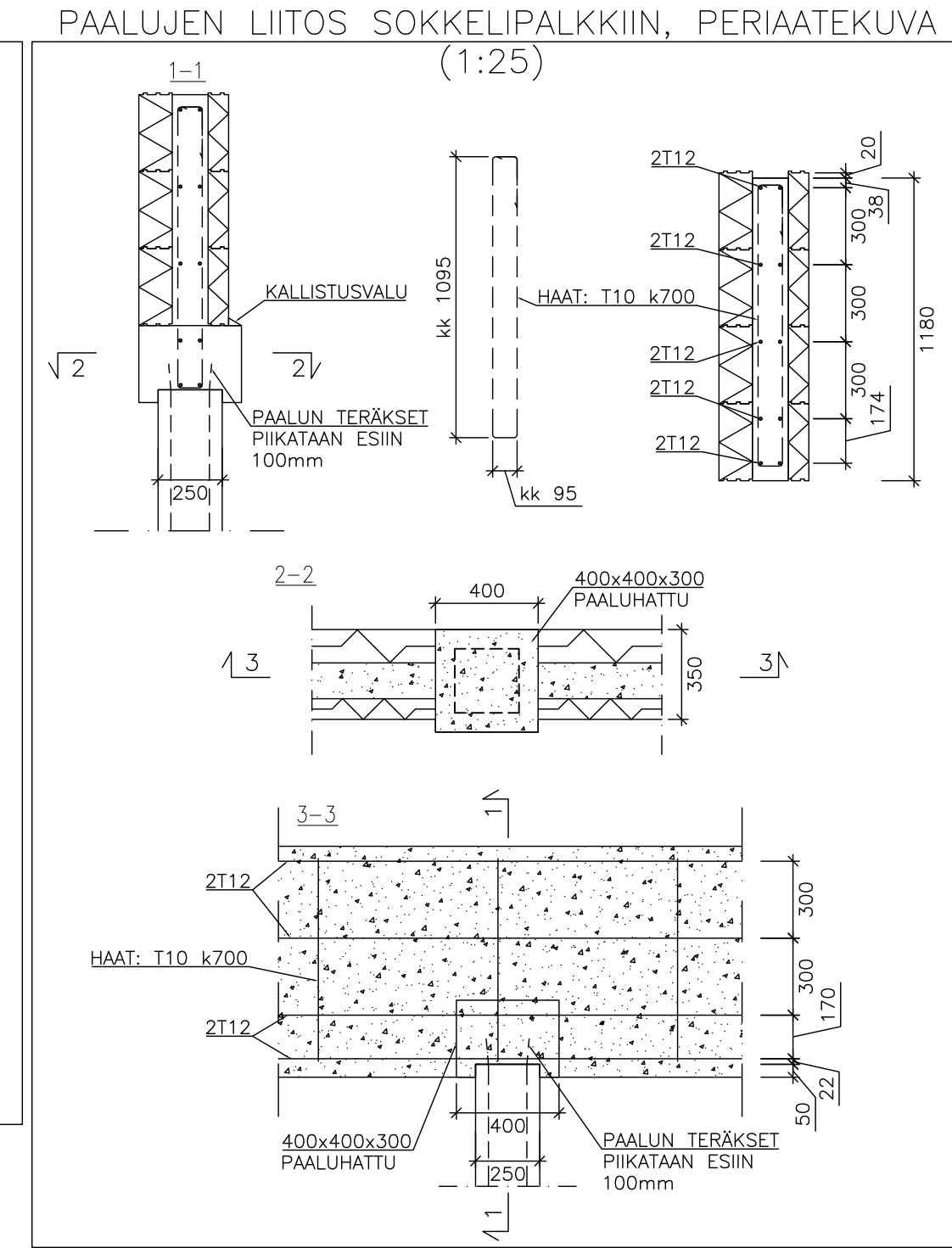
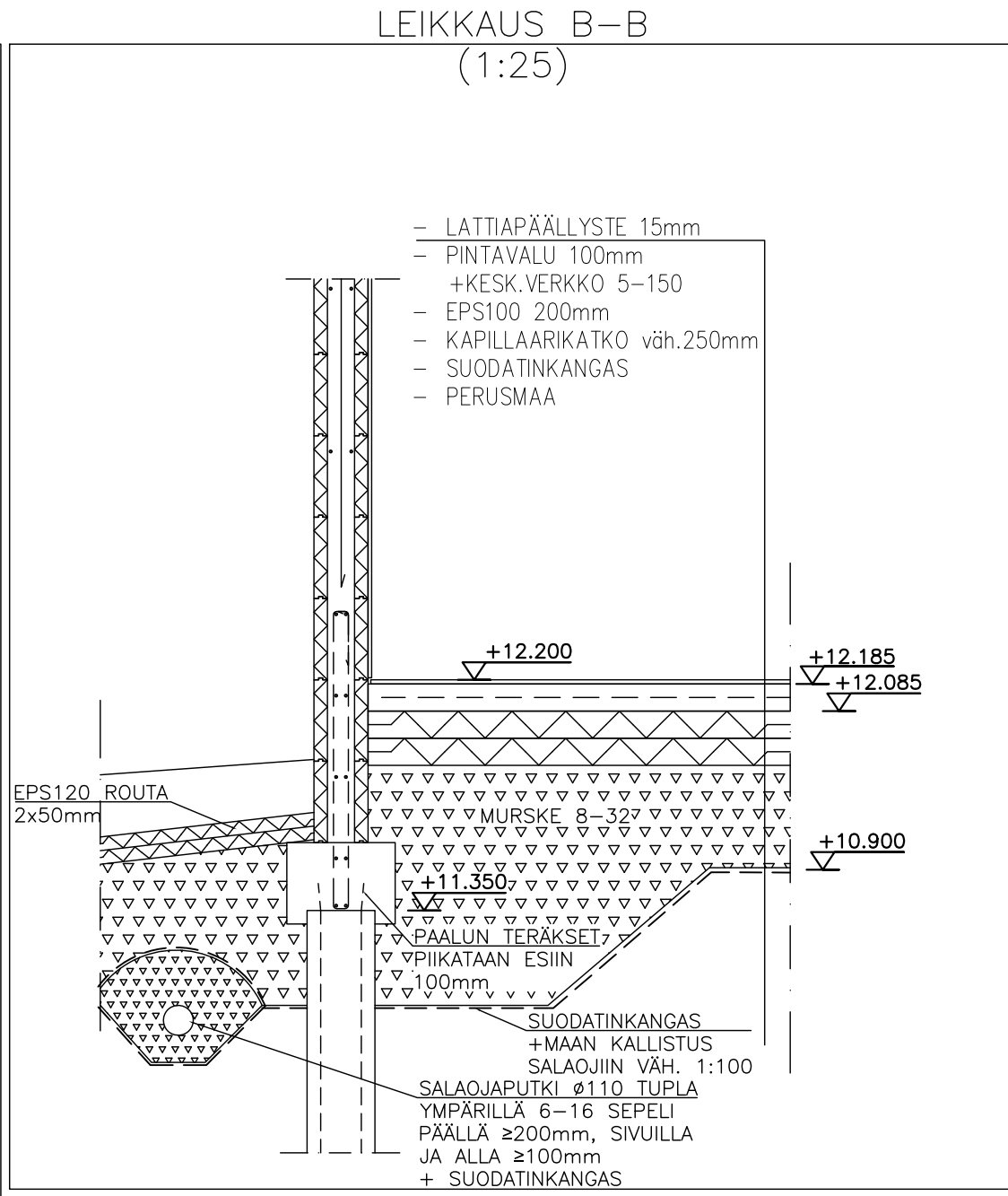
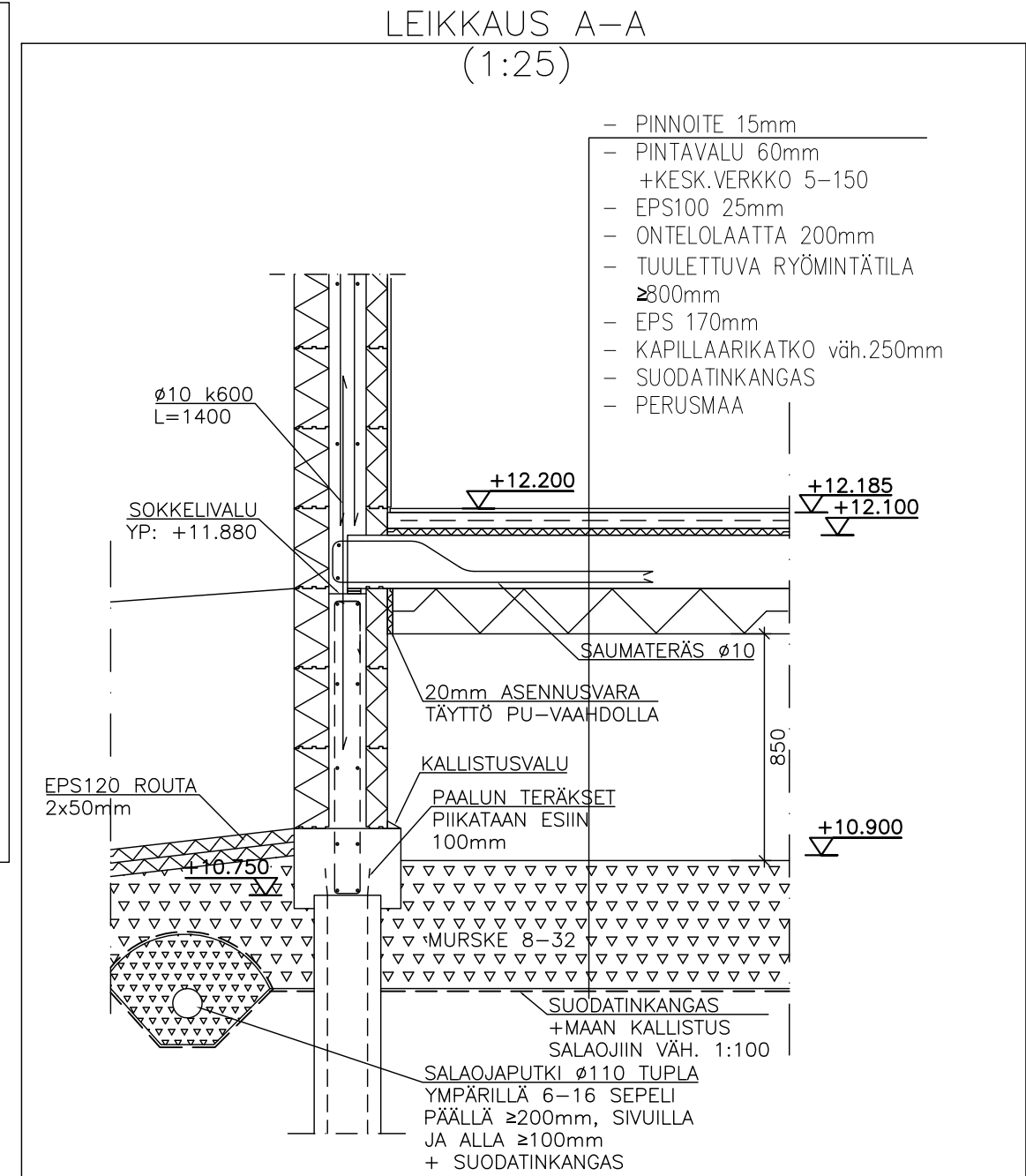
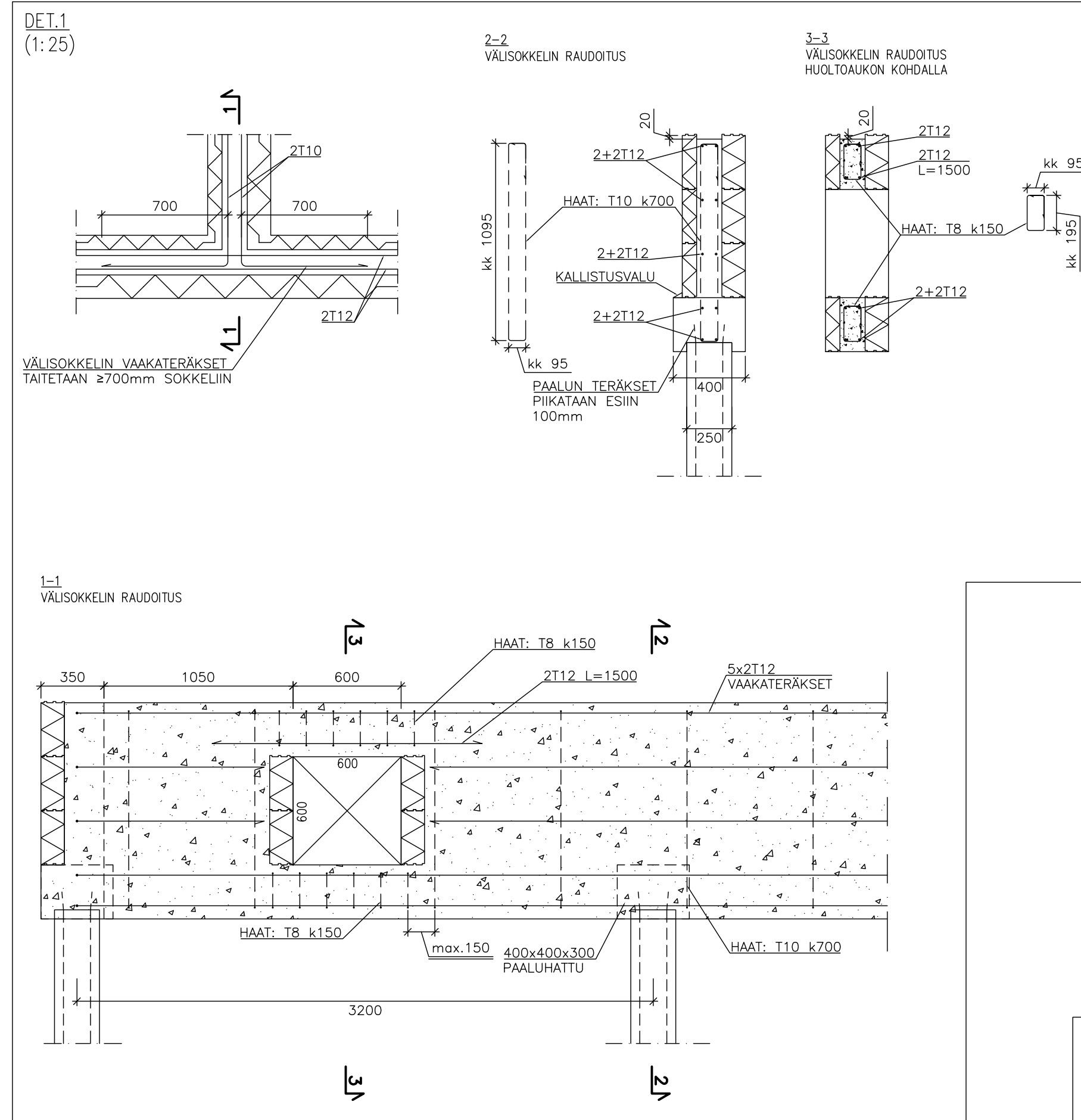
Liite 3: 1krs. kantava ja välipohja

Liite 4: 2 krs. kantava ja yläpohja

Liite 5: Leikkaus 1-1

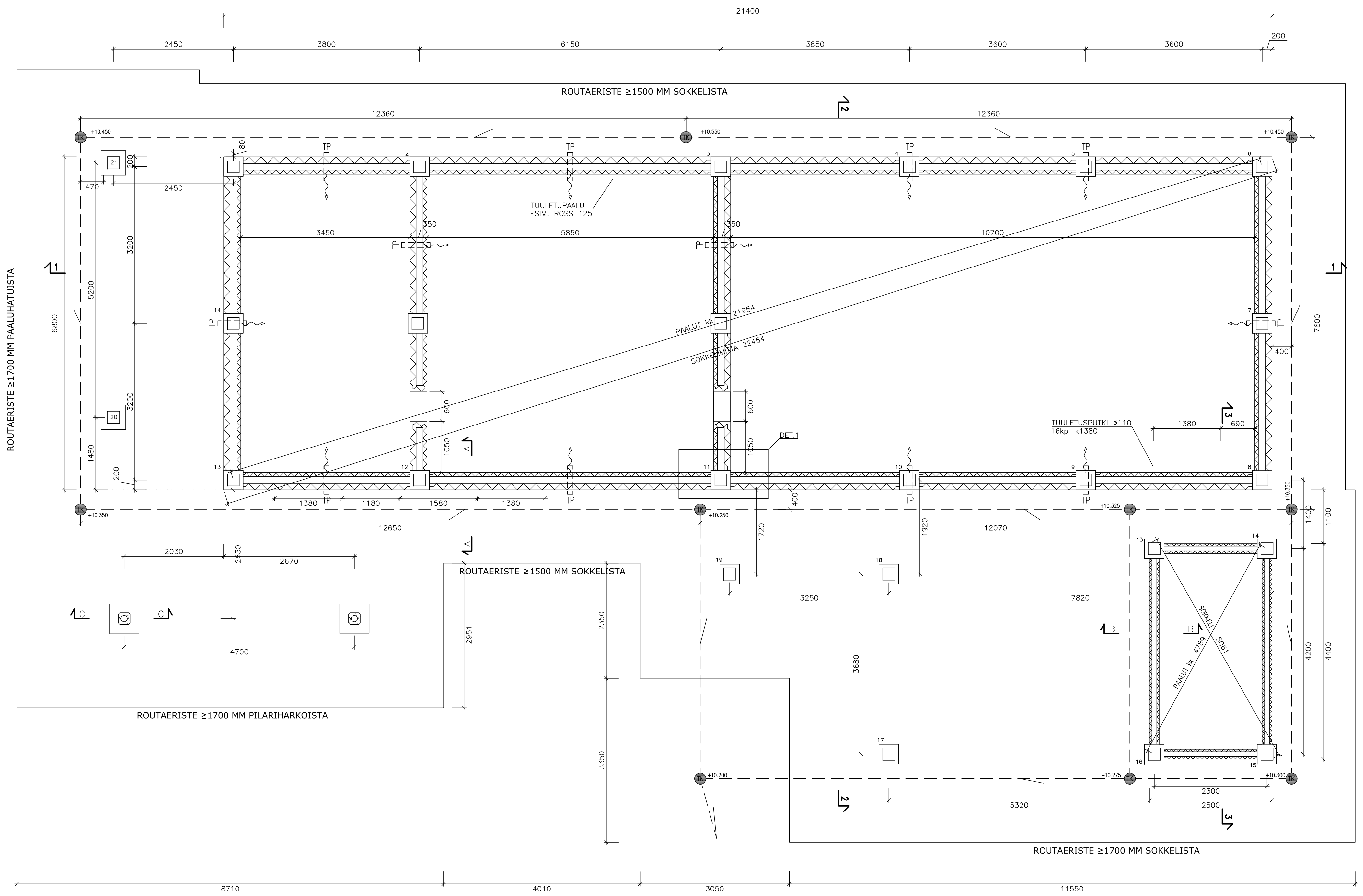
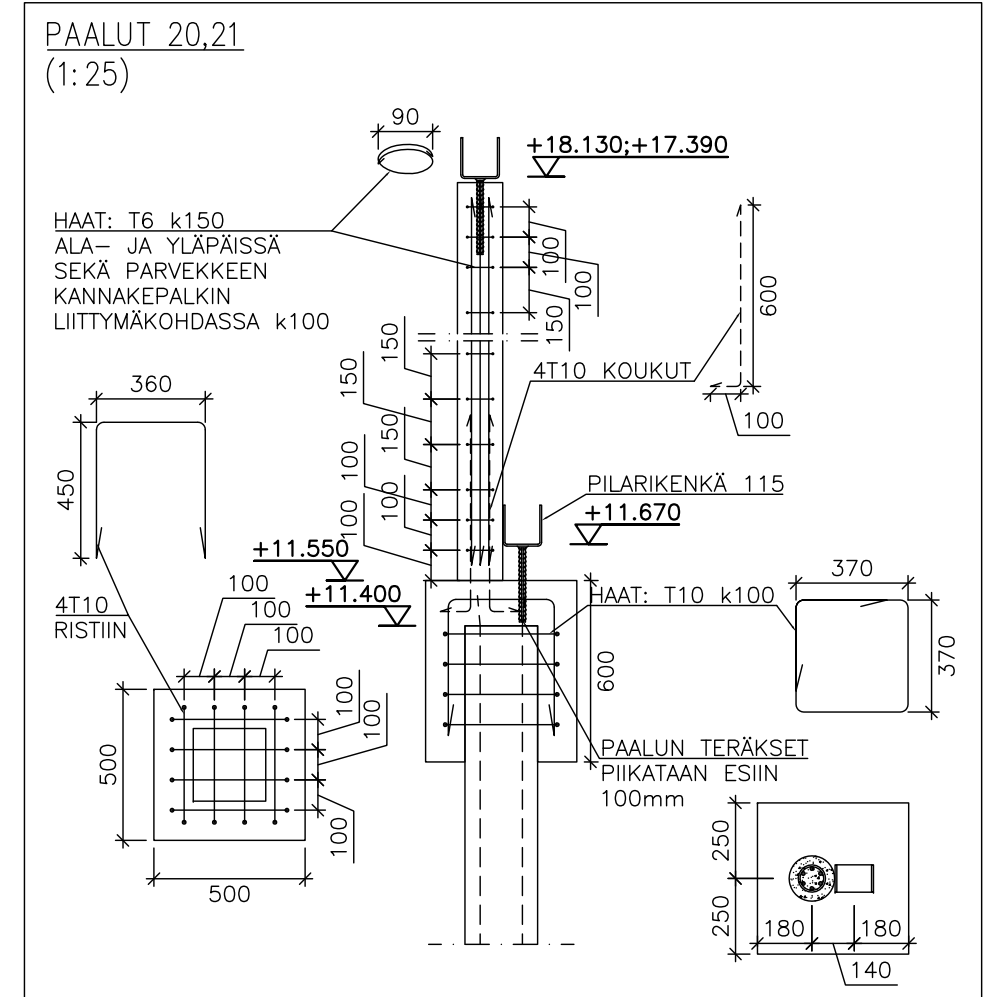
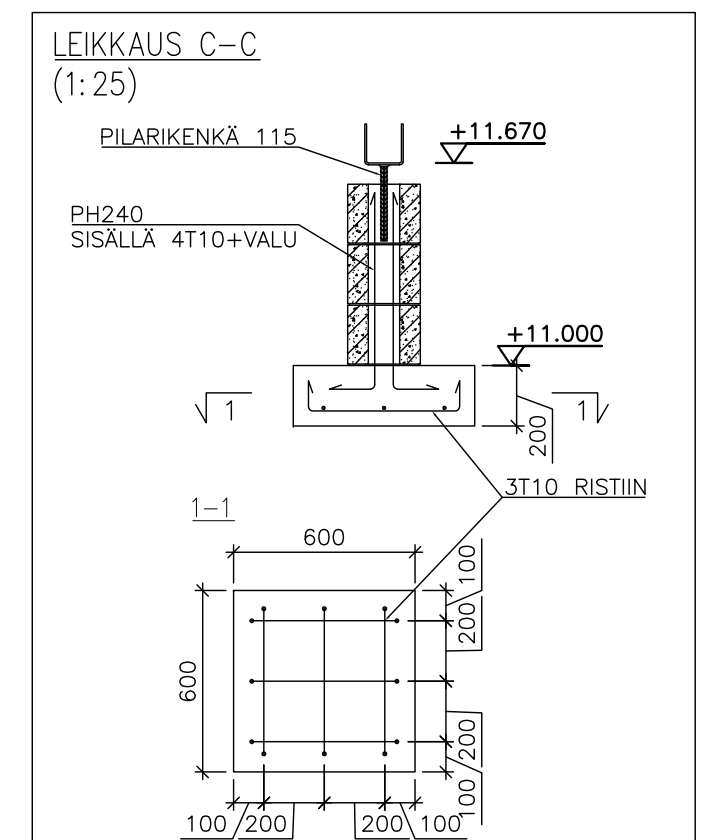
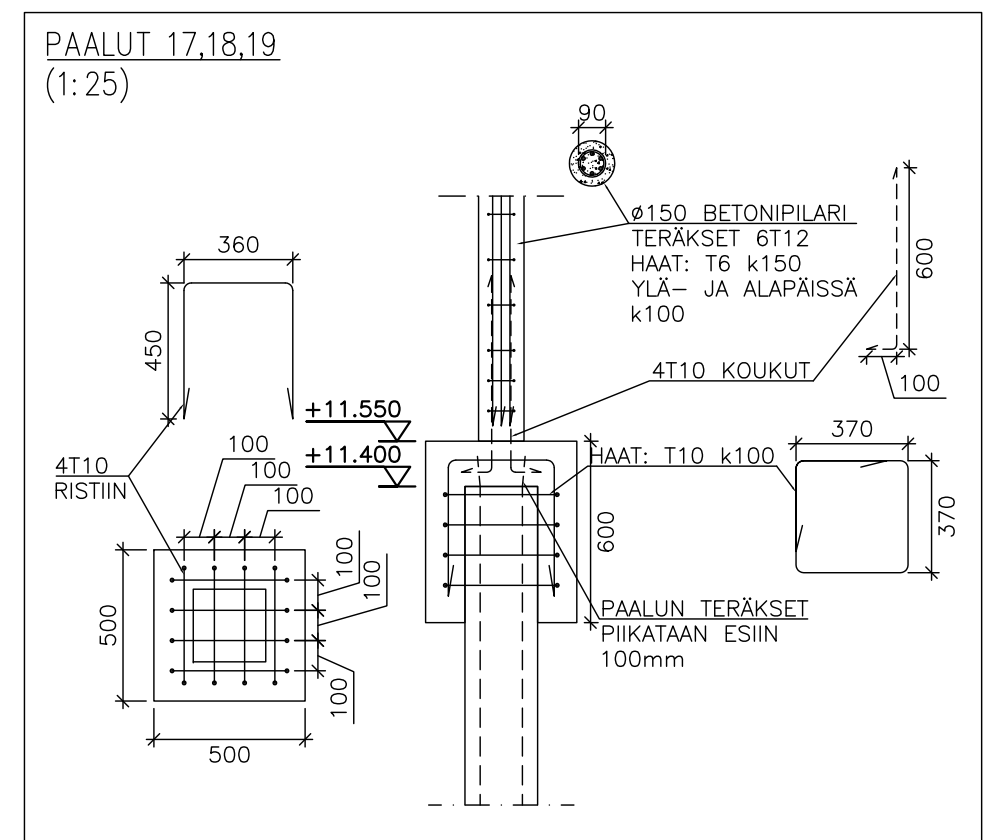
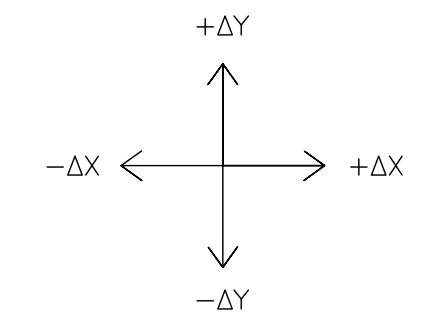
Liite 6: Leikkaus 2-2

Liite 7: Leikkaus 3-3 ja märkätila



POIKKEAMAT (mm)

PAALU	KOKO	YLÄPÄÄ	PITUUSARVIO	ΔX	ΔY
1	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
2	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
3	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
4	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
5	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
6	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
7	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
8	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
9	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
10	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
11	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
12	250x250	+10,750+0,1	10,5 m		
13	250x250	+11,350+0,1	10,5 m		
14	250x250	+11,350+0,1	10,5 m		
15	250x250	+11,350+0,1	10,5 m		
16	250x250	+11,350+0,1	10,5 m		
17	250x250	+11,400+0,1	10,5 m		
18	250x250	+11,400+0,1	10,5 m		
19	250x250	+11,400+0,1	10,5 m		
20	250x250	+11,400+0,1	10,5 m		
21	250x250	+11,400+0,1	10,5 m		



RAKENNUS PERUSTETAAN TERÄSBETONIPAALUJEN (250x250mm) VARAAN. PAALUTUSSYSSÄ NOUDATETAAN LPD 2005 OHJEITA, PAALUTUSLUOKKA 2 PAALUTUSOHJETTA, ALAPOHJAN ALLE RAKENNETAAN VÄHINTÄÄN 250 mm PAKSU SALAOJIN YHTEYKSISSÄ OLEVA, HYVIN TIIVISTETTY, KUIVATUSKERROS SALAOJITUSKERROKSEN MATERIAALISTA, KERROKSEN PÄÄLLÄ VOI TASAUKSEN HELPOITAMISEKSI OLLA MAX. 50mm SEPELIKERROS.

PAALUJEN KANTAVUUS: Max. 370kn (SUURIN SALLITTU KANTAVUUS 437kn/paalu)

ROUTAERISTYS KUVAAN MUKAAN.
 - LÄMPIMISSÄ RAKENTEISSA (MYÖS NURKAT) ≥1500 mm SOKKELISTA 2x50mm EPS 120 ROUTA
 - KYLMISSÄ RAKENTEISSA ≥1700 mm

BETONIRAKENTEET:
 SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ 50 VUOTTA

RASITUSLUOKKA:
 XC1 LÄMMÖNERISTEEN SISÄPUOLELLA OLEVAT BETONIRAKENTEET
 XC2 ANTURA
 XC4, XF1 SOKKELIT / SEINÄT

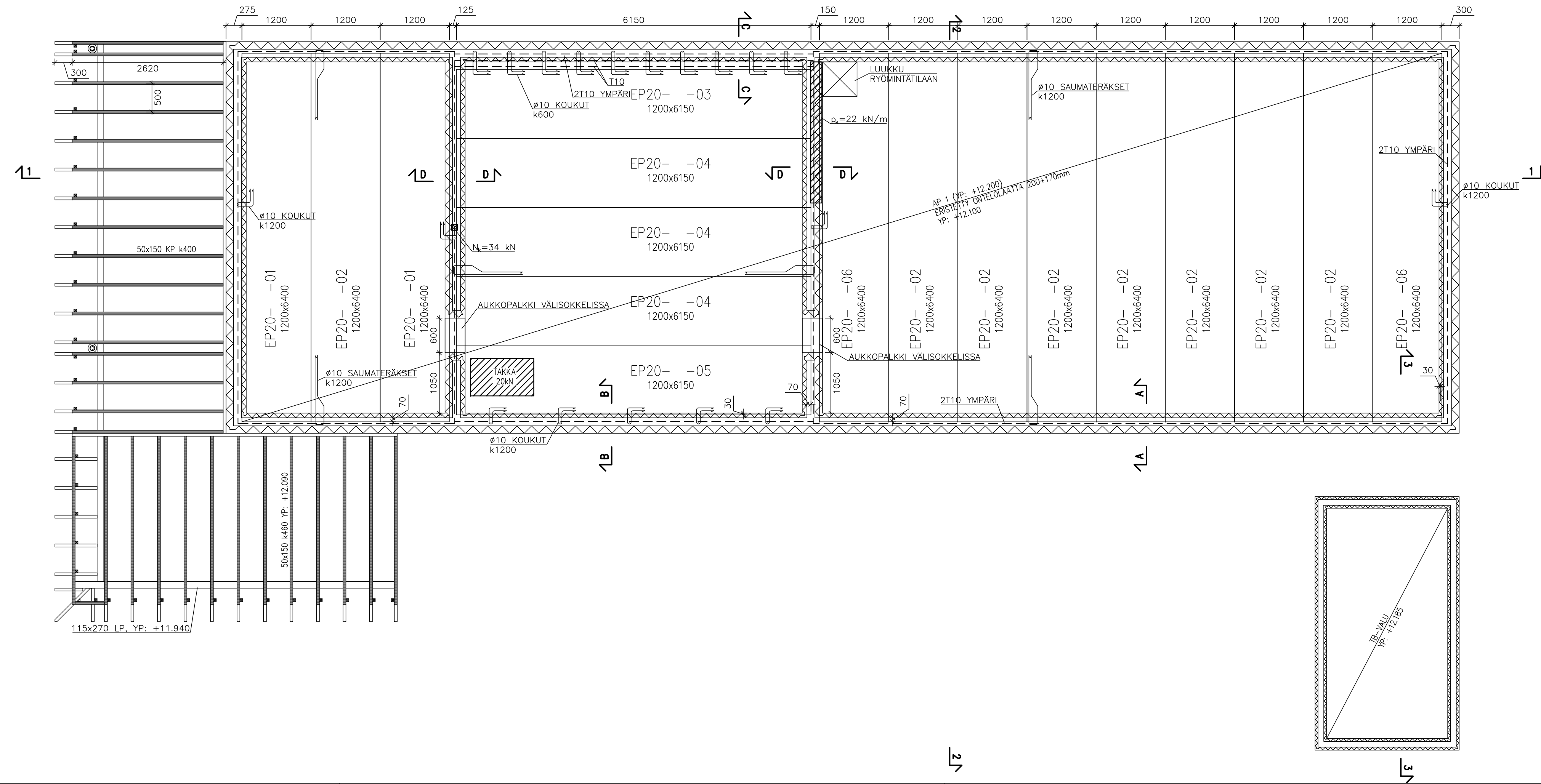
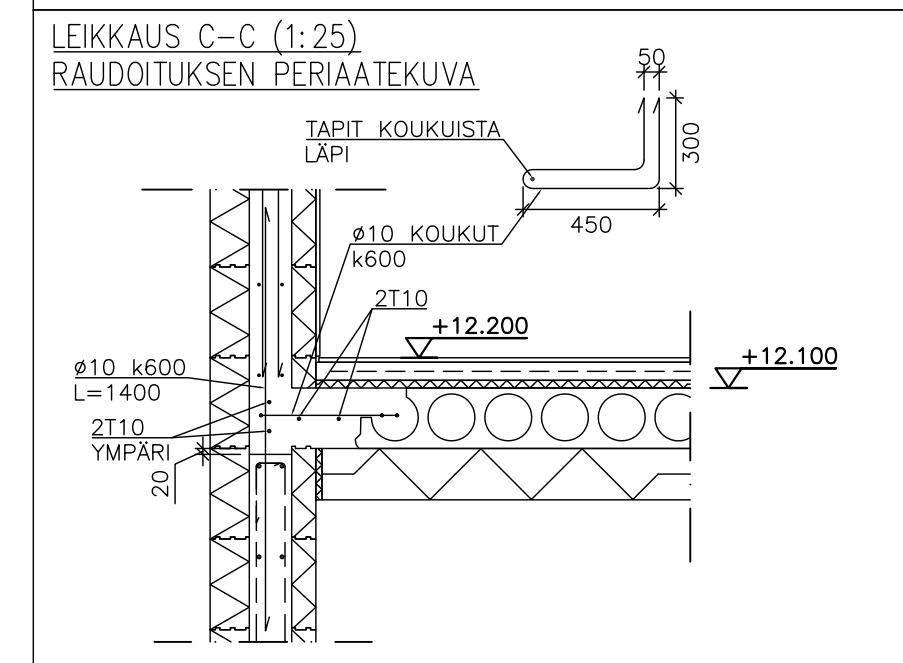
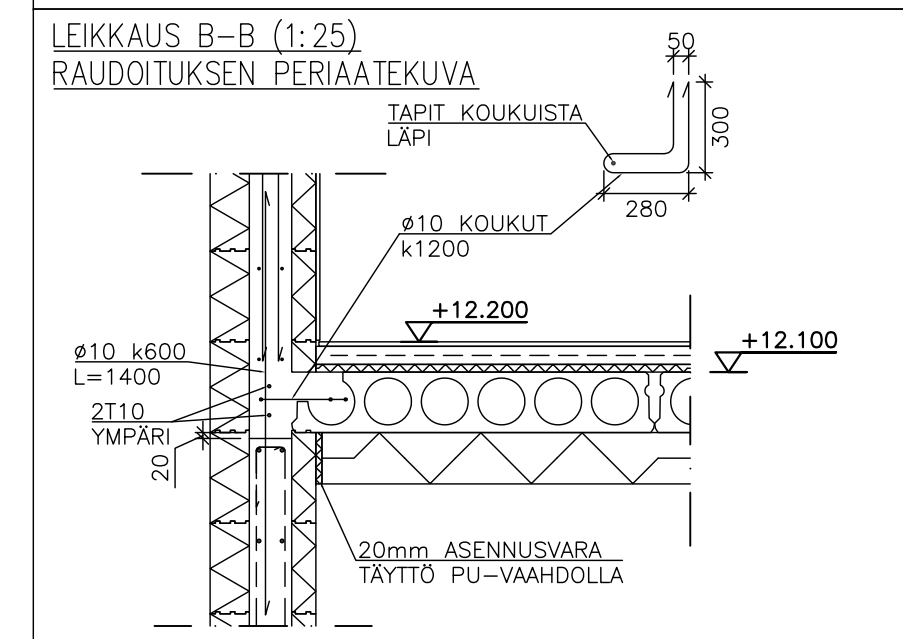
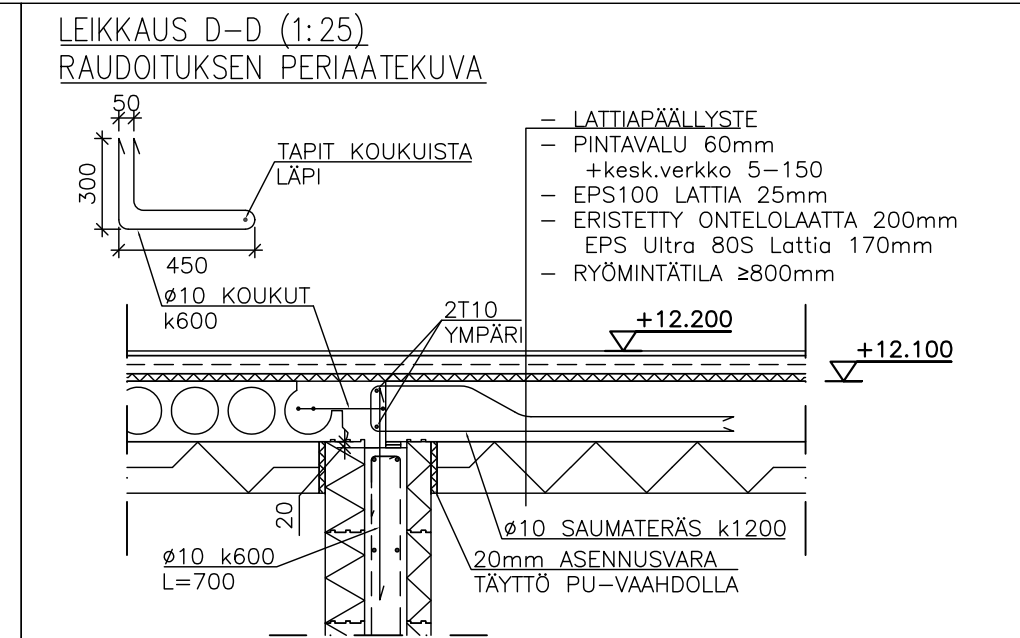
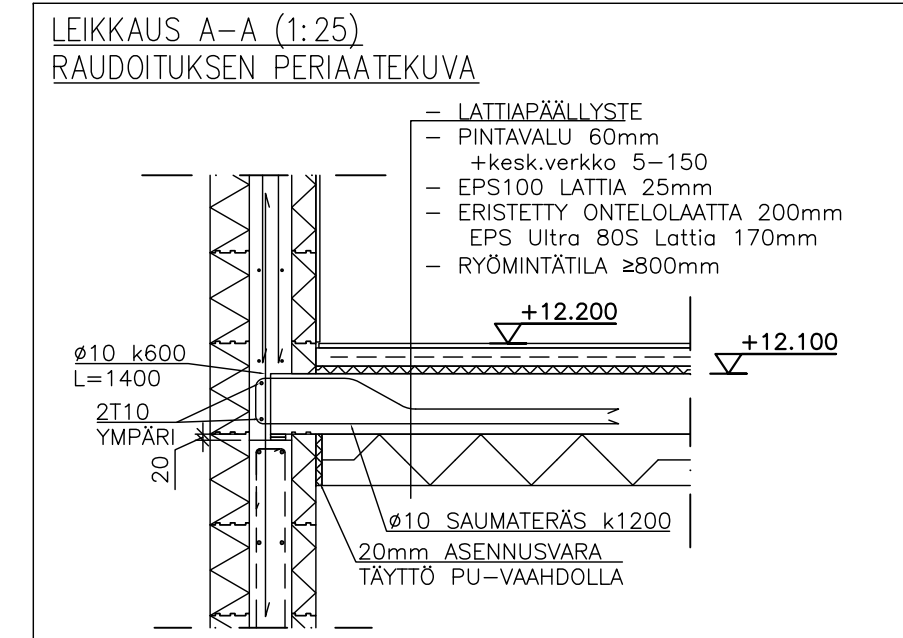
BETONIN LUJUUSVAATIMUKSET:
 - XC1-LUOKASSA C25/30-2
 - XC2-LUOKASSA C25/30-2
 - XC4, XF1-LUOKASSA C30/35-2
 (SEINISSÄ NOTKEUS S4 JA MAKSIMI RAE 16 mm)
 HUOMIOITAVA RASITUSLUOKAT JA SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ BETONIN VALMISTUKSESSA

TERÄKSIÄ SUOJAAVAN BETONIPITEEN VAHVUUS:
 - XC1-LUOKASSA 20 mm
 - XC2-LUOKASSA 30 mm
 - XC4-LUOKASSA 35 mm
 - 50 mm MAATAVASTEN VALETTAESSA SALLITTU POIKKEAMA +10mm
 TERÄS A500HW, VERKKO B500K

TERÄSTEN JATKOSPITUUDET BETONISSA:
 - T10 = 700 mm
 - T12 = 800 mm

PAALUJA YHTEENSÄ
 21 kpl

Kaupunginosa/kyliä 46	Korttelit/tila 110	Tontti/Rn.o. 4	Viranomaisten arkkitehtimerkintäjä varten
Rakennuslupamenpide Uudisrakennus	Rakennuslupa Rakennepiirustus		Jävs. nro
Rakennuskohteen nimi ja osoite OKT	Rakennuksen sisältö		Mittakaavat
	PERUSTUS		1:50
Suunnittelutoimiston tiedot			
Piirittäjä IK	Suunnittelija	Työnumero	
Päiväys 15.1.2014	Vastuullinen suunnittelija		Muutos
			RAK



KUORMAT ALAPOHJA 1 (AP 1):
KANTAVA ONTELOLAATTA $g_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
PINTALAATTA $g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
KEVYET VÄLISEINÄT $g_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$
HYÖTYKUORMA $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

ONTELOLAATAT:
BETONI ONTELOLAATTAVALMISTAJAN MUKAAN
TERÄS ONTELOLAATTAVALMISTAJAN MUKAAN

MUOTOTERÄS S355
RAKENNUKSEN SISÄPUOLISET MUOTOTERÄKSET RUOSTESUOJAMAALAU
RAKENNUKSEN ULKOPUOLISET (myös alapohja) KUUMASINKITYS JA MAALAU

BETONIRAKENTEET:
SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ 50 VUOTTA

RASITUSLUOKKA:
XC1 LÄMMÖNERISTEEN SISÄPUOLELLA OLEVAT BETONIRAKENTEET
XC4, XF1 SOKKELIT / SEINÄT

KUORMALUOKKA: A

SEURAAMUSLUOKKA: CC2

PALOLUOKKA: REI30

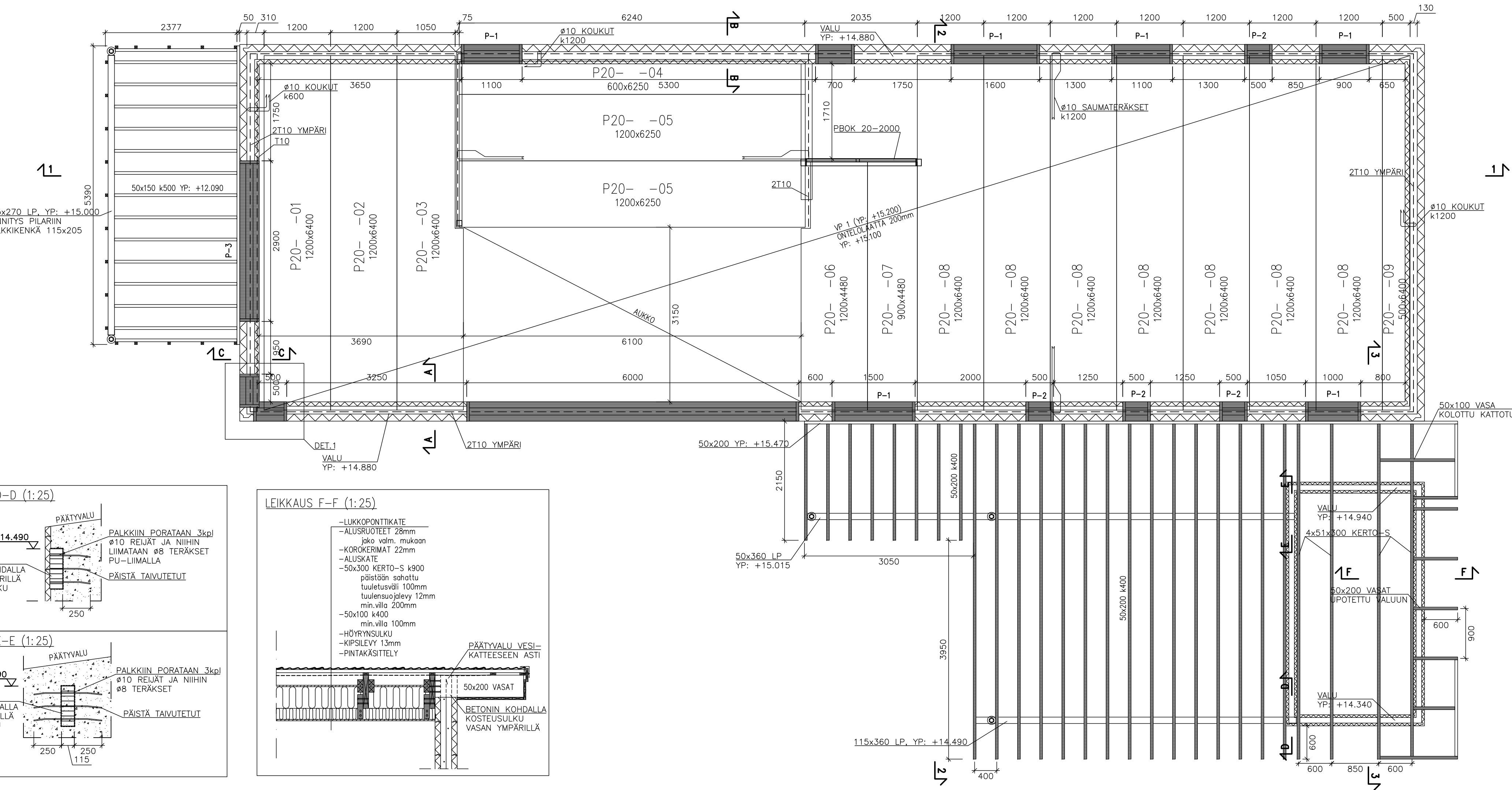
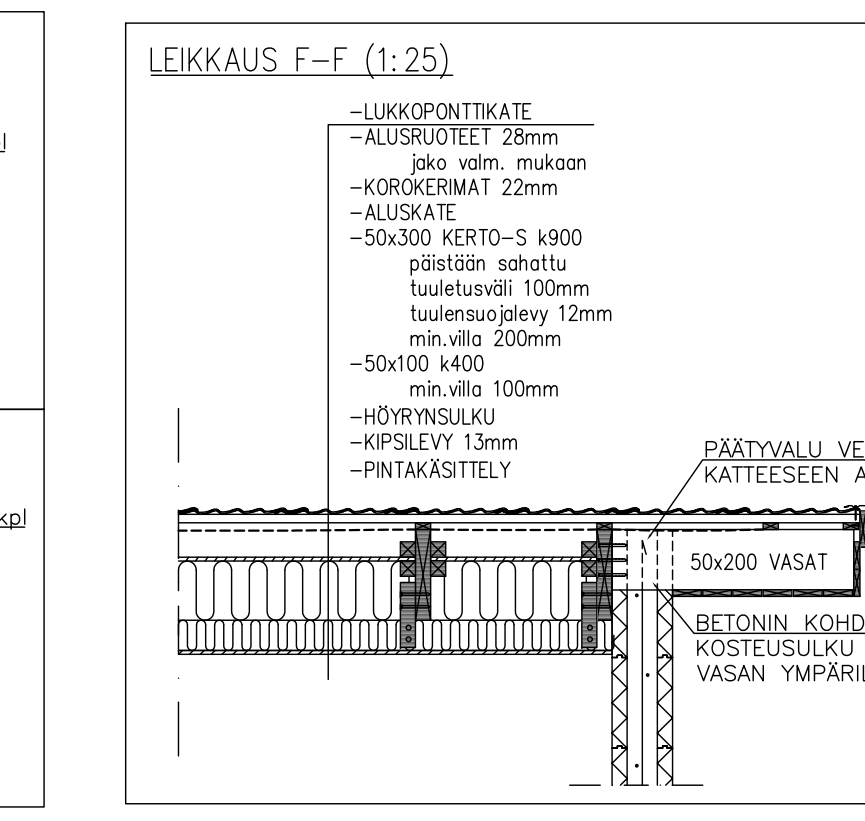
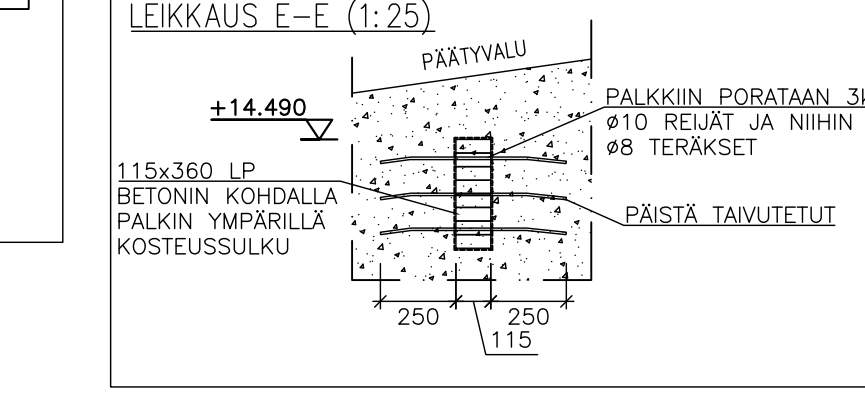
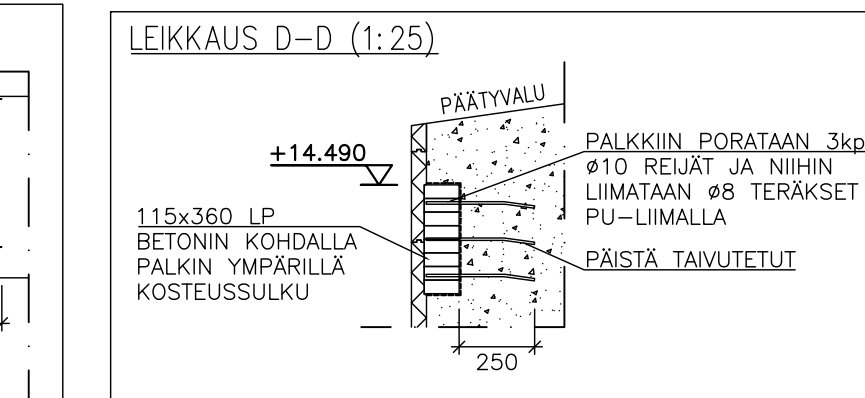
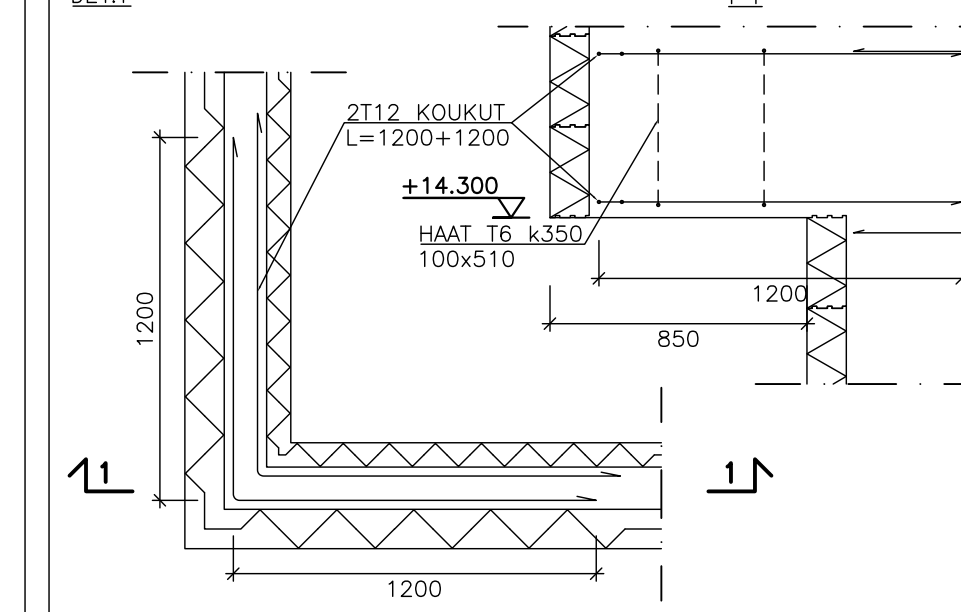
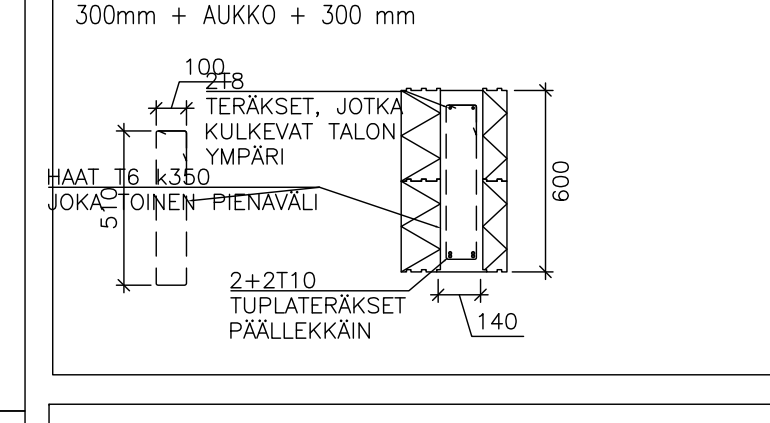
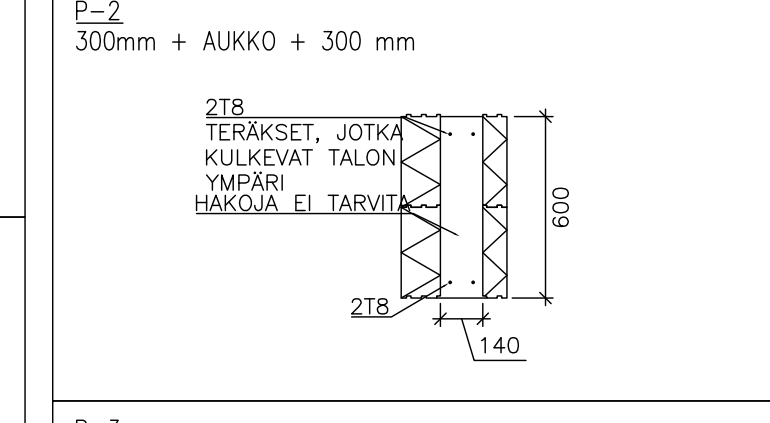
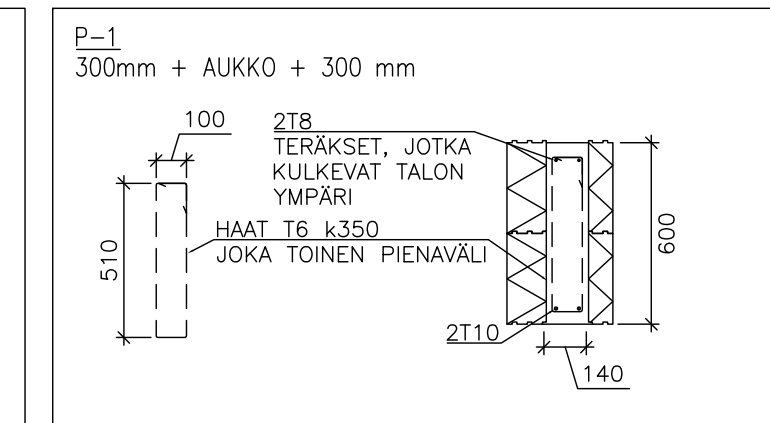
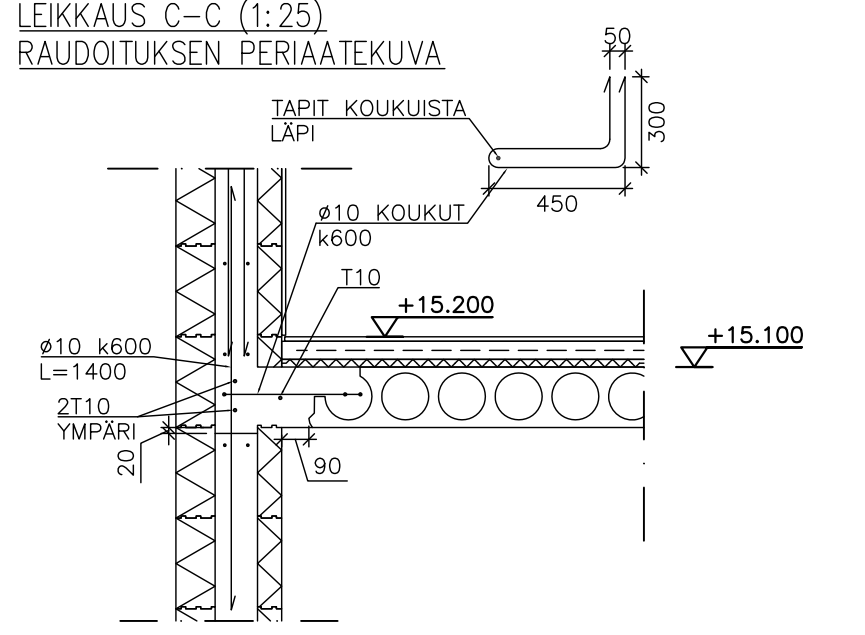
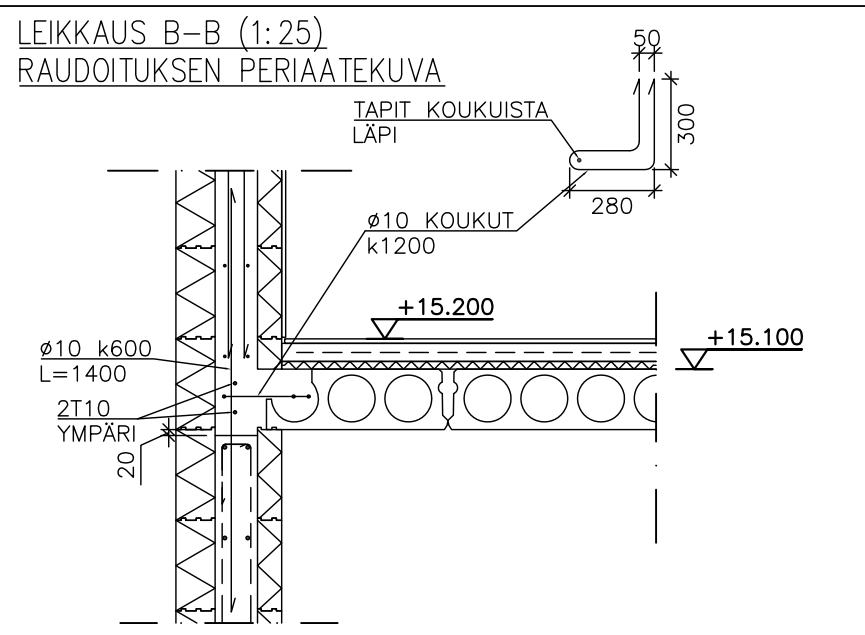
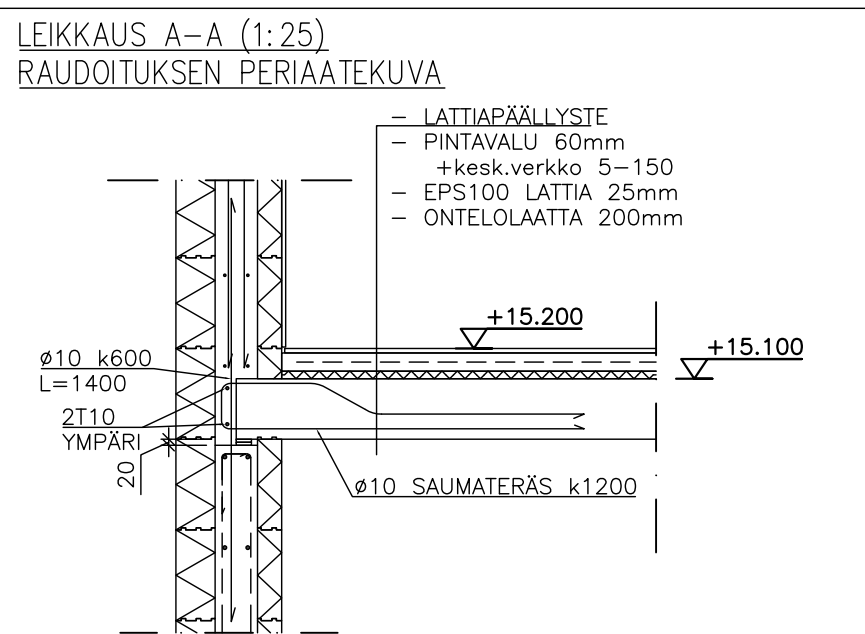
BETONIN LUJUUSVAATIMUKSET:
- XC1-LUOKASSA K30-2
- XC4, XF1-LUOKASSA K35-2
- XC4, XF3-LUOKASSA K35-2
HUOMIOITAVA RASITUSLUOKAT JA SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ BETONIN VALMISTUKSESSA

TERÄKSIÄ SUOJAAVAN BETONIPEITTEEN VAHVUUS:
- XC1-LUOKASSA 20 mm
- XC4-LUOKASSA 35 mm
50 mm MAATAVASTEN VALETTAESSA
SALLITTU POIKKEAMA $\pm 10 \text{ mm}$

TERÄS A500HW, VERKKO B500K

TERÄSTEN JATKOSPITUUDET BETONISSA:
- T8 = 600 mm
- T10 = 700 mm
- T12 = 800 mm

Tunnus		Muutos		nro.		päiväys	
Kaupunginosa/kylä	46	Kortteli/tila	110	Tontti/Rn:o	4	Viranomaisten arkistointimerkintä varten	
Rakennustoimenpide	Uudisrakennus	Rakennuslaji	Rakennepiirustus	Juoks. nro	2		
Rakennuskohteen nimi ja osoite	OKT	Rakennuskohteen nimi ja osoite	Piirustuksen sisältö	Mittakaavat			
Suunnittelutoimiston tiedot				ONTELOLAATTA-ALAPOHJA 1:50			
				AT ALAPOHJA 1:50			
Piirtäjä	IK	Suunnittelija		Työnumero			
Päiväys	15.1.2014	Vastuullinen suunnittelija		Suunnittelu- ja piirustusnumero		Muutos	
				RAK			



KUORMAT VÄLIPOHJA 1 (VP 1):
KANTAVA ONTELOLAATTA $g_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
PINTALAATTA $g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
KEVYET VÄLISEINÄT $g_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$
HYÖTYKUORMA $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

ONTELOLAATAT:
BETONI ONTELOLAATTAVALMISTAJAN MUKAAN
TERÄS ONTELOLAATTAVALMISTAJAN MUKAAN

MUOTOTERÄS S355
RAKENNUKSEN SISÄPUOLISET MUOTOTERÄKSET RUOSTESUOJAMAALAUKSEN
RAKENNUKSEN ULKOPUOLISET (myös alapohja) KUUMASINKITYS JA MAALAUKSEN

BETONIRAKENTEET:
SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ 50 VUOTTA

RASITUSLUOKKA:
XC1 LÄMMÖNERISTEEN SISÄPUOLELLA OLEVAT BETONIRAKENTEET
XC4, XF1 SOKKELIT / SEINÄT

KUORMALUOKKA: A
SEURAAMUSLUOKKA: CC2

PALOLUOKKA: REI30

BETONIN LUJUUSVAATIMUKSET:
- XC1-LUOKASSA K30-2
- XC4, XF1-LUOKASSA K35-2
- XC4, XF3-LUOKASSA K35-2

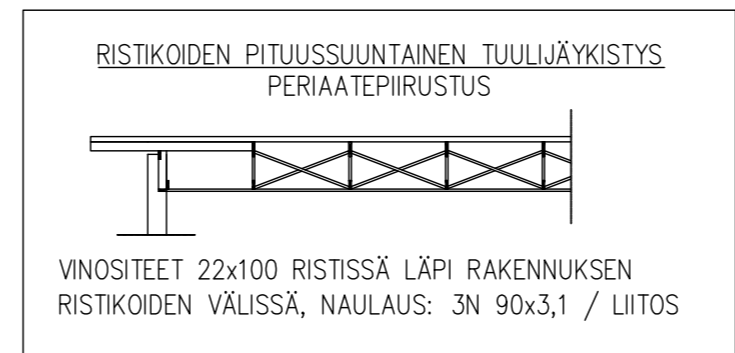
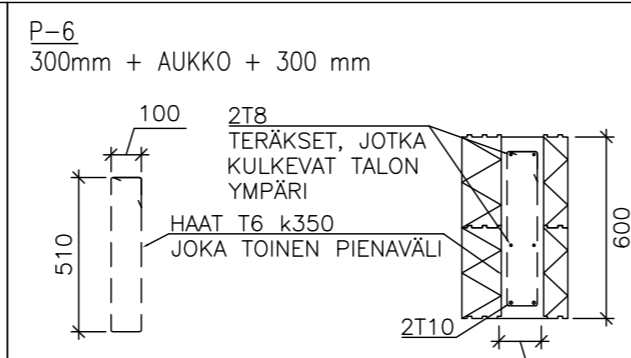
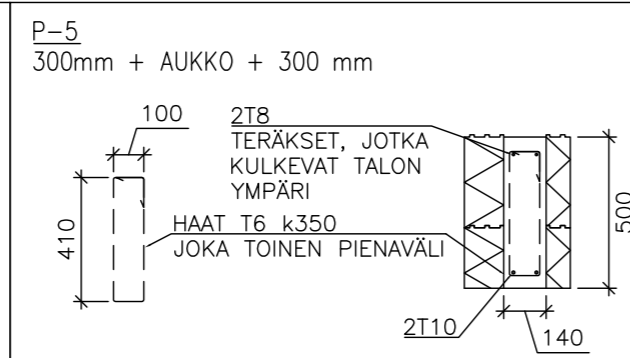
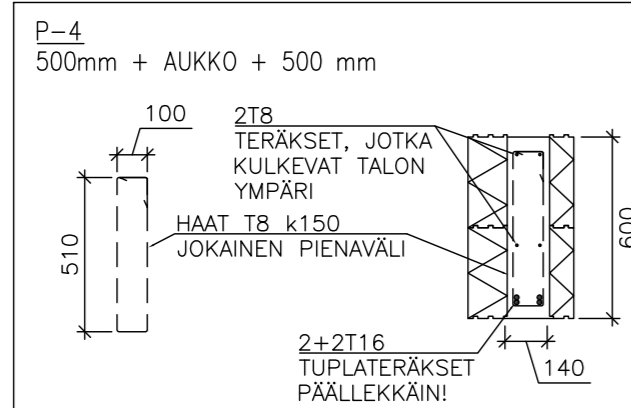
HUOMIOITAVA RASITUSLUOKAT JA SUUNNITTELUKÄYTTÖIKÄ BETONIN VALMISTUKSESSA

TERÄKSIÄ SUOJAAVAN BETONIPEITTEEN VAHVUUS:
- XC1-LUOKASSA 20 mm
- XC4-LUOKASSA 35 mm
50 mm MAATAVASTEN VALETTAESSA SALLITTU POIKKEAMA $\pm 10 \text{ mm}$

TERÄS A500HW, VERKKO B500K

TERÄSTEN JATKOSPITUUDET BETONISSA:
- T8 = 600 mm
- T10 = 700 mm
- T12 = 800 mm

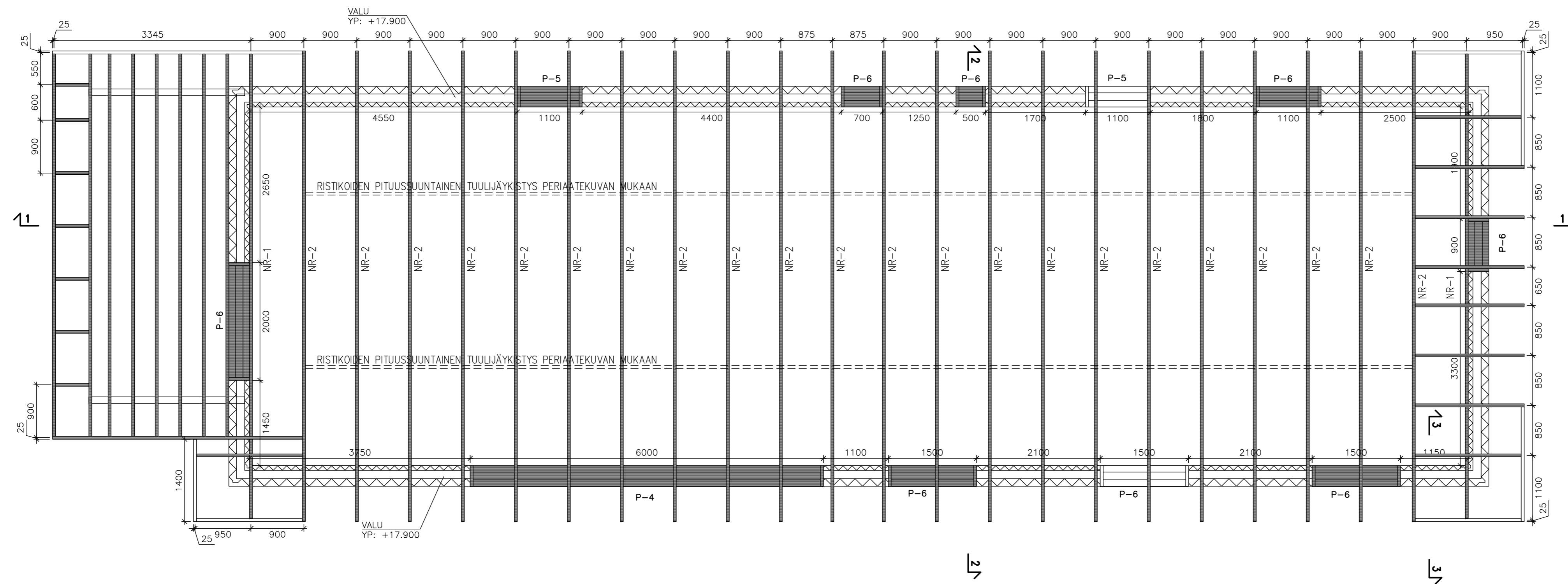
Tunnus	Muutos	nimi	päiväys
Kaupunginosa/kylä	46	Kortteli/tila	110
Rakennustöimenpide	Uudisrakennus	Tontti/Rn:o	4
Rakennuskohteen nimi ja osoite	OKT	Viranomaisen arkistointimerkintä varten	
Suunnittelutoimiston tiedot		Piirustustyyppi	Rakennepiirustus
Piirtäjä	IK	Suunnittelija	
Päiväys	15.01.2014	Työnumero	
		Vastuullinen suunnittelija	
		Suunnittelu- ja piirustusnumero	
		Muutos	
		Juoks. nro	3
		Mittakaavat	
		1KRS. KANTAVA RUNKO	1:50
		ONTELOLAATTAVÄLIPOHJA	1:50
		AT YLÄPOHJA	1:50
		RAK	



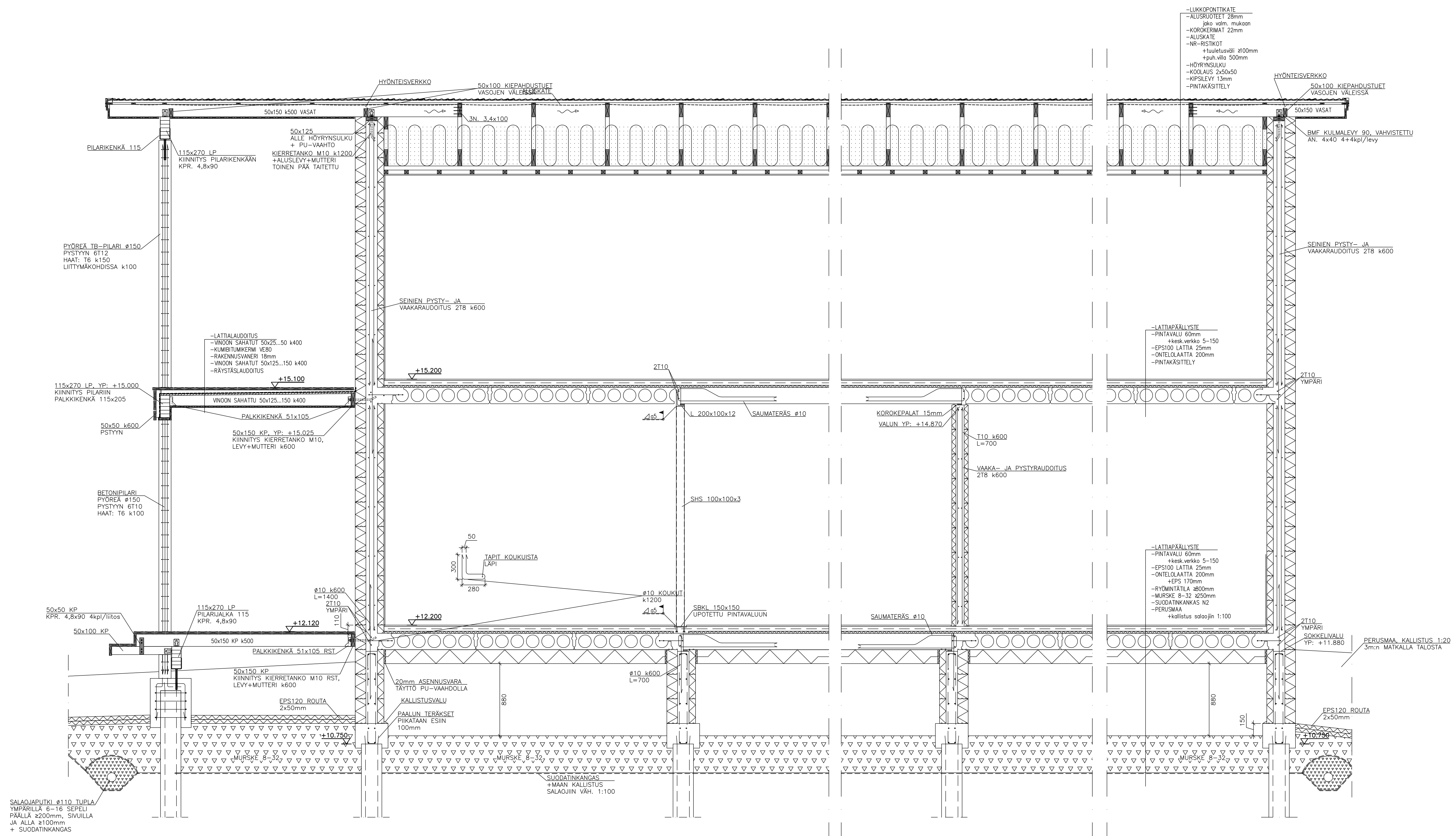
KUORMAT:
VESIKATON OMA PAINO $g_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$
LUMIKUORMA $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

NR-RISTIKOT VALMISTAJAN MUKAAN

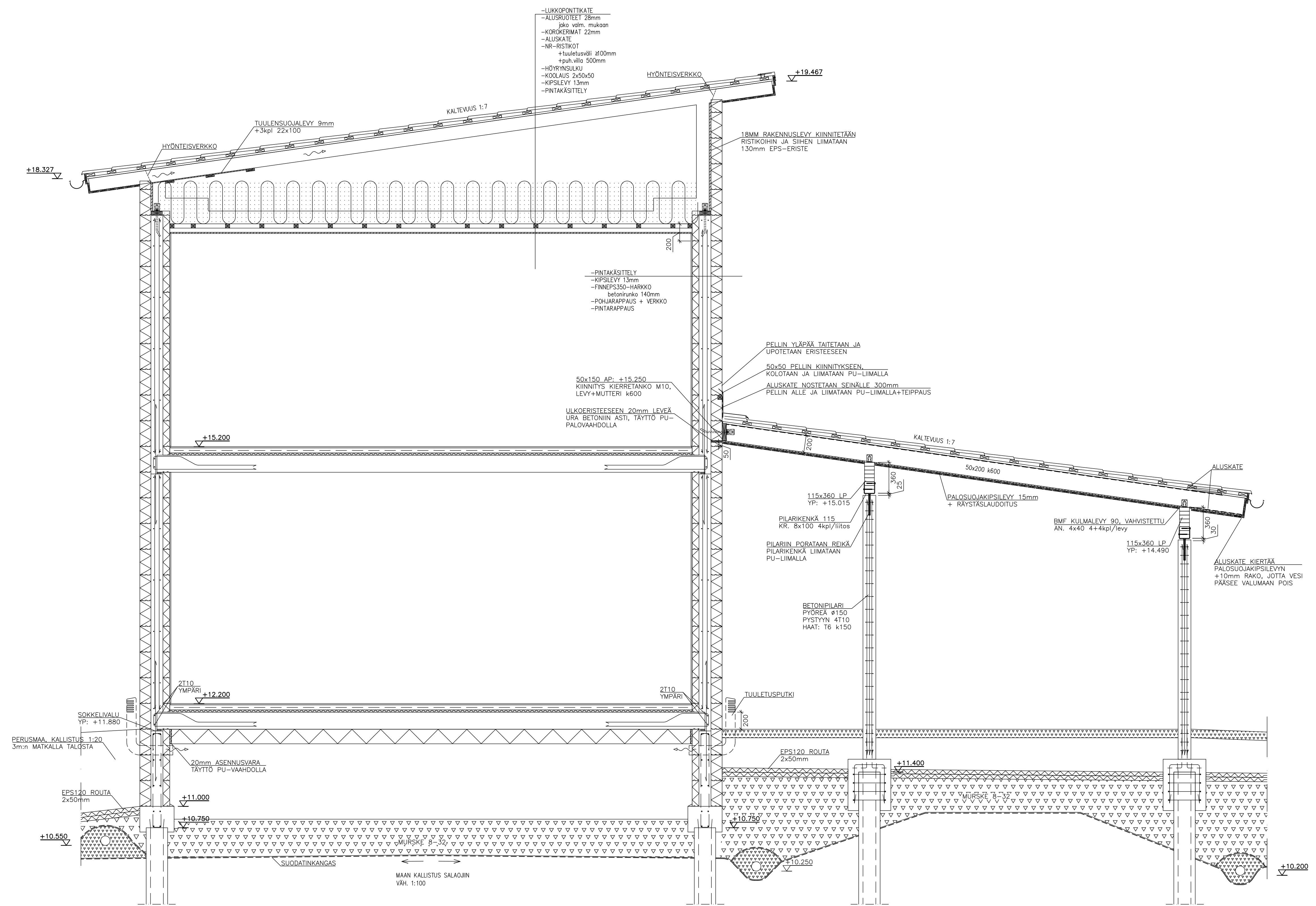
SAHATAVARA T24-2



tunnus	muutos	nimik.	päiväys
Kaupunginosa/kylä 46	Kortteli/tila 110	Tontti/Rn:o 4	Viranomaisten arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide Uudisrakennus	Piirustustyyppi Rakennepiirustus	Juoks. nro 4	
Rakennuskohteen nimi ja osoite OKT	Piirustuksen sisältö 2KRS. KANTAVA RUNKO YLÄPOHJA	Mittakaavat 1:50 1:50	
Suunnittelutoimiston tiedot			
Piirtäjä IK	Suunnittelija	Työnumero	
Päiväys 15.1.2014	Vastuullinen suunnittelija		Suunnittelulata ja piirustusnumero RAK
			Muutos



toimio	huuto	merk.	merk.	merk.
Kaupunginosa/kyliä 46	Kortteli/tila 110	Tontti/Rn:o 4	Viranomaisten arkkitehtimerkintöjä varten	
Rakennusluokitus Uudisrakennus	Rakennuspiirustus		Arkkitehti 5	Jäsen nro
Rakennuskohteen nimi ja osoite OKT	Rakennuksen sisältö		Mittakaavat 1:25	
Suunnittelutoimiston tiedot				
Piirittäjä IK	Suunnittelija	Työnumero	Suunnittelun ja piirustuksen numero	
Päiväys 15.1.2014	Vastuullinen suunnittelija		Muuks	
RAK				



Kaupunginosa/kyliä	Kortteli/tila	Tontti/Rn:o	Viranomaisten arkitalonimerkintäjä varten	
46	110	4	Piirustaja	Juoks. nro
Rakennustalomenpiirustus			Rakennepiirustus	6
Rakennuskohteen nimi ja osoite			Piirustuksen sisältö	Mittakaavat
OKT			LEIKKAUS 2-2	1:25
Suunnittelutoimiston tiedot				
Piirittäjä	Suunnittelija	Työnumero	Suunnittelija ja piirustusnumero	
IK	Vastuullinen suunnittelija	.	Muutos	
Päiväys				
15.1.2014				RAK

