

Marjut Vanhamäki

Ontelolaatan mitoitusmenetelmät standardien mukaan

Opinnäytetyö

Kevät 2011

Tekniikan yksikkö

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikan suuntautumisvaihtoehto



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

OPINNÄYTETYÖN TIIVISTELMÄ

Koulutusyksikkö: Seinäjoen ammattikorkeakoulu
Koulutusohjelma: Rakennustekniikka
Suuntautumisvaihtoehto: Talonrakennustekniikka

Tekijä: Marjut Vanhamäki

Työn nimi: Ontelolaatan mitoitusmenetelmät standardien mukaan

Ohjaaja: Martti Perälä

Vuosi: 2011

Sivumäärä: 82

Liitteiden lukumäärä:

Ontelolaattojen ollessa jännitetyitä leikkausraudoittamattomia elementtejä, betonielementtien standardit eivät ole riittävät ontelolaatan laskennallisen kestävyuden määrittämiseen. Sen vuoksi ontelolaatoilla on oma tuotestandardi SFS-EN 1168. Tämä standardi pohjautuu muun muassa betonirakenteiden suunnittelun eurokoodiin SFS-EN 1992 ja betonivalmisteiden yleisiin sääntöihin SFS-EN 13369. Opin- näytetyön tarkoitus on käsitellä ontelolaattoja yleisesti, ja perehtyä ontelolaattojen mitoitukseen, kuinka kantokyky saadaan riittäväksi nykyisten standardien mukaan. Kantokykyyn vaikuttavat muun muassa jänneväli, laatan paksuus, kuormat, vara- ukset, betonin lujuusluokka ja punosmäärät. Kantokyvyn määrittämiseen vaikuttaa siis monta tekijää ja standardien tarkoitus on ohjeistaa tätä mitoitusta. Ontelolaattojen CE-merkintä ei ole vielä pakollista Suomessa, mutta se on suosii- teltavaa, ja se on suurimmilla valmistajilla käytössä. Standardi SFS-EN 1168 + A2 on vahvistettu suomalaiseksi kansalliseksi standardiksi, jonka pohjalta rakennus- tuotteeseen voidaan kiinnittää Inspecta Oy:n myöntämän sertifikaatin mukainen CE-merkintä.

Asiasanat: ontelolaatta, mitoitus, betonielementti

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Faculty: School of Technology
Degree programme: Construction Engineering
Specialisation: Building construction

Author: Marjut Vanhamäki

Title of the thesis: Design methods for hollow slabs according to standards

Supervisor: Martti Perälä

Year: 2011 Number of pages: 82 Number of appendices:

Hollow-core slabs are non-shear reinforced elements, so the standards for concrete elements are insufficient for counting the bearing capacity of a hollow slab. There is a product standard for hollow-core slabs (SFS-EN 1168), which is based on Euro code SFS EN-1992 of concrete designing, and SFS 13369 general codes on precast concrete. The aim of the thesis was to study hollow-core slabs generally, and to orientate oneself on designing methods based on standards. The common factors which affect to the design are span length, thickness of the slab, loads, holes, grade of concrete and reinforcing.

CE marking for hollow slabs is not necessary in Finland yet, but it is recommended, and most of the manufacturers are using it. The standard for hollow slabs SFS EN-1168 +A2 is a confirmed Finnish national standard, which allows CE marking by Inspecta Oy.

Keywords: Hollow slab, designing, concrete element

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

SISÄLLYS

KÄYTETYT TERMIT JA LYHENTEET

KUVIO- JA TAULUKKOLUETTELO

1 JOHDANTO.....	18
2 ONTELOLAATTA	19
2.1 Yleistä.....	19
2.1.1 Perustyytit	20
2.1.2 Eristetyt ontelolaatat.....	21
2.1.3 Ulokkeelliset ontelolaatat	22
2.1.4 Kavennetut ontelolaatat	24
2.1.5 K-laatat	25
2.1.6 Palolaatat.....	25
2.2 Punokset.....	28
3 MATERIAALIOMINAISUUKSIA.....	29
3.1 Betoni.....	29
3.1.1 Ääneneristys	29
3.1.2 Lämmöneristys.....	29
3.1.3 Lujuus	31
3.1.4 Kutistuminen ja viruminen	31
3.1.5 Säilyvyys.....	32
3.2 Jänneteräs	35
4 TOLERANSSIT	36
4.1 Teräkset.....	36
4.1.1 Pitkittäisteräkset.....	36
4.1.2 Poikittaisteräkset.....	36
4.1.3 Jänneterästen jakautuminen	36

4.2 Ontelolaatta	37
4.3 Rakenteiden varmuuteen liittyvät mittatoleranssit.....	38
4.4 Rakentamiseen liittyvät mittatoleranssit.....	38
4.5 Reiät ja varaukset	39
4.6 Ulokkeet.....	41
5 VALMISTUS	42
6 KANTOKYKY.....	43
6.1 Leikkauskestävyys	43
6.2 Halkaisulujuus.....	45
6.3 Yhdistetty leikkaus- ja vääntökestävyys	46
6.4 Pituussuuntaisten saumojen leikkauskestävyys	47
6.5 Lävistyskestävyys	49
6.6 Pistekuormien kestävyys.....	51
6.7 Kolmelta reunalta tuettujen elementtien kuormituskestävyys.....	52
6.8 Ontelolaatat palkeilta tuettuina	53
6.8.1 Pintabetonoitu ontelolaatta.....	53
6.8.2 Tulpattu ontelolaatta.....	57
6.9 Poikittainen kuorman jakautuminen.....	58
6.10 Negatiiviset momentit ja tahattomat kiinnitysvaikutukset	64
7 LASKENTAESIMERKKEJÄ.....	65
7.1 Pistekuorma	67
7.2 Viivakuorma	72
7.3 Viivakuorma & pistekuorma.....	77
7.4 POK- Ontelolaattakannake.....	79
8 YHTEENVETO	82
LÄHTEET.....	83

KÄYTETYT TERMIT JA LYHENTEET

U-arvo	lämmönläpäisykerroin
punos	esi- tai jälkijännitettävä jänneteräs
isotrooppinen	suunnasta riippumaton
anisotrooppinen	suunnasta riippuvainen
toleranssi	mitan sallittu vaihtelualue
ominaislujuus	lujuusarvo, jonka alle odotetaan jäävän 5 % tarkasteltavan betonitilavuuden kaikkien mahdollisten lujuusmäärittystenperusjoukosta
mitoituslujuus	arvo, joka tulee osavarmuusluvulla jaetusta ominaislujuudesta

Latinalaiset isot ja pienet kirjaimet

A_c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala [mm^2]
$A_c(y)$	korkeuden y yläpuolella oleva pinta-ala
A_i	kuvitteellinen poikkileikkauspinta
A_{sl}	tarkasteltavasta poikkileikkauksesta momentin itseisarvon pienenemissuuntaan vähintään mitan $(l_{bd} + d)$ verran ulottuvan vetoraidoituksen pinta-ala
A_s	vetoraidoituksen pinta-ala

A_p	jänneteräksen pinta-ala
a	sauman suuntainen kuorman pituus
a_s	kuorman ja sauman keskipisteiden välinen etäisyys
b_i	rajapinnan leveys
b_w	yksittäisen uuman paksuus
b_w	reunauuman leveys laatan painopiste akselin korkeudella (Kaava 13)
b_w	poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella [mm] (Kaava 1)
$b_w(y)$	uuman leveys korkeudella y
c	ominaislämpö
$Cp_t(y)$	tekijä jolla otetaan huomioon jännekerroksen sijainti
c_{min}	betonipeitteen vähimmäisarvo
d_g	runkoaineen suurin raekoko
e_o	jänneteräksen epäkeskisyys
f_{ct}	betonin vetolujuuden arvo jännevoiman päästöhetkellä, kun päästöajankohta määritetään testien perusteella
$f_{ctk,0,05}$	$= 0,07 \times f_{ctm}$, 5% fraktiili

f_{ctm}	$= 0,30 \times f_{ck}^{2/3}$, kun betonin lujuusluokka on $\leq C50/60$
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctdj}	saumojen betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctdt}	pintabetonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä [MPa]
f_u	kosteuden massamääräinen muuntokerroin
f_ψ	kosteuden tilavuusmääräinen muuntokerroin
h	korkeus
h_t	pintabetonin paksuus
$\sum h_f$	ylä- ja alakannaksen pienimpien paksuuksien sekä pintabetonin skaalatun paksuuden (nimellispaksuus kerrottuna pintabetonin ja laattojen vetolujuuksien suhteella) summa.
h_f	ylä- tai alakannaksen paksuuden pienin arvo
h_j	sauman nettokorkeus
h_t	pintabetonin paksuus
I	poikkileikkauksen/elementin jäyhyysmomentti
I_o	elementin ja pintabetonin jäyhyysmomentti

k	ontelon säde, joka on yhtä suuri kuin poikkileikkauksen alimman kohdan taivutusvastuksen ja poikkileikkauksen pinta-alan suhde (W_b/A_c) (Kaava 10)
l_{pt1}	voiman siirtopituuden alempi mitoitusarvo
l_x	tarkasteltavan poikkileikkauksen etäisyys jännevoiman kehittymisen alkukohtasta (=x)
M_{Ed}	pystysuoran kuorman aiheuttama taivutusmomentti.
N_{Ed}	kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva poikkileikkauksen normaalivoima [N] ($N_{Ed} > 0$ puristuksessa).
n	jänneterästen kerrosten lukumäärä
P	perusjoukon fraktiili
P_o	alkujännitysvoima tarkasteltavassa uumassa heti jännevoiman päästön jälkeen
$P_t(l_x)$	tarkasteltavan jänneteräskerroksen jännevoima etäisyydellä l_x .
S	elementin staattinen momentti
S_o	elementin ja pintabetonin staattinen momentti
$S_c(y)$	korkeuden y yläpuolella olevan osan staattinen momentti painopiste akselin suhteen
T_{Ed}	vääntömomentin mitoitusarvo tarkasteltavassa poikkileikkauksessa

t	pienin arvoista h_f tai b_w (=reunauuman paksuus)
V_{Rdn}	leikkauskestävyyden nettoarvo
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_{Rdi}	rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_{Ed}	rakenneosan leikkausvoima
V_{Edg}	pysyvästä kuormasta aiheutuvan leikkausvoiman mitoitusarvo
V_{Edq}	lisäkuormista aiheutuvan leikkausvoiman mitoitusarvo
V_{ETd}	vääntömomentin aiheuttaman vaikuttavan leikkausvoiman mitoitusarvo
V'_{Rdj}	kannaksen leikkauskestävyys
V''_{Rdj}	sauman leikkauskestävyys
V_{Rdj}	pienempi arvoista V'_{Rdj} tai V''_{Rdj}
W_{lb}	elementtien vähimmäistaivutusvastus poikkisuunnassa elementin pituutta kohden poikkileikkauksen alimman kohdan suhteen
W_{lt}	poikkileikkauksen vähimmäistaivutusvastus poikkisuunnassa elementin pituutta kohden ylimmän kohdan suhteen

W_l	pienempi arvoista W_{lb} tai W_{lt}
W_t	elementin kimmainen vääntövastus
Y_c	painopisteakselin korkeus
y	kriittisen pisteen etäisyys laatan alareunasta murtumislinjalla
Y_{p_t}	jännekerroksen sijainnin korkeus
z	koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

Kreikkalaiset isot ja pienet kirjaimet

β	uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella, molemmat laskettuina samassa kohdassa
$\lambda_{10,dry}$	kuivan tilan lämmönjohtavuus lämpötilan ollessa 10°C
μ	vesihöyryn diffuusiokerroin
σ_n	rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6f_{cd}$ sekä veto negatiivisena.
σ_{sp}	halkeamisjännitys
$\sigma_{cp}(y)$	betonin puristusjännitys korkeudella y ja etäisyydellä l_x

$\tau_{cp}(y)$

betonin leikkausjännitys, joka aiheutuu jännevoiman siirtymisestä korkeudella y ja etäisyydellä l_x

KUVIO- JA TAULUKKOLUETTELO

Kuvio 1. Ontelolaattojen maksimikantokyvyt. (Betsset 2010, 7.)	21
Kuvio 2. Ulokelaatta jossa viivakuorma. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 28.).....	23
Kuvio 3. Kavennussuosituksia. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 29.)	24
Kuvio 4. Malli K-laatan lappukuvasta. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 30.)	25
Kuvio 5. Palolaattojen kantokyky. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 26.)	27
Kuvio 6. 2PO50 kantokyky. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 27.).....	27
Kuvio 7. Yläkannaksen vähimmäispituuden määrittäminen. (SFS-EN 1168+A2 2009, 12.)	37
Kuvio 8. Ontelolaatan sallitut reikien kohdat. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 31.)	40
Kuvio 9. Ontelolaatan sallitut reikien kohdat. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 31.)	41
Kuvio 10. Valmistusprosessin periaate. (Leskelä 2005, 686.)	42
Kuvio 11. Epäkeskinen leikkausvoima. (SFS-EN 1168+A2 2009, 15.)	47
Kuvio 12. Saumoissa oleva leikkausvoima. (SFS-EN 1168+A2 2009, 16.)	48
Kuvio 13. Tehollinen leveys. (SFS-EN 1168+A2 2009, 17.)	50

Kuvio 14. Rajapinnat. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 92.).....	56
Kuvio 15. Vaarnattu työsauma. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 92.).....	56
Kuvio 16. Viivakuormien jakautumiskertoimet. (SFS-EN 1168+A2 2009, 28.).....	59
Kuvio 17. Keskialueella olevien pistekuormien jakautumiskertoimet. (SFS-EN 1168+A2 2009, 29.).....	60
Kuvio 18. Reunassa olevien pistekuormien jakautumiskertoimet. (SFS-EN 1168+A2 2009, 30.).....	61
Kuvio 19. Pituussuuntaisten saumojen tyypillisiä muotoja. (SFS-EN 1168+A2 2009, 25.).....	62
Kuvio 20. Tahattomat kiinnitysmomentit. (SFS-EN 1168+A2 2009, 36.).....	64
Kuvio 21. Esimerkkikohde.....	66
Kuvio 22. Pistekuorma.....	67
Kuvio 23. Pistekuorma.....	68
Kuvio 24. Pistekuormien jako. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 36.).....	69
Kuvio 25. Kuormitusosuudet. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 35.).....	70
Kuvio 26. Viivakuorma.....	72
Kuvio 27. Viivakuorma.....	73
Kuvio 28. Viivakuormien jako. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 34.).....	74

Kuvio 29. Viivakuormien osuudet. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 34.).....	75
Kuvio 30. Viiva- ja pistekuorma.....	77
Kuvio 31. Viiva- ja pistekuorma.....	78
Kuvio 32. Ontelolaattakannake.	79
Kuvio 33. Ontelolaattakannake.	80
Taulukko 1. Laattatyypit. (Elementtisuunnittelu [viitattu 2.3.2011].)	20
Taulukko 2. Eristettyjen ontelolaattojen U-arvoja. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 29.)	22
Taulukko 3 Ulokelaattojen kantokyky. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 28.).....	23
Taulukko 4. Mahdolliset punokset. (Betsset 2010, 8-26.).....	28
Taulukko 5. Betoni jossa kevytsora kiviaines. (SFS-EN 13369 2005, 54.)	30
Taulukko 6. Betoni jossa normaalipainoinen kiviaines. (SFS-EN 13369 2005, 55.)	30
Taulukko 7. Betonin lujuusluokat. (Leskelä 2005, 33.)	31
Taulukko 8. Betonin rasitusluokat. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 48.)	33
Taulukko 9. valmistustoleransseja. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 50.)	39
Taulukko 10. Ulokkeet. (Elementtisuunnittelu [viitattu 2.3.2011].)	41

Taulukko 11. O27:n kapasiteetit ja punosmäärät. (Betset Oy 2009.).....	67
------------------------------------------------------------------------	----

1 JOHDANTO

Eurokoodien käyttöönotto on merkittävä suunnitteluohjeita koskeva muutos, joka koskee koko Eurooppaa. Kaikista kansallisista suunnitteluohjeista ja standardeista on luovuttu, ja on otettu käyttöön yhteiset rakenteita koskevat suunnitteluohjeet ja maiden omat kansalliset liitteet. Työn tarkoituksena on tutkia nykyisten suunnitteluohjeiden standardien mukaista mitoittamista ontelolaatalle, joiden suurin korkeus on 500 mm ja suurin leveys 1200 mm, sillä kokeellinen näyttö perustuu näihin rajoitettuihin elementtimittoihin.

Työn teettäjä on Insinööritoimisto Rintala Oy, jonka osa-alueina ovat ontelo- ja kuorilaattojen punostus sekä elementti- ja päärakennesuunnittelu. Suurin työllistäjä on Betsset Oy:n Hämeenlinnan, Kyyjärven ja Nurmijärven tehtaat. Opinnäytetyö sisältää yleistä tietoa muun muassa ontelolaatoista, niiden mahdollisista kokovaihtoehtoista ja punoksista sekä erikoislaatoista, kuten palolaatoista ja K-laatoista. Standardeista työstä löytyy kantokyvyn todentamiseen vaadittavat kaavat sekä kuormien mitoitus. Työn tavoitteena on koota ontelolaattoja koskevat säännökset yhteen sekä olla avustavana oppaana ontelolaattojen mitoituksessa.

2 ONTELOLAATTA

2.1 Yleistä

Ontelolaatat yleistyivät 1970-luvulla, ja nykyään ne ovat Suomen yleisimpiä rakennuselementtejä. Ontelolaattojen käyttökohteet ovat lisääntyneet vuosien saatossa valikoiman laajuuden ja tutkimuksien ansiosta. Ontelolaatat jännitetään tartuntajänteillä, jotka sijaitsevat yleensä laatan alapinnassa. Laatoissa ei ole leikkausraudoitusta, jonka vuoksi laskenta poikkeaa muusta betonielementtimitoittamisesta. Ilman leikkausraudoitusta on silti mahdollista valmistaa erityistarpeita varten myös ulokkeellisia laattoja, esimerkiksi laatan yläpuolelle sijoitettavien punosten avulla. (Leskelä 2005.)

Betonirakenteiden suunnittelun yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, SFS-EN 1922-1-1, on täydennetty tietyiltä osin standardilla SFS-EN 1168 + A2; Betonivalmisosat; Ontelolaatat. Suunnittelusääntöjä on täydennetty ontelolaatan erityispiirteiden, kuten leikkausraudoituksen puuttumisen takia. Ontelolaattojen käyttökohteita ovat muun muassa rakennusten lattiat ja katot, mukaan lukien tietyt ajoneuvoalueet (luokat F ja G), joihin ei kohdistu väsymiskuormia. Laattoja ei tulisi käyttää esimerkiksi kattoina, niin että rakennetta ei ole suojattu muutoin veden tunkeutumiselta.

Ontelolaattojen kantokyvyn todentaminen on standardisoinnin tässä vaiheessa hyväksyttävää ainoastaan laskemalla. Standardisoitujen suunnittelusääntöjen laatimiseen ei vielä ole tarpeeksi laajoja kokemuksia ontelolaatan suhteen, ja kokeellinen näyttö perustuu pääasiassa korkeudeltaan ja leveydeltään rajoitettuihin elementteihin, jonka vuoksi standardia sovelletaan ainoastaan näiden rajojen mukaisiin elementteihin. (SFS-EN 1168+A2 2009, 6-7.)

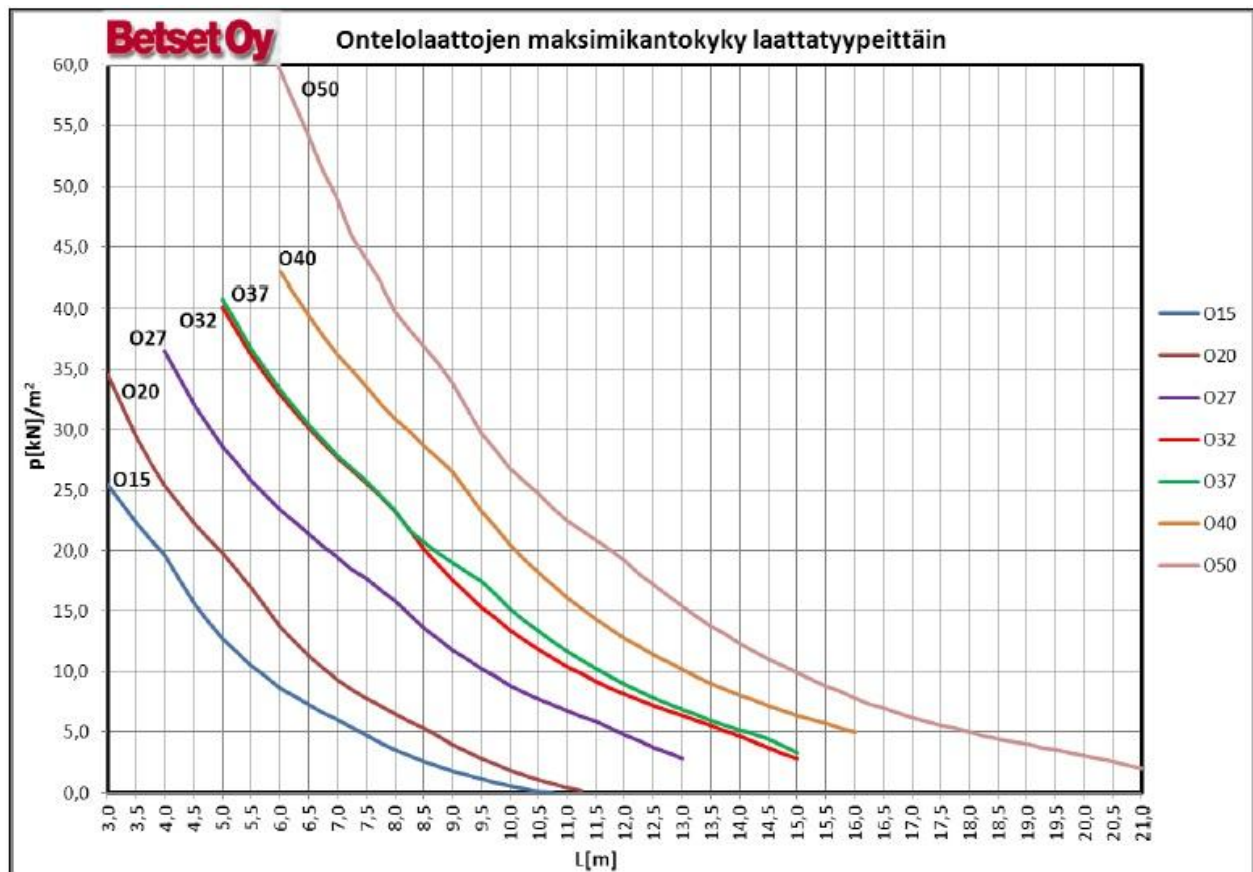
2.1.1 Perustyyppit

Ontelolaattoja valmistetaan 150, 200, 265, 320, 370, 400 ja 500 mm:n paksuisina, ja niiden vakioleveys on 1200 mm. Laattojen suurin sallittu jänneväli riippuu muun muassa kuormasta ja laatan paksuudesta. Ohessa on taulukko laattatyypeistä ja niiden teknisistä tiedoista.

Taulukko 1. Laattatyypit. (Elementtisuunnittelu [viitattu 2.3.2011].)

LAATTATYYPPI	LAATAN KORKEUS [mm]	ELEMENTIN PAINO [kg/m ²]	PAINO SAUMATTUNA [kg/m ²]	VÄHIMMÄISTUKIPINTA [mm]	MAKSIMIJÄNNEVÄLI [m]
O15	150	205	215	60	7,0
O20	200	245	260	60	11,0
O27	265	360	380	60	13,5
O32	320	380	400	60	16,0
O37	370	485	510	60	14,0
O40	400	435	465	100	18,5
O50	500	560	600	100	20,0

Alustavaa suunnittelua varten Betsbet on laatinut kuvion 1 mukaisen käyrästäön, jonka avulla suunnittelija voi hieman arvioida tarvittavaa laatan paksuutta jännevälin ja kuorman suuruuden mukaan.



Kuvio 1. Ontelolaattojen maksimikantokyvyt. (Betset 2010, 7.)

2.1.2 Eristetyt ontelolaatat

Eristetyt ontelolaatat ovat soveltuvia alapohjalaatoiksi esimerkiksi ryömintätalallisiin rakennuksiin. Seuraavasta taulukosta näkee Parman eristetyllä ontelolaatalla saavutettavat U-arvot vuonna 2003 (tuuletusaukkojen osuus $\leq 0,8$ % alapohjan alasta, pintavastukset yhteensä $0,21 \text{ Km}^2/\text{W}$). Eristeiden vakiopaksuudet ovat Parmalla 120 mm, 160 mm ja 180 mm. 150 mm paksu ontelolaatta täytyy lisäksi joko eristää yläpuolelta tai käyttää kompensatioperiaatetta. Vaatimukset ryömintätalallisten alapohjien osalta lämpimien tilojen alla $U \leq 0,20 \text{ W/m}^2\text{K}$ ja puolilämpimien $0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$. Kompensatioperiaatteella alapohja voidaan toteuttaa ontelolaatoilla, joilla on hieman suurempikin arvo. (ParmaParel ontelolaatat 2003, 29.)

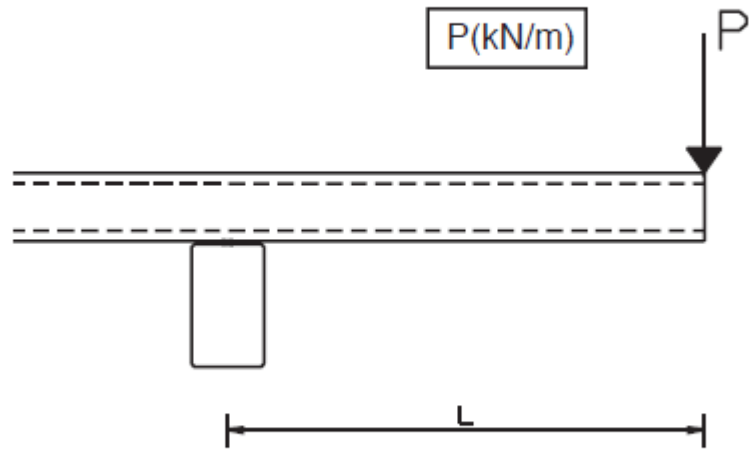
Taulukko 2. Eristettyjen ontelolaattojen U-arvoja. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 29.)

Ontelo- laatta- tyyppi	Lämmön- vastus Km ² /W	U-arvo (W/m ² K) (EPS 60S)		
		120 mm	160 mm	180 mm
P15	0,20	0,30	0,23	(0,21)
P20	0,29	0,29	0,23	0,20
P27, P32, P37	0,36	0,29	0,22	0,20
P40	0,65	0,26	0,21	0,19
P50	0,69	0,26	0,21	0,19

2.1.3 Ulokkeelliset ontelolaatat

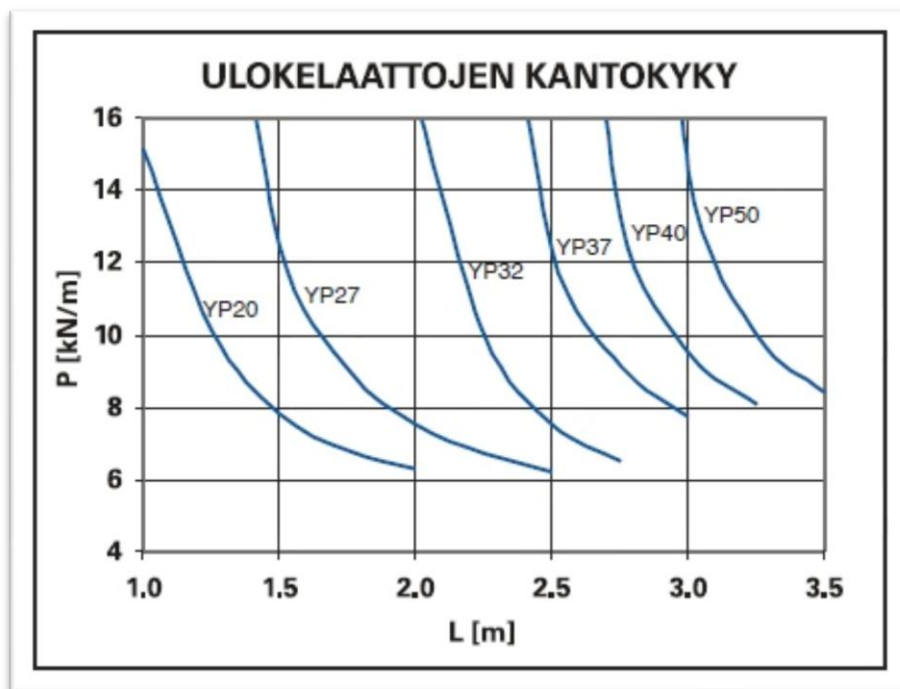
Ulokkeellisia ontelolaattoja tarvitaan muun muassa parvekkeissa ja erkkereissä. Tämän mahdollistaa tehtaalla asennettavat yläpunokset laatan yläpintaan. Uloke voidaan toteuttaa myös työmaalla pintabetoniin sijoitettavalla ankkuroidulla lisäraudoituksella, jos uloke on lyhyt. Lisäraudoitus tulee olla rakennesuunnittelijan mitoittama, ja suunnittelijan tulee ottaa huomioon ontelolaatan jännevoimasta syntyvät lisäkuormat. Suunnittelussa tulee ottaa huomioon myös laatan liikevara ulokkeen päässä sekä tarvittaessa kiertymän salliva neopren-nauha tuen ja laatan välissä.

Taulukon 3 mukaisen käyrästön avulla voidaan alustavasti määritellä kuvion 2 mukaisen ulokelaatan kantokykyä. Käyrät on määritelty ulokkeen päässä olevalle viivakuormalle ja hyötykuormasta aiheutuvalla maksimitaipumalle $L/250$, kun L on laatan ulokkeen pituus. Ontelolaatan lopulliseen kantokykyyn vaikuttaa myös jänneväli, alapuoliset punokset sekä kuormitus. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 28.)



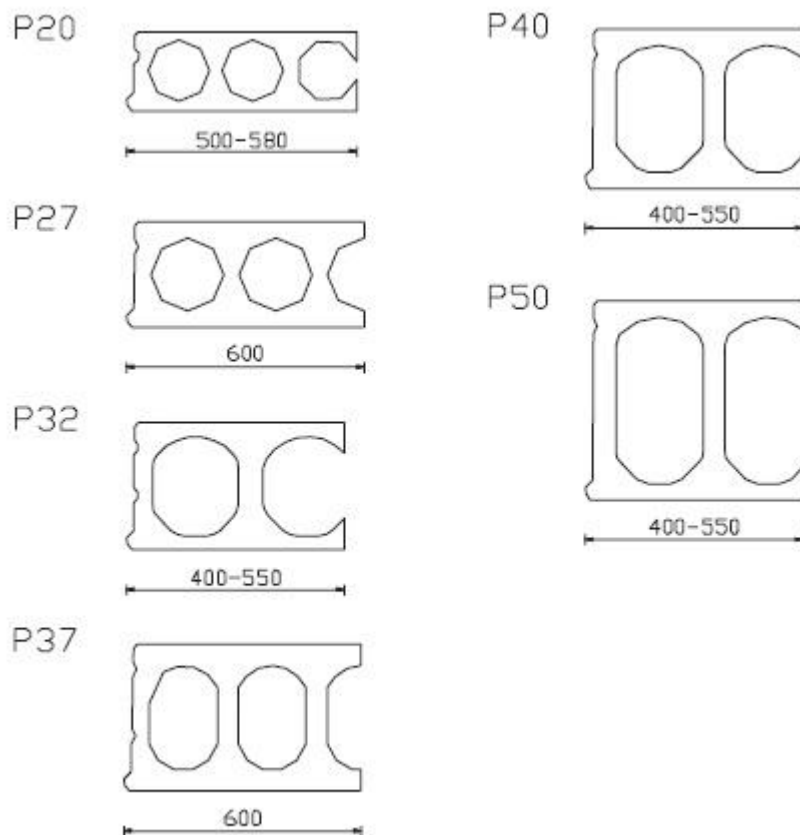
Kuvio 2. Ulokelaatta jossa viivakuorma. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 28.)

Taulukko 3 Ulokelaattojen kantokyky. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 28.)



2.1.4 Kavennetut ontelolaatat

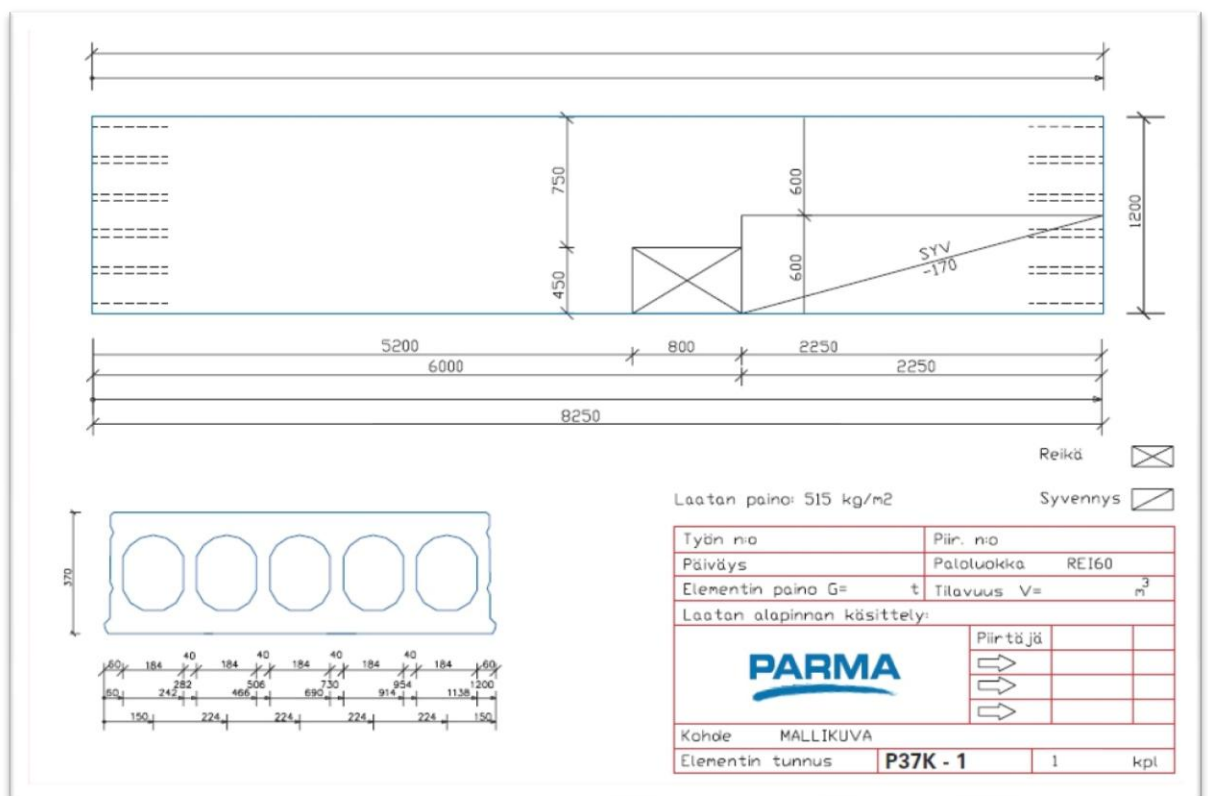
Ontelolaattatasoja suunnitellessa tulisi ottaa huomioon laattojen vakioleveys, 1200 mm, niin että syntyisi mahdollisimman vähän hukkaa esimerkiksi runkomittoissa ja porrasaukoissa. Kavennettujen laattojen leveydet on suositeltava suunnitella niin, että molemmat puolet kavennuksen jälkeen ovat käytettävissä, esimerkiksi 800 mm ja 400 mm. Halkaisun tulee osua aina ontelon kohdalle, ja laatan tulisi yleensä olla vähintään 400 mm leveä. Kavennetut ontelolaatat tulisi sijoittaa tasolla ulkoseinän tai väliseinän viereen, niin että kavennettu reuna olisi seinää vasten. Kuviossa Kuvio 3 on Parman suositellut mitat laattojen sahaukselle. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 29.)



Kuvio 3. Kavennussuosituksia. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 29.)

2.1.5 K-laatat

K-laatat, toisin sanoen kylpyhuonelaatat, ovat madallettuja märkätiloihin tarkoitettuja ontelolaattoja. Madallus eli kylpyhuonesyvennys mahdollistaa kallistusvalujen ja talotekniikan toteuttamisen laattaan. Samassa laatussa voi olla useampia kylpyhuonesyvennyksiä, ja niihin voidaan lisäksi tehdä viemärivetojen vaatimia lisävarauksia. Lisävaraukset kumminkin pienentävät oleellisesti laatan kapasiteettia, joten ne onkin sijoitettava tarkasti. Varaukset eivät saa olla yli 50 mm syviä tai mennä laatan poikki muualla kuin laatan päässä. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 54.)



Kuvio 4. Malli K-laatan lappukuvasta. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 30.)

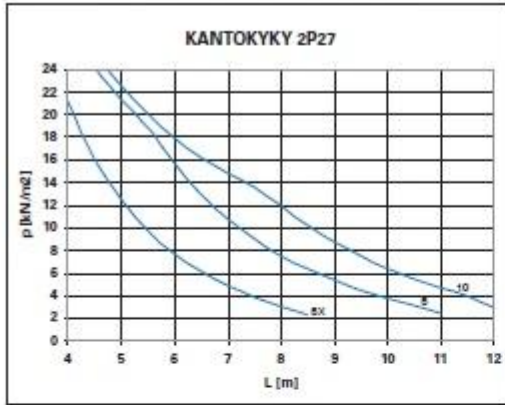
2.1.6 Palolaatat

Ontelolaattojen palonkestävyyttä voidaan parantaa käyttämällä palolaattoja, joiden palonkestävyys on luokkaa REI90 tai REI120 tai lisäämällä paloeriste ontelolaatan alapintaan, jolloin saavutetaan palonkestoluokat REI180 ja REI240. Parman laa-

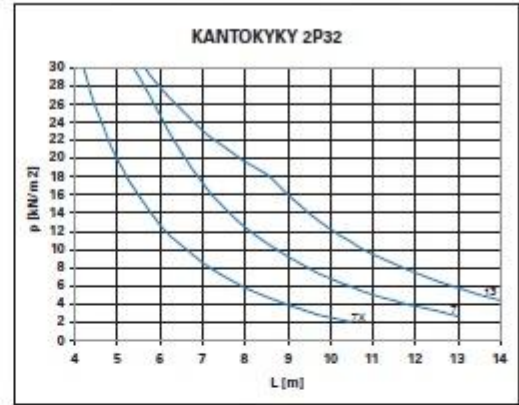
toilla perustyyppien palonkestävyys on luokkaa REI60. 150 mm ja 200 mm paksut ontelolaatat saavuttavat vain palonkestävyyden REI60. Niiden kantavuus on kumminkin parempi luokassa REI30. Kuvioissa Kuvio 5 ja Kuvio 6 on esitetty palolaattojen kantokyky luokassa REI120 sallittuna hyötykuormana, kun pysyvän kuorman osuus on 15%. Koska paloluokitus lisää suojabetonietäisyyttä raudoitukseen nähden, laattojen kantokyky pienenee peruslaattaan verrattuna oleellisesti, tilanteesta riippuen. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 26.)

Laatan paloeristäminen tapahtuu työmaalla, alapuolisella vuorivillasuojauksella tai palonsuojalevyllä. Vuorivilla on hyvä vaihtoehto, kun tarvitaan lisää ääneneristystä tai lämmöneristystä. Lisäeristeitä suositetaan palolaattojen sijaan varsinkin silloin, kun vain osa laatasta vaatii korkeampaa paloluokkaa. Lisäeristämällä voidaan myös parantaa 150 mm ja 200 mm paksun ontelolaatan palonkestoluokkaa.

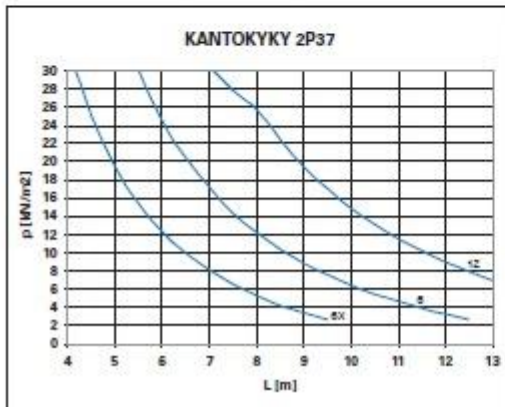
KANTOKYKY 2P27 (REI120)



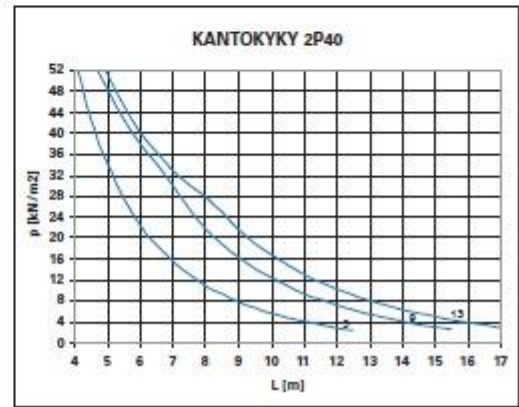
KANTOKYKY 2P32 (REI120)



KANTOKYKY 2P37 (REI120)

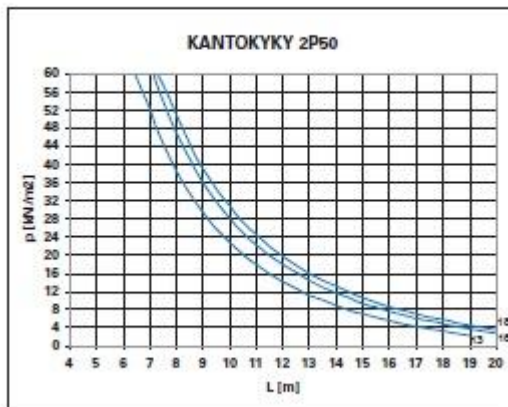


KANTOKYKY 2P40 (REI120)



Kuvio 5. Palolaattojen kantokyky. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 26.)

KANTOKYKY 2P50 (REI120)



Kuvio 6. 2P50 kantokyky. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 27.)

2.2 Punokset

Punoksien määrä eri laatoille määräytyy kannaksien määrästä. Punoksien täytyy olla symmetrisesti, ja täysleveällä laatalla täytyy aina olla vähintään neljä punosta.

Taulukko 4. Mahdolliset punokset. (Betsset 2010, 8-26.)

Laatta	Punos (esim. 4x = 4 x 9,3mm, 4 = 4 x 12,5mm)							
O15	4x	5x	6x	7x	8x	9x		
O20	4x	5x	6x	7x	4	5	6	7
O27	4x	6x	8x	4	5	6	8	10
O32	4x	5x	4	5	7	9	11	13
O32M	4x	6x	4	6	8	10	12	14
O37	4x	6x	4	6	8	10	12	13
O40	4	5	7	9	11	13	15	16
O50	5	7	9	11	13	15	17	19

3 MATERIAALIOMINAISUUKSIA

3.1 Betoni

3.1.1 Ääneneristys

Betonivalmisosien ääneneristävyysominaisuuksia ovat ilmaääneneristävyys sekä askelääneneristävyys. Ilmaääneneristävyys voidaan todeta laskemalla tai mittaamalla standardin EN ISO 140-3 mukaisesti, ja se ilmoitetaan kolmasosaoktaavikaistoina taajuuksien 100 Hz...3150 Hz yksittäisenä numeroarvona. Askelääneneristävyys todetaan taas EN ISO 140-6 mukaan, laskemalla tai mittaamalla, ja ilmoitetaan samoin kun ilmaääneneristävyys. (SFS-EN 13369 2005, 19.)

Ilmaääneneristävyydelle esimerkiksi kerrostalojen välipohjissa on esitetty vaatimus $R'w \geq 55$ dB, jonka ontelolaatan täytyy täyttää. Askeläänitasoluvun vaatimus on $L'n,w \leq 53$ dB, joten välipohjalaattojen täytyy olla vähintään 270 mm, jotta kerrostaloille asetetut vaatimukset täyttyvät. (ParmaParel-ontelolaatat ,43.)

3.1.2 Lämmöneristys

Lämmöneristävyysominaisuudet voidaan todeta kahdella tavalla, materiaalin lämmönjohtavuutena ja tuotteen geometriana, tai tuotteen lämmönvastuksena. Lämmönjohtavuus voidaan määrittää standardin EN ISO 12664 mukaisesti testaamalla, tai katsomalla mitoitusarvo ja ominaislämpökapasiteetti EN 12524 ja EN 1745 taulukkoarvoista. Betonivalmisosien lämmönvastus ja lämmönsiirtyminen saadaan standardin EN ISO 6946 mukaisesti laskemalla, tai hot box menetelmällä EN ISO 8990 ja EN 1934 mukaisesti. (SFS-EN 13369 2005, 19.)

Betonin lämmönjohtavuus standardin EN 1745 mukaan saadaan tiheydestä riippuen taulukoista 5 ja 6, riippuen onko betonin kiviaines normaalipainoista vai kevytsoraa. Taulukoiden 5 ja 6 lämmönjohtavuusarvot koskevat kuivaa betonia.

Taulukko 5. Betoni jossa kevytsora kiviaines. (SFS-EN 13369 2005, 54.)

Materiaalin tiheys kg/m ³	$\lambda_{10,dry}$ W/(mK)		Vesihöyryn diffuusiokerroin μ	c kJ/(kg K)
	P = 50 %	P = 90 %		
800	0,22	0,25	5/15	1,0
900	0,26	0,28	5/15	1,0
1 000	0,30	0,32	5/15	1,0
1 100	0,34	0,36	5/15	1,0
1 200	0,39	0,41	5/15	1,0
1 300	0,43	0,46	5/15	1,0
1 400	0,48	0,51	5/15	1,0
1 500	0,53	0,56	5/15	1,0
1 600	0,60	0,63	5/15	1,0
1 700	0,67	0,70	5/15	1,0

$f_u = 4$ kg/kg, jos kevytsora on pääasiallinen kiviaines.

$f_u = 2,6$ kg/kg, jos kevytsora on ainoa kiviaines.

HUOM. Voidaan käyttää muita standardin EN 1745 taulukoiden mukaisia kevytkiviaineita kuin kevytsoraa.

Taulukko 6. Betoni jossa normaalipainoinen kiviaines. (SFS-EN 13369 2005, 55.)

Materiaalin tiheys kg/m ³	$\lambda_{10,dry}$ W/(mK)		Vesihöyryn diffuusiokerroin μ	c kJ/(kg K)
	P = 50 %	P = 90 %		
1 600	0,69	0,88	5/15	1,0
1 700	0,75	0,93	5/15	1,0
1 800	0,82	1,01	5/15	1,0
1 900	0,90	1,09	5/15	1,0
2 000	1,00	1,19	5/15	1,0
2 100	1,11	1,30	5/15	1,0
2 200	1,24	1,42	30/100	1,0
2 300	1,37	1,56	50/150	1,0
2 400	1,52	1,72	50/150	1,0

$f_{\psi} = 4$ m³/m³

3.1.3 Lujuus

Betonin puristuslujuus ilmoitetaan standardiin EN 206-1 liittyvän lieriölujuuden ominaisarvon (f_{ck}) tai kuutiolujuuden ($f_{ck,cube}$) 5% fraktiilia vastaavan ominaisarvon mukaan. Näistä siis saadaan betonille lujuusluokka, joka perustuu 28 vuorokauden ikäisenä määritettyyn lieriölujuuden ominaisarvoon (f_{ck}) ylärajan ollessa C_{max} (C_{max} :n suositusarvo on C90/105). Jos betonin lujuus määritellään yli 28 vuorokauden ikäisenä, tulee puristuslujuuden ja vetolujuuden arvoja pienentää pienennyskerroimella (suositusarvo $k_t=0,85$). (SFS-EN 1992-1-1 2007, 28.)

Taulukko 7. Betonin lujuusluokat. (Leskelä 2005, 33.)

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

3.1.4 Kutistuminen ja viruminen

Ympäristön kosteus, rakenneosien mitat ja betonin koostumus saavat aikaan betonissa kutistumista ja virumista. Betonin virumaluku voidaan määrittää normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevalle betonille standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 mukaan.

Kokonaiskutistuminen koostuu kahdesta osasta, sisäisestä kutistumasta ja kuivumiskutistumasta. Kuivumiskutistuma riippuu veden siirtymisestä kovettuneen betonin läpi, ja näin ollen se on hidasta. Sisäinen kutistuma on suoraan verrannollinen betonin lujuuteen, ja se tapahtuu betonin kovettuessa. Merkittävä osa sisäisestä kutistumasta kehittyy valua seuraavina päivinä, sillä silloin betonin kovettuminen on nopeaa. Uutta betonia valettaessa kovettunutta betonia vasten, tulee ottaa huomioon sisäisen kutistumisen vaikutus betonin lujuuteen. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 33.)

3.1.5 Säilyvyys

Betonelementin säilyvyyteen vaikuttaa monta tekijää, muun muassa rakennuksen käyttö ja kulutus sekä ympäristöolosuhteet, kuten happoliuokset, sulfaattisuolat, lämpötilan muutokset ja veden tunkeutuminen betoniin. Taulukossa 8 on betonille määritellyt rasitusluokat standardin EN 206-1 mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 47.)

Taulukko 8. Betonin rasitusluokat. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 48.)

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korrosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
4 Meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lahella rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet

6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Betonelementtien säilyvyys tulee varmistaa seuraavien vaatimusten mukaisesti:

- sementtimäärän vähimmäisarvo
- vesi-sementtisuhteen enimmäisarvo
- kloridin enimmäispitoisuus betonissa
- alkalipitoisuuden enimmäisarvo
- hiljattain valetun betonin suojaaminen liian nopealta kuivumiselta
- riittävä hydrataatio lämpökäsittelyllä
- betonin vähimmäislujuus
- vähimmäisbetonipeite
- betonipeitteen betonin laatu

ja tarvittaessa

- sisäistä sekä pinnan vaurioitumattomuutta koskevat erityisvaatimukset
 - o sisäinen vaurioitumattomuus varmistetaan oikeilla materiaalivalinnoilla, liiallisen mikrohalkeilun estämisellä sekä betonin varhaisen halkeilun rajoittamisella
 - o pinnan vaurioituminen tulee estää muun muassa kemiallisten reaktioiden, jäädytyksen, sulatuksen ja mekaanisen kulutuksen aiheuttamaa turmeltumista vastaan vartenotettavilla toimenpiteillä.
- standardin EN 206-1 mukaisen suunnittelumenetelmän käyttäminen (SFS-EN 13369 2005, 10-11.)

3.2 Jänneteräs

Jänneteräkset luokitellaan lujuuden, koon, pintaominaisuuksien ja relaksaation suuruutta osoittavien luokkien mukaisesti. Relaksaatioluokkia on kolme:

- Luokka 1, lanka tai punos
 - o tavanomainen relaksaatio
- Luokka 2, lanka tai punos
 - o pieni relaksaatio
- Luokka 3, kuumavalssattu ja muokattu tanko

Relaksaatiohäviöiden loppuarvot vastaavat betonin ikää, ja ovat hyvin herkkiä teräksen lämpötilalle.

Jänneteräksillä tulee olla riittävä väsymislujuus ja riittävä sitkeys. Jänneteräksillä katsotaan olevan riittävä vetositkeys jos ne täyttävät suurimmalla kuorman arvolla standardissa EN 10138 määritetyn vaadittavan venymäarvon. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 41.)

4 TOLERANSSIT

4.1 Teräkset

4.1.1 Pitkittäisteräket

Ontelolaatoissa terästen tulee jakautua tasaisesti uumiin, jotta elementti on symmetrinen. Kahden tangon suurin keskiöetäisyys saa olla enintään 300 mm ja reunaumissa tulee olla vähintään yksi teräs. Terästen vapaaväli tulee olla vaakasuunnassa vähintään $\geq(d_g + 5 \text{ mm}) \geq 20 \text{ mm}$ ja $\geq \emptyset$, ja pystysuunnassa vähintään $\geq d_g, \geq 10 \text{ mm}$ ja $\geq \emptyset$. (SFS-EN 1168+A2 2009, 10.)

4.1.2 Poikittaisteräket

Poikittaisteräksiä ei vaadita alle 1200 mm levyisissä laatoissa, mutta jos laatta on leveämpi, niin poikittaisen raudoituksen vähimmäismäärä on halkaisijaltaan 5 mm teräket, joiden välinen keskiöetäisyys on 500 mm. (SFS-EN 1168+A2 2009, 10.)

4.1.3 Jänneterästen jakautuminen

Terästen vapaan välin tulee olla vähintään vaakasuunnassa $\geq(d_g + 5 \text{ mm}) \geq 20 \text{ mm}$ ja $\geq \emptyset$ sekä pystysuunnassa $\geq d_g, \geq 10 \text{ mm}$ ja $\geq \emptyset$. Jänneterästen tulee jakautua tasaisesti elementin leveydelle, ja täysleveysssä (1200mm) ontelolaatassa tulee olla vähintään neljä jänneterästä. Jos leveys osuu välille 0,6 m...1,2 m, tulee elementin sisältää vähintään kolme jänneterästä, ja jos leveys on alle 0,6 m, tulee elementissä olla vähintään kaksi jänneterästä. (SFS-EN 1168+A2 2009, 10.)

4.2 Ontelolaatta

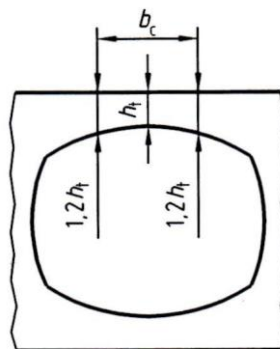
Standardien mukainen enimmäispoikkeama betonipeitteelle on -10 mm. Standardista EN 13369:2004 löytyy kohdasta 4.3.1.2 lisää vähimmäisarvoja. (SFS-EN 1168+A2 2009, 11.)

Näiden lisäksi uumille ja kannaksille on laadittu vähimmäispaksuudet. Uuman vähimmäispaksuun on vähintään suurin seuraavista

- $h/10$ h [mm]
- 20 mm
- d_g+5 mm d_g [mm]

Kannaksella tulee olla vähintään suurin seuraavista

- $\sqrt{2h}$ h [mm]
- 17 mm
- d_g+5 mm d_g [mm]



Kuvio 7. Yläkannaksen vähimmäispituuden määrittäminen. (SFS-EN 1168+A2 2009, 12.)

Pituussuuntaisen sauman leveyden tulee olla

- Vähintään 30 mm sauman yläpinnasta
- Sauman alapinnassa seuraavia arvoja suurempi

- 5 mm
- d_g , saumalaastin kiviaineksen suurin raekoko

(SFS-EN 1168+A2 2009, 11-12.)

4.3 Rakenteiden varmuuteen liittyvät mittatoleranssit

Laatan paksuuden ollessa yhtä suuri tai pienempi kuin 150 mm, nimellismittojen poikkeama saa olla enintään -5 mm, +10 mm. Laatan paksuuden ollessa yhtä suuri tai suurempi kuin 250 mm, maksimipoikkeama on ± 15 mm. Jos paksuus osuu välille 150 mm...250 mm, voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota.

Yksittäisen uuman nimellispaksuuden poikkeama saa olla enintään -10 mm, ja laatan kaikkien uumien yhteensä -20 mm. Kannaksen nimellispaksuuden (onteloiden ylä- ja alapuolella) sallittu maksimipoikkeama on -10 mm, +15 mm. (SFS-EN 1168+A2 2009, 11.)

4.4 Rakentamiseen liittyvät mittatoleranssit

Standardin mukainen suurin sallittu poikkeama laatan pituudelle on ± 25 mm, laatan leveydelle ± 5 mm ja pituussuunnassa sahattujen laattojen leveydelle ± 25 mm, ellei valmistaja ole toisin ilmoittanut. (SFS-EN 1168+A2 2009, 11.)

Ohessa taulukko Parman ontelolaattojen valmistus- ja rakentamistoleransseista.

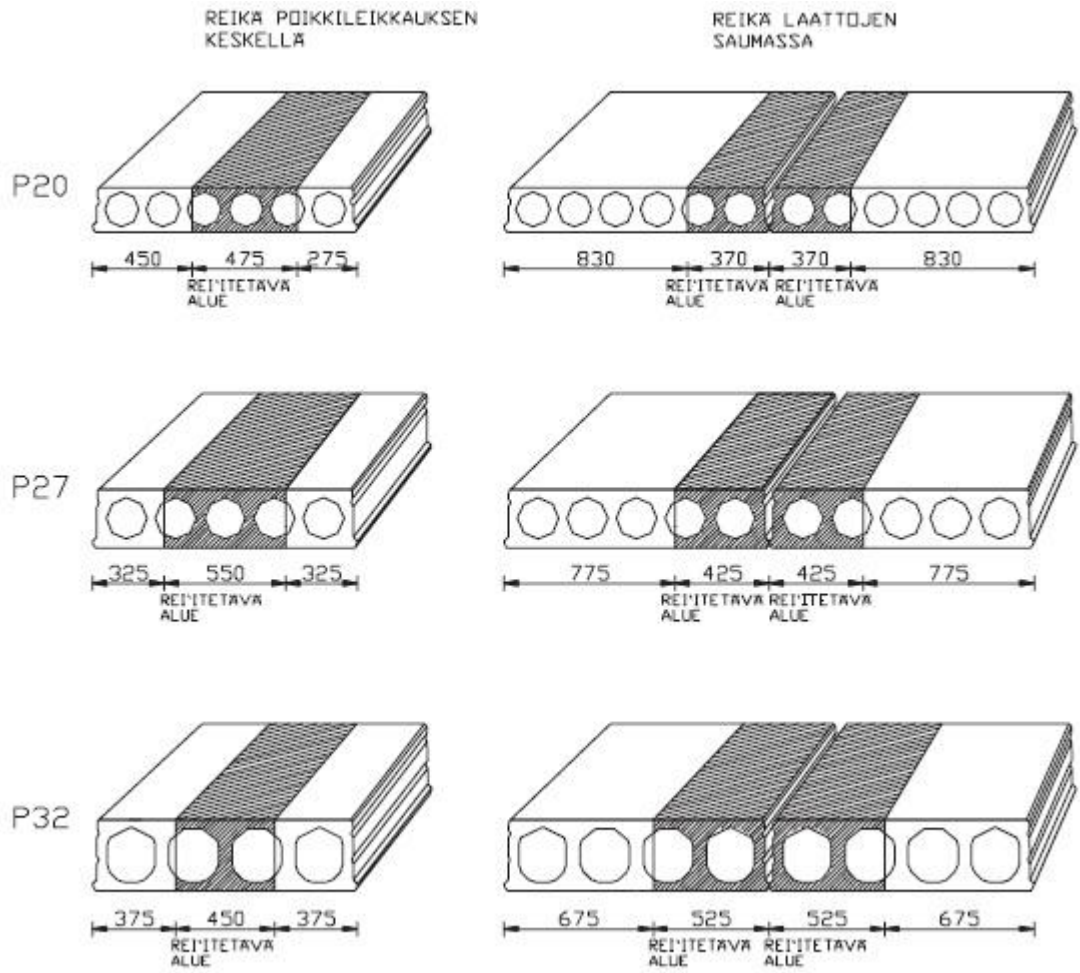
Taulukko 9. valmistustoleransseja. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 50.)

Esijännitetyt ontelolaatat

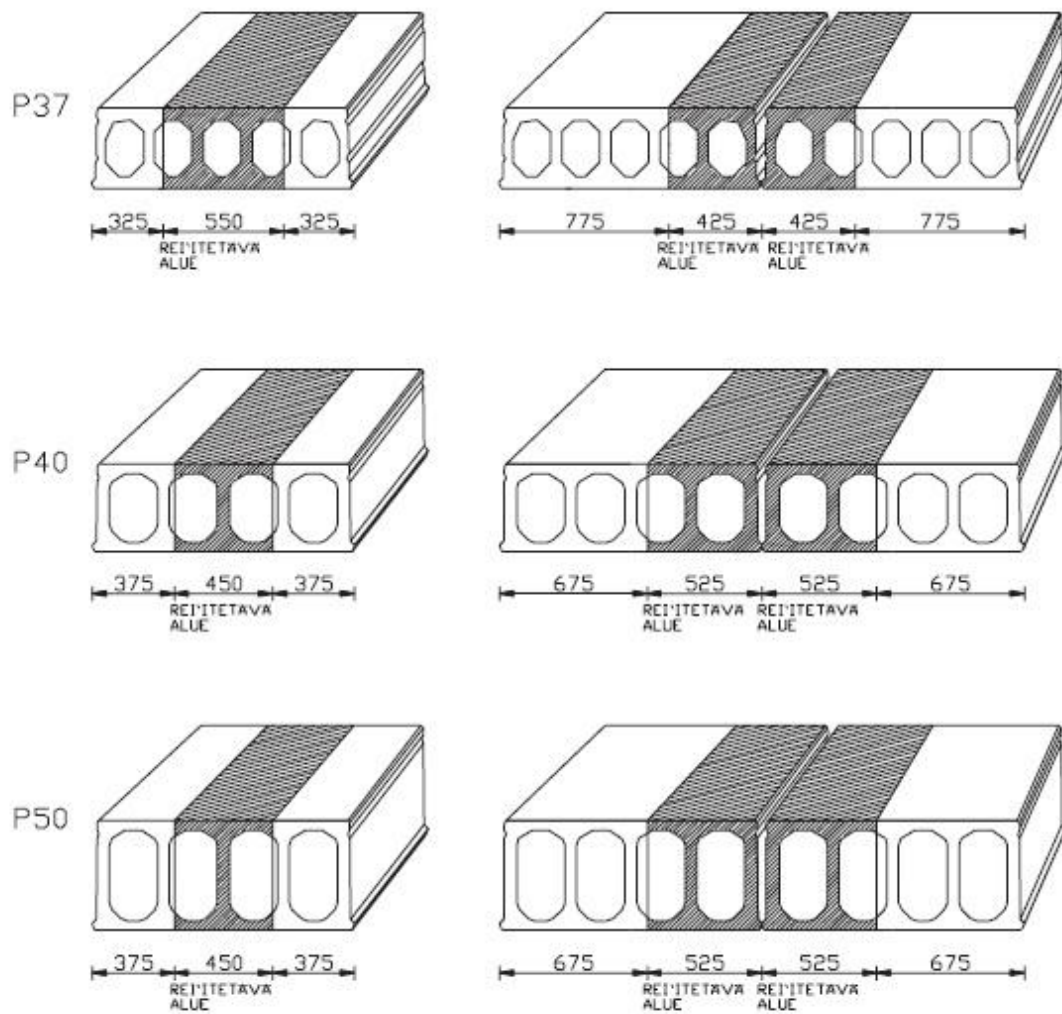
Mittauksen kohde	Valmistustoleranssit [mm] Normaaliluokka
Pituus (L)	± 15 tai $L/1000^{1)}$
Paksuus (h) ²⁾	± 5 tai $h/50^{1)}$
Leveys (b)	
- kokonainen laatta	-6; +0
- kavennettu laatta	± 20
Sivukäyryys (a)	$\pm L/1000$, enint. ± 10 mm
Pään kulmapoikkeama (p)	± 10
Taipuma ennen asennusta (Δd) ³⁾	± 6 tai $L/1000^{1)}$, enint. ± 10 mm
Yläpinnan aaltoilu poikkisuunnassa (y)	8, kun $h < 400$ mm 15, kun $h \geq 400$ mm
Teräsosat (t), tehtaalla asennetut	± 20
Reiät ja varaukset (t)	
- sijainti	± 15
- teko tuoreeseen betoniin	-0; +50
- teko jälkikäteen	-0; +30
Eristeen sijainti (t)	
- sivusijainti (t1)	± 10
- poisto tukipinnalta (t2)	± 15

4.5 Reiät ja varaukset

Laatan onteloiden kohdalle voidaan tehdä reikiä mihin tahansa, mutta Parma suosittelee enimmäismääräksi kolmea reikää poikkileikkaukselle. Reikä pitää sijoittaa laattaan siten että se katkaisisi mahdollisimman vähän laatan kannaksista. Pienet onteloiden kohdalle tulevat reiät suositellaan tehtäväksi työmaalla ja suuret reiät tehdään yleensä tehtaalla. Reikien suurin sallittu koko riippuu muun muassa elementin jännevälistä ja kuormituksesta. Jos reikä sijaitsee laatan keskellä, tai laattojen saumojen keskellä, oheisesta kuvasta näkee Parman suosittelemat rei'itettävät alueet.



Kuvio 8. Ontelolaatan sallitut reikien kohdat. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 31.)



Kuvio 9. Ontelolaatan sallitut reikien kohdat. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 31.)

4.6 Ulokkeet

Oheisessa taulukossa on määritelty suurin pituus ulokkeelle, riippuen laatan paksuudesta.

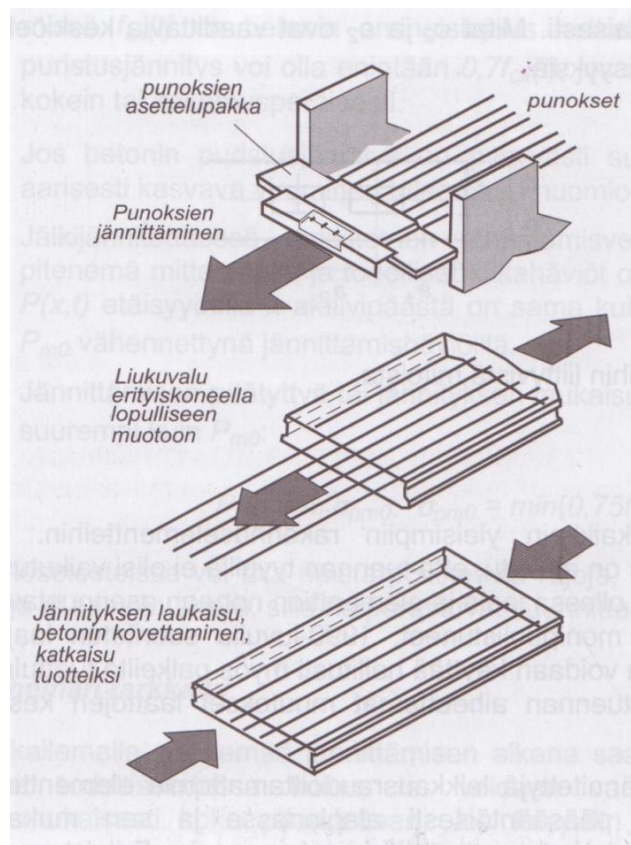
Taulukko 10. Ulokkeet. (Elementtisuunnittelu [viitattu 2.3.2011].)

LAATTATYYPPI	O20	O27	O32	O37	O40	O50
ULOKKEEN MAKSIMIPITUUS [m]	2,0	2,5	2,7	3,0	3,2	3,5

5 VALMISTUS

Ontelolaatat valmistetaan hyvin lyhyellä muottikierrolla, liukuvaluna. Nopea lujuudenkehitys saavutetaan käyttäen maakosteita erikoismassoja, kuten nopeasti kovettuvaa sementtiä ja höyrykarkaisua. Tyypillinen suunnittelulujuus betonille on C55/60, ja jännevoiman laukaisulujuus on noin 2/3 betonin loppulujuudesta.

Kuviossa 10 näemme valmistusprosessin periaatteen. Laattalinja valetaan päästä päähän valukoneella. Teräspintaisen valualustan päissä on pukit jännepunoksien asettelua ja jännittämistä varten, jossa punokset asemoidaan poikkileikkauksen mukaisesti ja jännitetään alkujännitykseen. Valukone muotoilee laatan onteloineen betonimassasta, jolloin massan jäykkyyden täytyy olla riittävä säilyttämään laatan oikea muoto myös ilman muottia. Jännevoiman laukaisulujuus saavutetaan nopeasti erikoiskäsittelyllä, joka nopeuttaa betonin kovettumista. Laukaisun jälkeen laattalinja on valmis sahattavaksi haluttuun kokoon. (Leskelä 2005, 685.)



Kuvio 10. Valmistusprosessin periaate. (Leskelä 2005, 686.)

6 KANTOKYKY

6.1 Leikkauskestävyys

Leikkausraudoittamattomien ontelolaattojen taivutuksessa halkeilleiden alueiden leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \quad (1)$$

vähimmäisarvon ollessa

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \quad (2)$$

missä

- $C_{Rd,c}$ suositusarvo on $0,18/\gamma_c$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$, jossa A_{sl} on vetoraudoituksen pinta-ala ja b_w on poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudelle [mm]
- f_{ck} on betonin lieriölujuus
- k_1 suositusarvo on $0,15$
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}$, jossa N_{Ed} on kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva poikkileikkauksen normaalivoima, ja A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala
- $v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$

(SFS-EN 1922-1-1 2007, 84.)

Taivutuksesta halkeilemattomilla alueilla leikkausraudoittamattomien jännitettyjen yksiaukkoisten ontelolaattojen (joissa taivutusvetojännitys on siis pienempi kuin $f_{0,05}/\gamma_c$) leikkauskestävyys lasketaan kaavasta

$$V_{Rdc} = \frac{I \cdot b_w(y)}{S_c(y)} \left(\sqrt{(f_{ctd})^2 + \sigma_{cp}(y) f_{ctd}} - \tau_{cp}(y) \right) \quad (3)$$

missä

- I on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
- $b_w(y)$ on uuman leveys korkeudella y
- $S_c(y)$ on korkeuden y yläpuolisen osan staattinen momentti painopiste akselin suhteen
- f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo
- $\sigma_{cp}(y)$ on korkeudella y ja etäisyydellä l_x oleva betonin puristusjännitys
- $\tau_{cp}(y)$ on betonin leikkausjännitys

$$\sigma_{cp}(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{A_i} + \frac{(Y_c - y)(Y_c - Y_{p_t})}{I} \right] \cdot P_t(l_x) \right\} - \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (Y_c - y) \quad (4)$$

(positiivinen puristukselle)

missä

- A_i on kuvitteellinen poikkileikkauspinta
- Y_c on painopiste akselin korkeus
- y on kriittisen pisteen etäisyys laatan alareunasta murtumislinjalla
- Y_{p_t} jännekerroksen sijainnin korkeus
- $P_t(l_x)$ on tarkasteltavan jänneteräskerroksen jännevoima etäisyydellä l_x
- M_{Ed} on pystysuoran kuorman aiheuttama taivutusmomentti (tässä kaavassa $M_{Ed} = 0$).

$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \cdot \sum_{t=1}^n \left\{ \left[\frac{A_c(y)}{A_i} - \frac{S_c(y) \cdot (Y_c - Y_{pt})}{I} + Cp_t(y) \right] \cdot \frac{dP_t(I_x)}{dx} \right\} \quad (5)$$

missä

- $A_c(y)$ on korkeuden y yläpuolella oleva pinta-ala
- Cp_t on tekijä jolla otetaan huomioon jännekerroksen sijainti

$$Cp_t = -1 \quad \text{jos } y \leq Y_{pt} \quad (6)$$

$$Cp_t = 0 \quad \text{jos } y > Y_{pt} \quad (7)$$

Kaavaa 3 tulee soveltaa vaaka-akseliin nähden kulmassa $\beta = 35^\circ$ tuen reunasta nousevan murtumislinjan kriittisiin pisteisiin. Kriittinen piste on kyseisen linjan kohta, missä kaava antaa pienimmän $V_{Rd,c}$:n arvon. (SFS-EN 1168+A2 2009, 14-15.)

6.2 Halkaisulujuus

Uumissa näkyvät halkaisuvoimasta johtuvat vaakasuuntaiset halkeamat voidaan välttää soveltamalla kaavaa (SFS-EN 1168+A2 2009, 13.)

$$\sigma_{sp} \leq f_{ct} \quad (8)$$

kun

$$\sigma_{sp} = \frac{P_o}{b_w e_o} \times \frac{15\alpha_e^{2,3} + 0,07}{l + \left(\frac{l_{pt1}}{e_o}\right)^{1,5} (1,3\alpha_e + 0,1)} \quad (9)$$

$$\alpha_e = \frac{(e_o - k)}{h} \geq 0 \quad (10)$$

jolloin merkinnät ovat

- σ_{sp} on halkeamisjännitys
- f_{ct} on betonin vetolujuus jännevoiman päästöhetkellä
- P_o on tarkasteltavan uuman alkujännitysvoima heti jännevoiman päästön jälkeen
- b_w on uuman paksuus
- e_o on jänneteräksen epäkeskisyys
- l_{pt1} on voiman siirtopituuden mitoitusarvo
- k on ontelon säde, $\frac{W_b}{A_c}$
 - o W_b on poikkileikkauksen alimman kohdan taivutusvastus
 - o A_c on poikkileikkauksen pinta-ala

6.3 Yhdistetty leikkaus- ja vääntökestävyys

Poikkileikkaukseen voi kohdistua samanaikaisesti leikkausta ja vääntöä, jolloin leikkauskestävyys V_{Rdn} saadaan kaavasta

$$V_{Rdn} = V_{Rd,c} - V_{ETd} \quad (11)$$

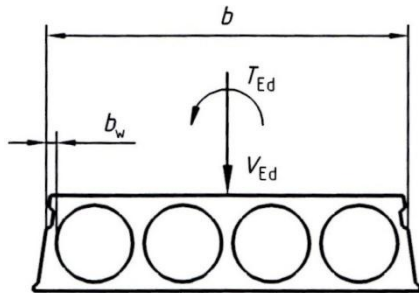
kun

$$V_{ETd} = \frac{T_{Ed}}{2b_w} \times \frac{\sum b_w}{b-b_w} \quad (12)$$

missä

- V_{Rdn} on leikkauskestävyyden nettoarvo
- $V_{Rd,c}$ on leikkauskestävyyden mitoitusarvo (kaava 1)
- V_{ETd} on vääntömomentin aiheuttama leikkausvoiman mitoitusarvo
- T_{Ed} on tarkasteltavan poikkileikkauksen vääntömomentin mitoitusarvo
- b_w on reunauuman leveys (Kuvio 11)

(SFS-EN 1168+A2 2009, 15.)



Kuvio 11. Epäkeskinen leikkausvoima. (SFS-EN 1168+A2 2009, 15.)

6.4 Pituussuuntaisten saumojen leikkauskestävyys

Kun kuorma jakautuu elementiltä toiselle elementille, saumaan ja molemmille puolille elementteihin aiheutuu pystysuuntaisia leikkausvoimia. Tällöin leikkauskestävyys riippuu sauman ja elementtien ominaisuuksista. Leikkauskestävyys on silloin pienempi arvoista v'_{Rdj} tai v''_{Rdj} , kun leikkauskestävyys ilmoitetaan viivakuorma-kestävyytenä.

$$v'_{Rdj} = 0,25f_{ctd} \sum h_f \quad (13)$$

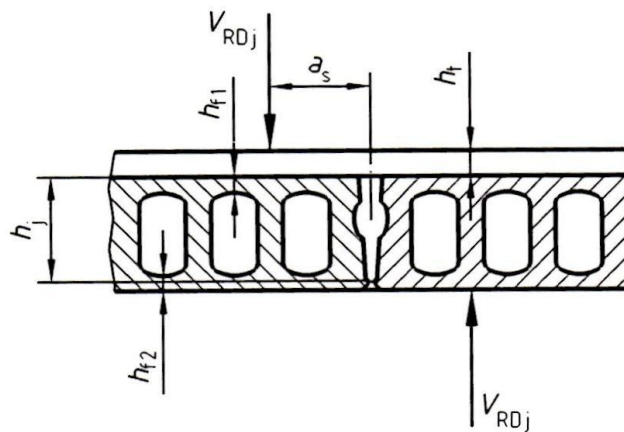
ja

$$v''_{Rdj} = 0,15(f_{ctdj}h_j + f_{ctdt}h_t) \quad (14)$$

joissa

- f_{ctd} on elementtien betonin vetolujuuden mitoitusarvo

- $\sum h_f$ on ylä- ja alakannaksen pienempien paksuuksien sekä pintabetonin skaalattun paksuuden summa (Kuvio 12)
 - o skaalattu paksuus on pintabetonin nimellispaksuus kerrottuna pintabetonin ja laattojen vetolujuuksien suhteella
- f_{ctdj} on saumojen betonin vetolujuuden mitoitusarvo
- h_j on sauman nettokorkeus
- f_{ctdt} on pintabetonin vetolujuuden mitoitusarvo
- h_t on pintabetonin paksuus



Kuvio 12. Saumoissa oleva leikkausvoima. (SFS-EN 1168+A2 2009, 16.)

Kun leikkauskestävyys V_{Rdj} ilmoitetaan pistekuormakestävyytensä, lasketaan leikkauskestävyys kaavasta

$$V_{Rdj} = v_{Rdj}(a + h_j + h_t + 2a_s) \quad (15)$$

missä

- v_{Rdj} on pienempi arvoista v'_{Rdj} tai v''_{Rdj}
- a on sauman suuntaisen kuorman pituus
- a_s on kuorman ja sauman keskipisteiden välinen etäisyys

(SFS-EN 1168+A2 2009, 16)

6.5 Lävistyskestävyys

Pistekuormakestävytenä ilmoitettava laattojen lävistyskestävyys ilman pintabetonia lasketaan kaavasta

$$V_{Rd} = b_{eff} h f_{ctd} \left(1 + 0,3 \alpha \frac{\sigma_{cp}}{f_{ctd}} \right) \quad (16)$$

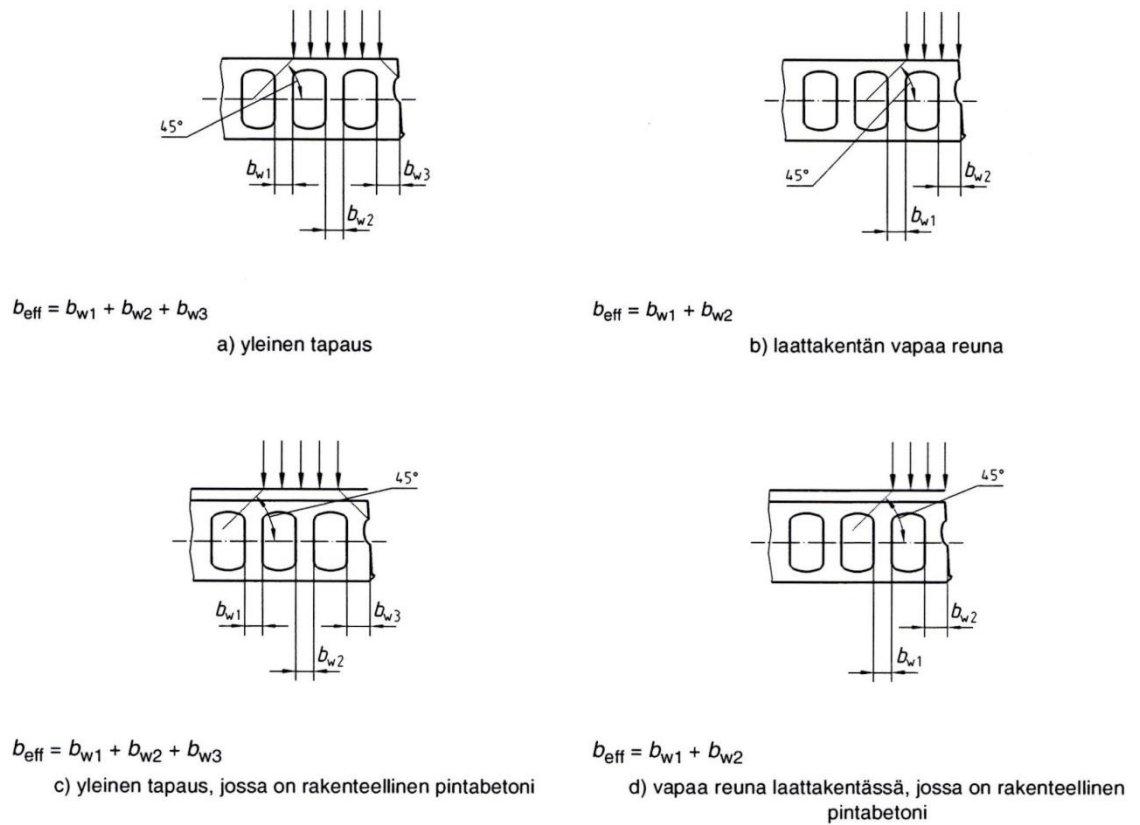
kun

$$\alpha = \frac{l_x}{l_{bpd}} \leq 1 \quad (17)$$

jolloin

- b_{eff} on kuvion Kuvio 13 mukainen tehollinen leveys uumalle
- σ_{cp} on esijännityksestä johtuva betonin puristusjännitys keskiakselilla
- f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo
- l_x on tarkasteltavan poikkileikkauksen etäisyys voimansiirtopituuden alkukohtasta
- l_{bpd} on jänneteräksen ankkurointipituus

(SFS-EN 1168+A2 2009, 16-17.)



Kuvio 13. Tehollinen leveys. (SFS-EN 1168+A2 2009, 17.)

Kaavasta saatua kestävyyttä sovelletaan pistekuormille, joista yli 50% vaikuttaa laattakentän vapaan reunan reunauumaan. Kestävyys jaetaan kertoimella 2, jos reunauumassa ei ole vähintään yhtä punosta tai lankaa, tai jos elementissä ei ole poikittaisraudoitusta. Poikittaisraudoitus tulee sijaita elementin rakenteellisessa pintabetonissa tai yläosassa. Raudoitus tulee suunnitella kokonaispistekuorman suuruiselle vedolle. (SFS-EN 1168+A2 2009, 17.)

Ontelon yläpuolisen kuorman ollessa alle puolet ontelon leveydestä, lasketaan toinen kestävyys soveltaen samaa kaavaa (16); h korvataan yläkannaksen pienimmällä paksuudella ja b_{eff} korvataan kuormitetun pinnan poikittaissuuntaisella leveydellä. Käytetään lasketun kestävyuden alinta arvoa kestävyutenä. (SFS-EN 1168+A2 2009, 17.)

6.6 Pistekuormien kestävyys

Ontelolaattojen puuttuvan poikittaisraudoituksen takia poikittaisia taivutusmomentteja aiheuttavat pistekuormat tulee rajoittaa vetojännityksien suhteen. Raja-arvo riippuu kuorman jakautumisesta. Jos elementit on suunniteltu olettaen, että kuorma ei jakaudu, elementin tulisi yksin kyetä kantamaan kaikki siihen vaikuttavat voimat. Vetojännityksen raja-arvo tässä tilanteessa käyttörajatilassa on $f_{ctk0,05}$. Pistekuormien kestävyys tilanteessa, jolloin elementeillä ei ole pintabetonia, lasketaan viivakuormalle joka ei sijaitse laataston reunalla kaavalla

$$q_k = \frac{20W_{lb}f_{ctk0,05}}{l+2b} \quad (18)$$

Jos viivakuorma sijaitsee laataston reunalla, käytetään kaavaa

$$q_k = \frac{10W_{lt}f_{ctk0,05}}{l+2b} \quad (19)$$

Pistekuorman sijaitessa missä tahansa laataalla, pistekuormien kestävyys lasketaan kaavasta

$$F_k = 3W_l f_{ctk0,05} \quad (20)$$

jolloin

- W_{lb} on elementtien vähimmäistaivutusvastus poikkisuunnassa elementin pituutta kohden poikkileikkauksen alimman kohdan suhteen
- $f_{ctk0,05}$ on vetojännityksen raja-arvo käyttörajatilassa
- W_{lt} on poikkileikkauksen vähimmäistaivutusvastus poikkisuunnassa elementin pituutta kohden ylimmän kohdan suhteen
- W_l on pienempi arvoista W_{lb} tai W_{lt}

Jos oletetaan, että kuorma jakautuu useammalle elementille, pistekuormien kestävydet murtorajatilassa saadaan samasta yhtälöstä, mutta tällöin q_k , f_k ja $f_{ctk0,05}$ korvataan q_d :llä, F_d :llä ja f_{ctd} :llä. (SFS-EN 1168+A2 2009, 18.)

6.7 Kolmelta reunalta tuettujen elementtien kuormituskestävyys

Vääntömomenteja aiheuttavat jakautuneet hyötykuormat otetaan huomioon käyttörajatilassa, jolloin leikkausjännitykset tulee rajoittaa arvoon $f_{ctk0,05}/1,5$.

Hyötykuorman kestävyys käyttörajatilassa lasketaan seuraavasti

$$q_k = \frac{f_{ctk0,05}W_t}{0,06 I^2} \quad (21)$$

$$W_t = 2t(h - h_f)(b - b_w) \quad (22)$$

kun q_k on elementin pinta-alaa kohden, eli kokonaiskuorma miinus elementtien omasta painosta johtuva kuorma.

Tällöin merkinnät ovat seuraavat:

- W_t on elementin kimmainen vääntövastus
- t on pienin arvoista h_f tai b_w
- h_f on ylä- tai alakannaksen pienin paksuuden arvo
- b_w on reunauuman paksuus

(SFS-EN 1168+A2 2009, 18.)

6.8 Ontelolaatat palkeilta tuettuina

Ontelolaattojen tuentaa palkkien varaan täytyy varmistaa niin, että laatan pään vapaa erkaantuminen palkin kyljestä on estetty. Laatan tukeminen palkkiin muodostaa liittorakenteen, jolloin palkki ja laattapoikkileikkauksesta osa alkaa toimia yhdessä. Tällöin ominaisuuksista tulee muuttuvat ja kuorman suuruudesta riippuvat. Liitos aiheuttaa uumaosiin ylimääräisiä jännityksiä, ja leikkauskestävyys tulee mitoituksen kannalta määrääväksi. Liittorakenteen murtuminen on lähes samanlainen kuin laatan puhdas leikkausmurtuminen, mutta vain paljon vähäisemmällä kuormalla. Näin ollen ontelolaattoja ei voida mitoittaa toisistaan riippumatta, vaan yhteisvaikutus on otettava huomioon. (Leskelä 2005, 692.)

Liittorakennetta mitoittaessa on otettava huomioon kaksi kuormitusehtoa; kuormitusehto 1, joka koskee laatan ja paikalla valetun pintabetonin omaa painoa, jolloin betonielementti kantaa tämän kuorman, sekä kuormitusehto 2, joka koskee liittorakenteesta aiheutuvaa lisäkuormaa, jolloin liittorakenne kantaa tämän kuorman. Ontelolaatan leikkauskestävyyttä voidaan parantaa käyttämällä paikalla valettavaa pintabetonia, tai/ja täyttämällä osa ontelolaatan onteloista. Onteloiden täytön, eli tulppauksen pituuden tulisi olla vähintään suurempi seuraavista arvoista; jännitysvoiman siirtopituus tai leikkauskestävyyteen vaadittava pituus + poikkileikkauksen kokonaissyvyys. Ontelolaatan ollessa tulpattu sekä pintabetonoitu, leikkausvetokestävyys saadaan pintabetonoidun ontelolaatan leikkausvetokestävyys ja tulpatun ontelolaatan leikkausvetokestävyys summana. (SFS-EN 1168+A2 2009, 37.)

6.8.1 Pintabetonoitu ontelolaatta

Liittorakenteinen ontelolaatta jossa on pintabetoni, saattaa murtua niin että laatan uumat murtuvat leikkausvoiman takia. Tällöin leikkausvetokestävyys tulisi tarkistaa seuraavasti:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd} \quad (23)$$

kun

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Edg}S}{\sum b_w l} + \frac{V_{Edq}S_o}{\sum b_w I_o} \quad (24)$$

ja

$$\tau_{Rd} = \varphi \sqrt{f_{ctd}^2 + \beta \alpha \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (25)$$

missä

$$\alpha = \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1 \quad (26)$$

jolloin

- V_{Edg} on pysyvästä kuormasta aiheutuva leikkausvoiman mitoitusarvo
- V_{Edq} on lisäkuormista aiheutuva leikkausvoiman mitoitusarvo
- S, S_o on elementin, ja elementin ja pintabetonin staattinen momentti
- I, I_o on elementin, ja elementin ja pintabetonin jäyhyysmomentti
- $\varphi = 0,8$
- $\beta = 0,9$
- σ_{cp} on tehollisen jännitysvoiman painopisteakselille aiheuttama betonin puristusjännitys
- f_{ctd} on elementtien betonin vetolujuuden mitoitusarvo
- l_x on tarkasteltavan kuorman ja elementin pään välinen etäisyys
- l_{pt2} on jännevoiman siirtymäpituuden ylempi raja-arvo (= $1,2l_{pt}$)

(SFS-EN 1168+A2 2009, 37.)

Liittorakenteinen ontelolaatta voi murtua myös jos työsauman leikkauslujuus ylittää, ja pintabetoni leikkautuu pois. Tällöin lisäkuormista aiheutuvan pinnan sauman leikkausjännityksen tulee täyttää seuraavat ehdot:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (27)$$

missä

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (28)$$

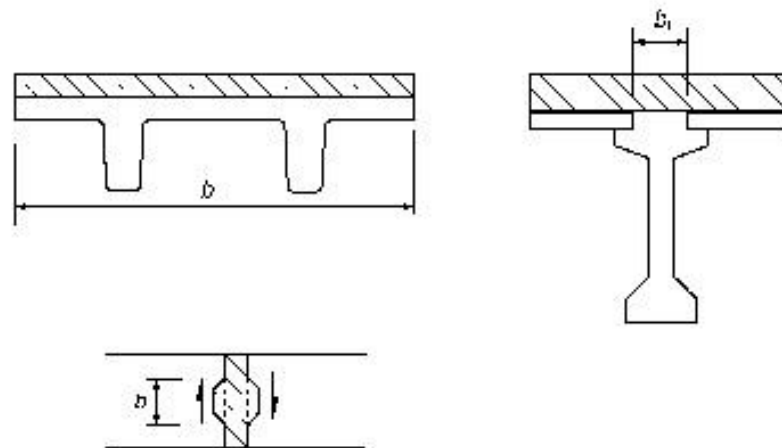
$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (29)$$

jolloin

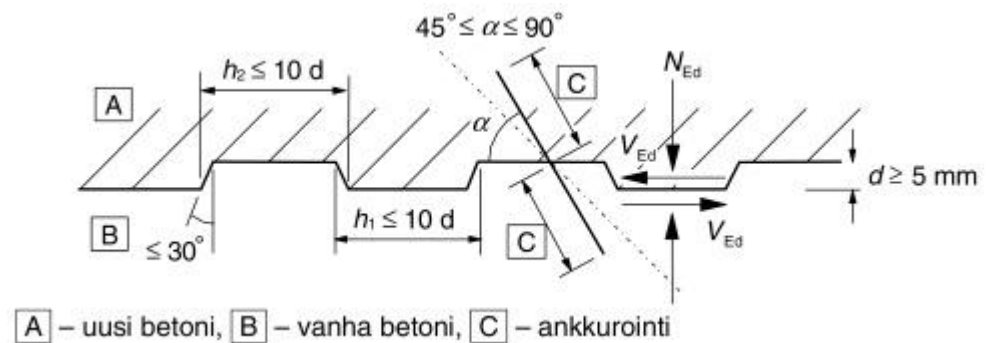
- β on uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- ja vetoalueella, molemmat laskettuina samassa kohdassa
- V_{Ed} on rakenneosan leikkausvoima
- z on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarso
- b_i on rajapinnan leveys (kuvio 14)
- V_{Rdi} on rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
- kertoimet c ja μ riippuvat rajapinnan karheudesta:
 - o Hyvin sileä pinta $c = 0,10$ ja $\mu = 0,5$
 - o Sileä pinta $c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$
 - o Karhea pinta $c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$
 - o Vaarnattu pinta $c = 0,50$ ja $\mu = 0,9$
- f_{ctd} on vetolujuuden mitoitusarvo ($\alpha_{ct} f_{0,05} / \gamma_C$)
 - o γ_C on betonin osavarmuusluku
 - o α_{ct} suositusarvo on 1,0
- σ_n on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys.

- σ_n ollessa vetoa, tulolle $c f_{ctd}$ käytetään arvoa 0.
- $\rho = A_s/A_i$
 - o A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudituksen poikkileikkausala, johon kuuluu mahdollinen tavallinen leikkausraudoitus, joka on ankkuroitu riittävästi rajapinnan kummallekin puolelle
 - o A_i on rajapinnan pinta-ala
- α rajoitetaan välille $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Se määritellään kuviossa Kuvio 15
- v on lujuuden pienennyskerroin ($= 0,6[1 - \frac{f_{ck}}{250}]$)

(SFS-EN 1992-1-1 2007, 91.)



Kuvio 14. Rajapinnat. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 92.)



Kuvio 15. Vaarnattu työsauma. (SFS-EN 1992-1-1 2007, 92.)

Taivutus-leikkauskestävyys määritetään laatalle jossa on pintabetoni leikkauskestävyyden yhtälöstä (leikkausraudoittamattomien ontelolaattojen taivutuksessa hal-

keilleiden alueiden leikkauskestävyyden mitoitusarvo), jolloin d korvataan d' :llä ja ρ_l korvataan ρ'_l :llä. Tällöin

$$d' = d + h_t \quad (30)$$

ja

$$\rho'_l = \frac{A_p}{b_w d} \quad (31)$$

missä

- h_t on pintabetonin paksuus
- A_p on jänneteräksen pinta-ala

(SFS-EN 1168+A2 2009, 38.)

6.8.2 Tulpattu ontelolaatta

Leikkauskestävyys määritetään kaavasta

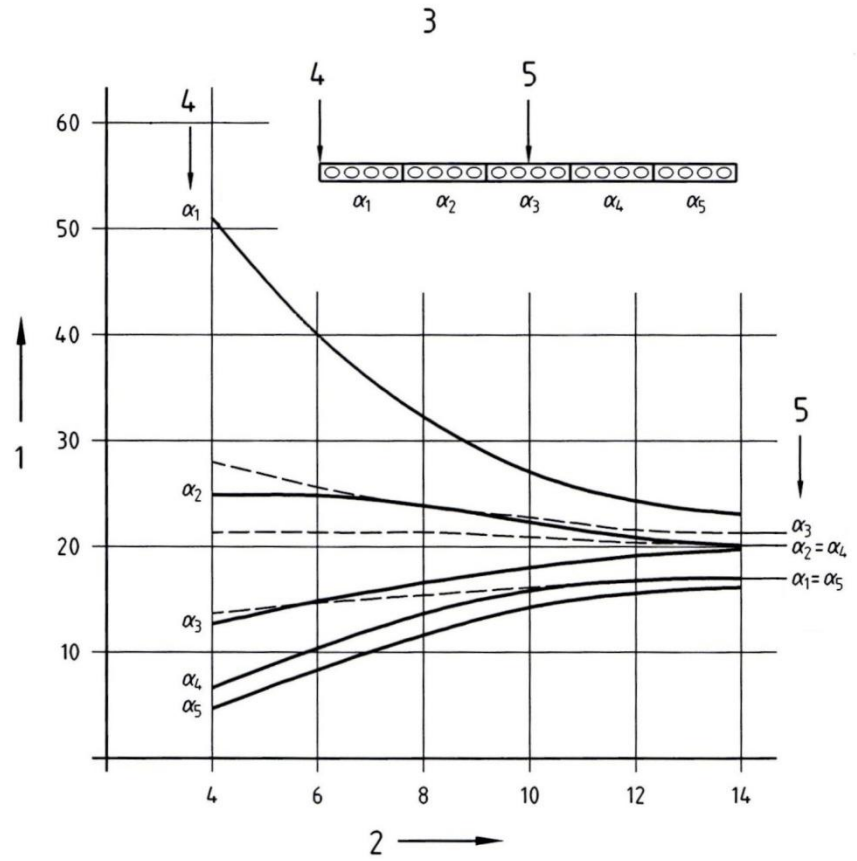
$$V_{Rtd} = V_{Rd,c} + 2/3 n b_c d f_{ctd} \quad (32)$$

missä n on täytettyjen onteloiden määrä ja $V_{Rd,c}$ taivutuksesta halkeilemattomien alueiden laattojen leikkauskestävyyden mitoitusarvo. f_{ctd} on täyttöön käytetyn betonin vetolujuuden mitoitusarvo, ja b_c on onteloiden leveys. (SFS-EN 1168+A2 2009, 38.)

6.9 Poikittainen kuorman jakautuminen

Laskentamenetelmiä on kaksi; kuormaa voidaan käsitellä joko jakautuneena useammalle elementille kimmoteorian mukaisesti, tai kohdistuen vain yhdelle elementille. Kuorman jakautuessa elementtien saumoja tulisi käsitellä nivelinä ja laattoja anisotrooppisina tai isotrooppisina. Suoraan kuormitettuun laattaan kohdistuva laskemalla saatu kuorman osuus murtorajatilassa tulisi kertoa kertoimella 1,25. Epäsuoraan kuormitetun laatan kuorman kokonaisuutta pienennetään samalla määrällä niiden kuormitussuhteiden osuuden mukaisesti. (SFS-EN 1168+A2 2009, 26-27.)

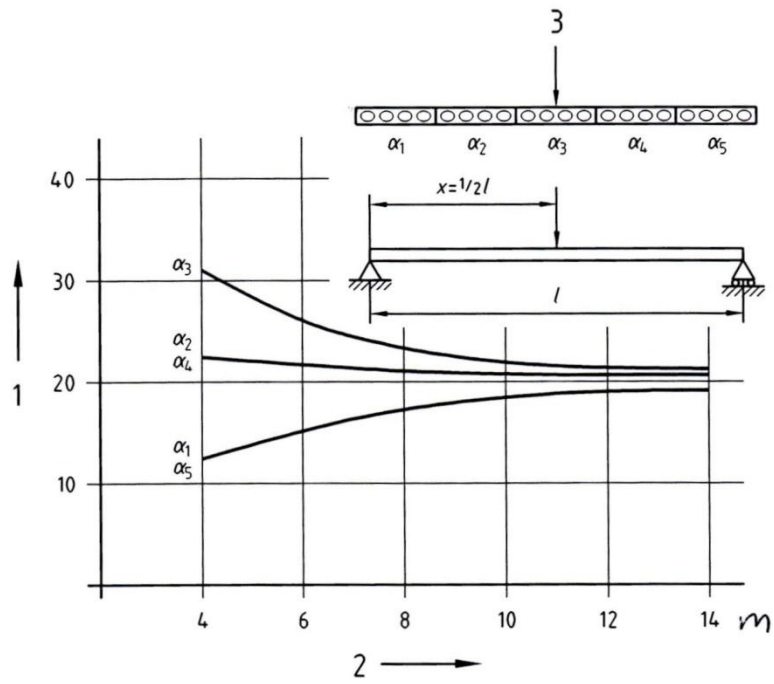
Laskemisen sijasta kuorman jakautuminen voidaan määrittää myös kuvioiden 16, 17 ja 18 avulla. Kuvaajat pätevät 1200 mm leveille laatoille.



Merkinnät

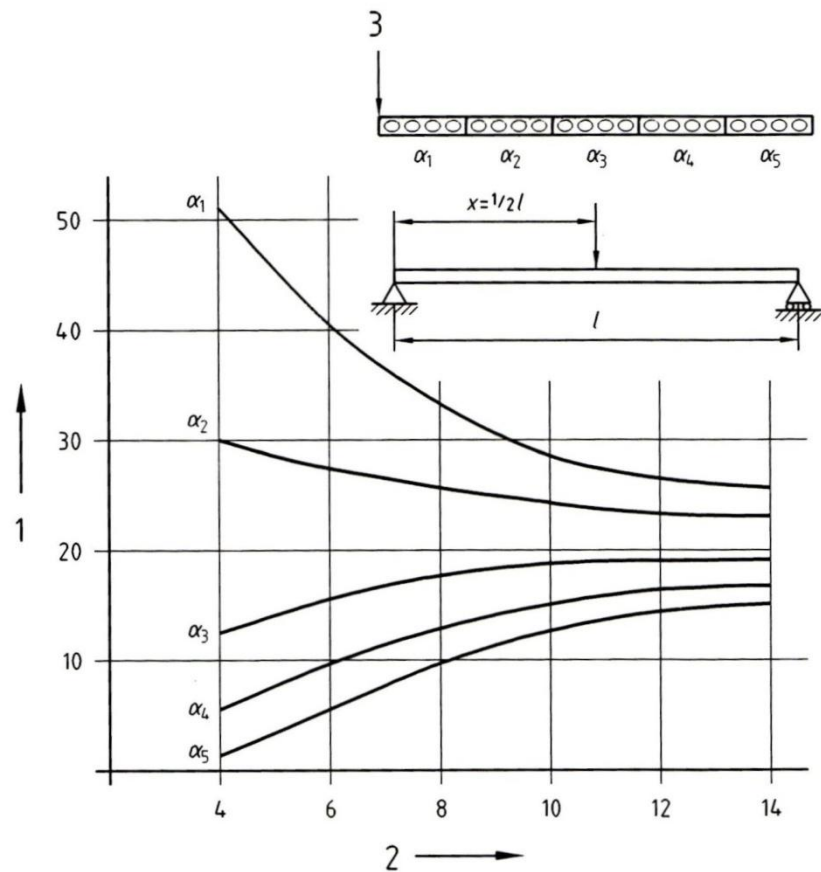
- | | |
|---|----------------------|
| 1 | Kuormitusosuus (%) |
| 2 | Jännemitta (l) m |
| 3 | Viivakuormat |
| 4 | Reuna |
| 5 | Keskialue |

Kuvio 16. Viivakuormien jakautumiskertoimet. (SFS-EN 1168+A2 2009, 28.)



Kuormitusosuus (%)
 Jännemitta (l) m
 Pistekuorma

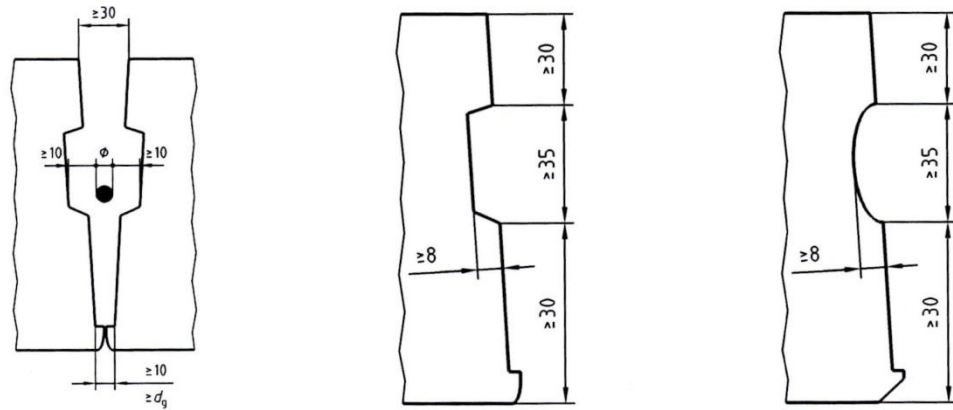
Kuvio 17. Keskialueella olevien pistekuormien jakautumiskertoimet. (SFS-EN 1168+A2 2009, 29.)


Merkinnät

- | | |
|---|----------------------|
| 1 | Kuormitusosuus (%) |
| 2 | Jännemitta (l) m |
| 3 | Pistekuorma |

Kuvio 18. Reunassa olevien pistekuormien jakautumiskertoimet. (SFS-EN 1168+A2 2009, 30.)

Kuorman jakaminen laskennassa on sallittua vain, jos sivusuuntaista siirtymää rajoitetaan joko ympäröivien rakenteen osien avulla, tukien kitkan avulla, käyttämällä raudoitusta poikittaisissa saumoissa, käyttämällä rengasraudoitusta tai raudoitettua pintabetonia. Vaaditun kestävyys tulee olla vähintään yhtä paljon kuin yhteenlasketut pituussuuntaiset leikkausvoimat, jotka tulee siirtää pituussuuntaisille saumoille. Saumoissa tulee olla myös alla olevan kuvan mukaiset urat, jos elementin päälle ei tule pintabetonia. Pistekuorman kestävyys vaatimukset on myös täytettävä. (SFS-EN 1168+A2 2009, 26-27.)



Ⓐ

a) Sauma, jossa on sidetanko

b) Trapetsoidinen ura

c) Puoliympyrän muotoinen ura

Merkinnät

d_g = Saumalaastin kiviaineksen suurin nimellinen raekoko

Kuvio 19. Pituussuuntaisten saumojen tyypillisiä muotoja. (SFS-EN 1168+A2 2009, 25.)

Jos edelliset ehdot eivät täyty, on kuorma määriteltävä niin että se ei jakaudu. Tällöin jokainen elementti tulisi suunnitella niin, että kaikki kuormat vaikuttavat suoraan kyseiseen elementtiin, eikä poikittaisiin saumoihin kohdistu leikkausvoimia. Silloin poikittainen kuorman jakautuminen ja vääntömomentit voidaan jättää huomioimatta murtorajatilassa. Pistekuormakestävyys ja kolmelta reunalta tuetun elementin kestävyys ehdot tulisi kumminkin täyttyä käyttörajatilassa. (SFS-EN 1168+A2 2009, 26-27.)

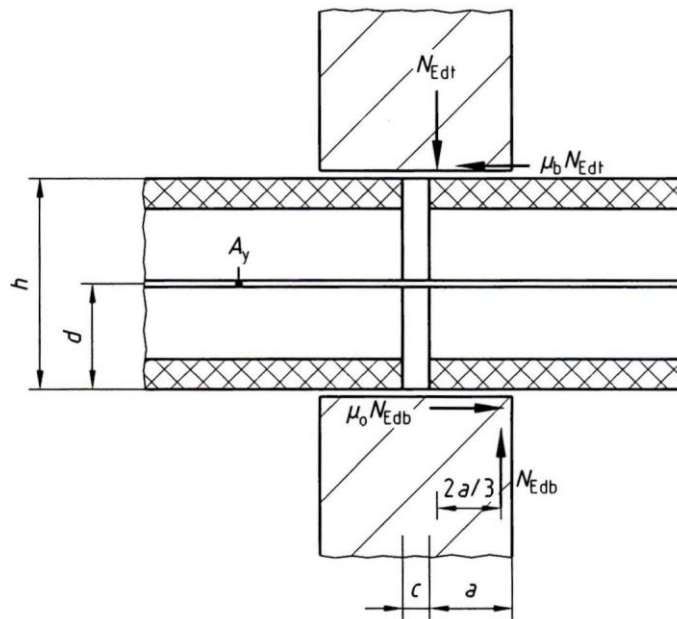
Yli 5 kN/m kuorman kohdistuessa vain yhdelle elementille, tehollista leveyttä tulisi rajoittaa vaikuttavan kuorman leveyteen. Kun kuormat ovat laattakentän sisällä, kuorman leveyteen lisätään kaksi kertaa kuorman keskipisteen ja tuen välinen etäisyys, mutta enintään kuormitetun elementin leveys. Kuorman ollessa vapaissa pituussuuntaisissa reunoissa, kuorman leveyteen lisätään kuorman keskipisteen ja tuen välinen etäisyys, kuitenkin enintään puolet kuormitetun elementin leveydestä. (SFS-EN 1168+A2 2009, 26-27.)

Viivakuorman ollessa jännemitan suuntaisesti, kuitenkin enintään 5 kN/m, voidaan se korvata tasaisesti jakautuneella kuormalla. Tällöin kuorma jakautuu kummallekin puolelle jännevälin neljäsosan leveydelle. Jos kuorman vieressä käytettävissä oleva leveys on jännemitan neljäsosaa pienempi, tulisi kuorma jakaa toisella puolella käytettävissä olevalle leveydelle, ja toisella puolella jännemitan neljäsosan leveydelle. Kuormitusosuuksia määriteltäessä viivakuorman ollessa alle puolet laatan jännemitasta, jännevälin keskellä oleva viivakuorma käsitellään viivakuormana, ja kuorman ollessa epäkeskeinen viivakuorma käsitellään keskellä olevana pistekuormana. (SFS-EN 1168+A2 2009, 26-27.)

Kuormien jakautumiskertoimet määräytyvät kuorman sijainnista, kohdistuuko se keskialueelle vai reunalle. Kuvioista 16,17 ja 18 näkyy kuormien kuormitusosuudet. Kuormaa voidaan käsitellä reunalla olevana jos kuorma sijoittuu alle 3m (2,5b) etäisyydelle lattia-alueen reunasta, muutoin kuormaa voidaan pitää keskeisenä. Interpoloimalla voidaan saada näiden välillä olevien kuormien kuormitusosuudet. (SFS-EN 1168+A2 2009, 26-27.)

Jos lattiassa ei ole pintabetonia, tulisi suoraan kuormitetun elementin kuormitusosuuksia murtorajatilassa kertoa luvulla 1,25. Epäsuoraan kuormitetun elementin kokonaiskuormitusosuuksia voi pienentää samalla määrällä, mutta ottaen huomioon niiden kuormitusosuudet. Leikkausvoimat saumoissa lasketaan kuormitusosuuksista, jolloin niitä pidetään lineaarisesti jakautuneina. Epäkeskeisille pistekuormille ja pistekuormina pidettäville viivakuormille sauman tehollinen pituus on kaksi kertaa kuorman keskipisteen ja lähimmän tuen välinen etäisyys. (SFS-EN 1168+A2 2009, 26-27.)

6.10 Negatiiviset momentit ja tahattomat kiinnitysvaikutukset



Kuvio 20. Tahattomat kiinnitysmomentit. (SFS-EN 1168+A2 2009, 36.)

Pakkovoimista aiheutuvat halkeamat saattavat aiheuttaa leikkausmurron tuen lähellä, jos negatiivisia momentteja ja tahattomia kiinnitysvaikutuksia ei oteta huomioon. Liitoksen detaljisuunnittelu voidaan toteuttaa siten, että näitä momentteja ei esiinny, tai toteuttaa suunnittelu niin ettei halkeamat vaaranna varmuutta. Kolmas leikkausmurron estävä menettelytapa on laskennallinen suunnittelu. Kaikissa kolmessa menettelyssä tulisi suorittaa tarkistus positiivisiin momentteihin liittyvän leikkauksen ja sitä vastaavan positiivisen raudoituksen suhteen sekä negatiivisiin momentteihin ja niitä vastaavan negatiivisen raudoituksen suhteen. (SFS-EN 1168+A2 2009,35-36.)

7 LASKENTAESIMERKKEJÄ

Laskentaesimerkit käsittelevät useimmin punostuksessa vaadittavia laskentamenetelmiä, jotta kantokyky saadaan riittäväksi. Betset on laatinut standardien mukaiseen mitoittamiseen valmiita Excel taulukoita, joiden avulla saadaan nopeasti laatalle vaadittava punosmäärä. Punostajalle jää laskettavaksi muun muassa piste- ja viivakuormat, paikallavalun aiheuttamat kuormat, lumikuormat, ulokkeellisten laattojen yläpunostus, tulppaus ja ontelolaattakannakkeiden aiheuttamat kuormat.

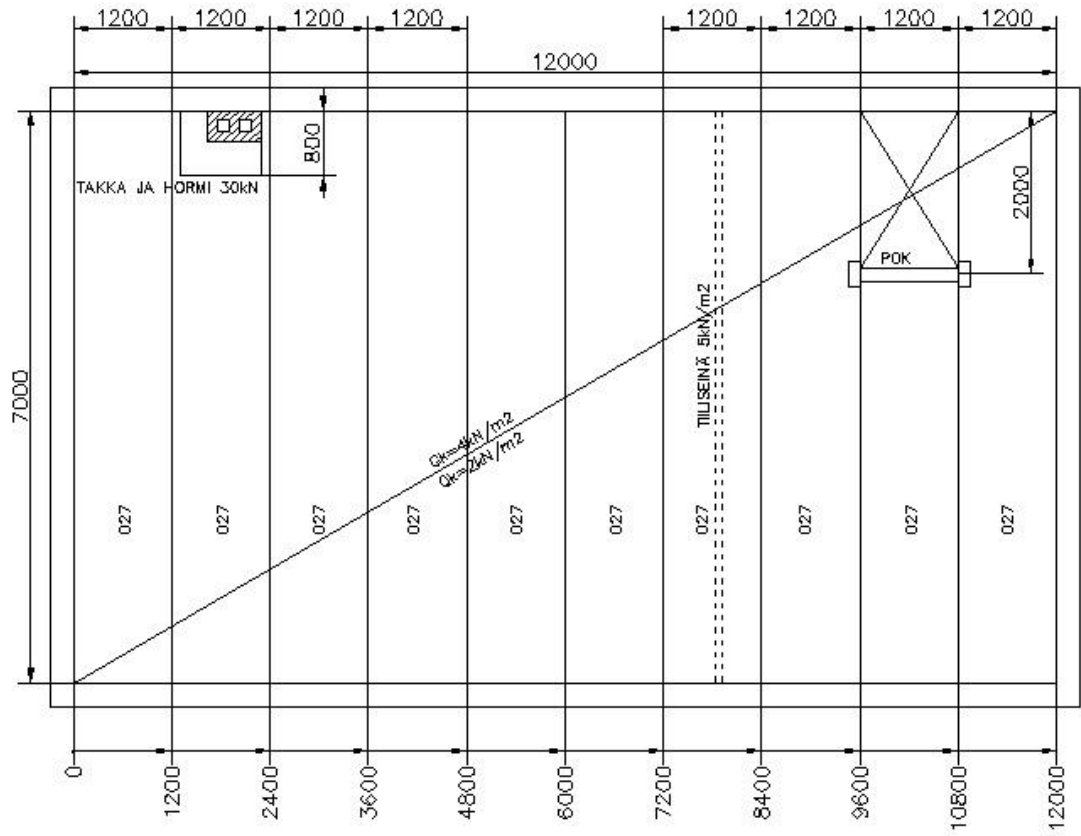
Esimerkkikohde

- O27
- Jänneväli 7m
- Laatan omapaino saumattuna $g_{k,1} = 3,7 \text{ kN/m}^2$
- Betoni C40/50
- $g_{k,2} = 4 \text{ kN/m}^2$ (varmuuskerroin 1,15)
- $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ (varmuuskerroin 1,5)

Tasainen kuorma yhteensä

$$Q = 1,15 \times (g_{k,1} + g_{k,2}) + 1,5 \times q_k \quad (33)$$

$$Q = 1,15 \times \left(\frac{4 \text{ kN}}{\text{m}^2} + \frac{3,7 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \times \frac{2 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 11,9 \text{ kN/m}^2$$

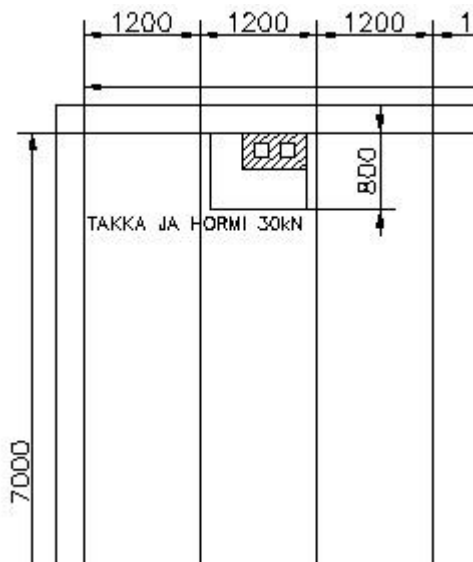


Kuvio 21. Esimerkkikohde.

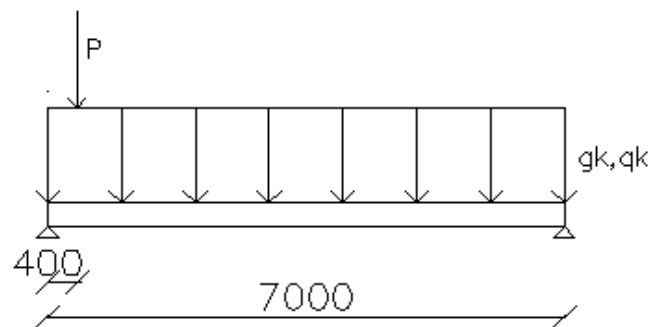
Taulukko 11. O27:n kapasiteetit ja punosmäärät. (Betset Oy 2009.)

ONTELOLAATA		O27	Paloluokka R 60						Betset Oy	
Ontelolaatan betoni f_{ck} =	40	MN/m ²	Punosten esijännitys σ_p =	900	N/mm ²				31.03.11	
Punosten kpl määrä (kpl)	Punoksen halkaisija ϕ (mm)	Punoksen pinta-ala A_p (mm ²)	Leikkauskap. SLS V_{Rsk} (kN)	Halkeilukap. SLS M_i (kNm)	Leikkauskap. ULS V_{Rsc} (kN)	Momenttikap. ULS M_{Rsc} (kNm)	Leikkauskap. R60 V_{RscT} (kN)	Punosten et. alap. Y_{p1} (mm)		
4	9,3	52	149,1	80,3	109,5	69,2	109,5	36		
6	9,3	52	155,1	92,3	113,6	102,8	113,6	36		
8	9,3	52	160,8	104,2	117,5	135,8	117,5	36		
4	12,5	93	153,1	99,2	112,2	121,9	112,2	36		
5	12,5	93	157,0	109,9	114,9	151	114,9	36		
6	12,5	93	160,8	120,6	117,4	179,5	117,4	36		
7	12,5	93	164,5	131,3	119,9	207,4	119,9	36		
8	12,5	93	168,0	141,9	122,4	234,5	122,4	36		
9	12,5	93	171,5	152,6	124,7	261,2	124,7	36		
10	12,5	93	174,9	163,3	127,1	287,2	127,1	36		

7.1 Pistekuorma



Kuvio 22. Pistekuorma.



Kuvio 23. Pistekuorma.

Laatan päälle sijoittuu takka ja hormi kuvan mukaisesti. Näistä aiheutuu laatastolle yhteensä 30kN:n pistekuorma.

- $P=30\text{kN}$
- $L=7000\text{mm}$ (laatan pituus)
- $x=400\text{mm}$ (pistekuorman etäisyys lähimmältä tuelta)
- $l=1200\text{mm}$ (laatan leveys)

Ominaiskuorma:

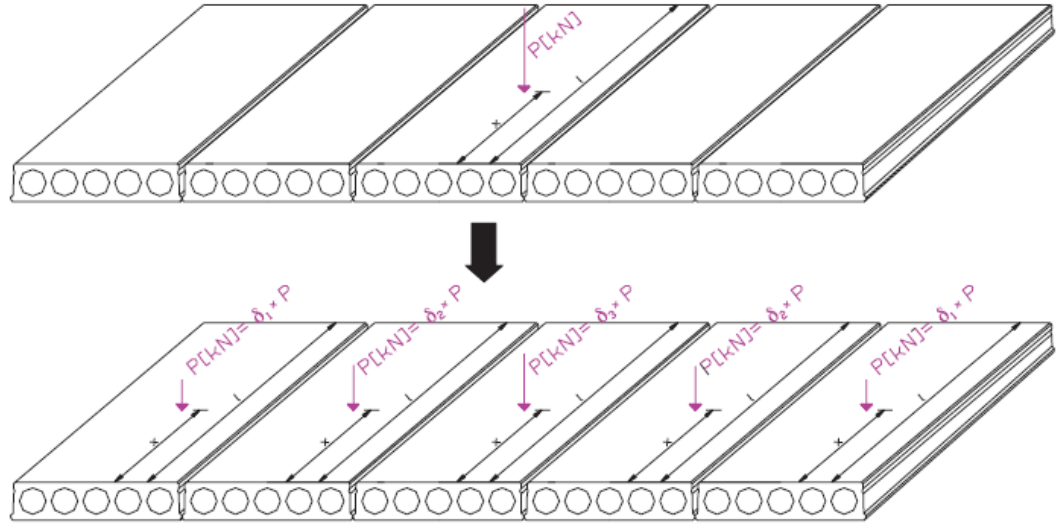
$$P_k = 1,15 \times P \quad (34)$$

$$P_k = 1,15 \times 30\text{kN} = 34,5\text{kN}$$

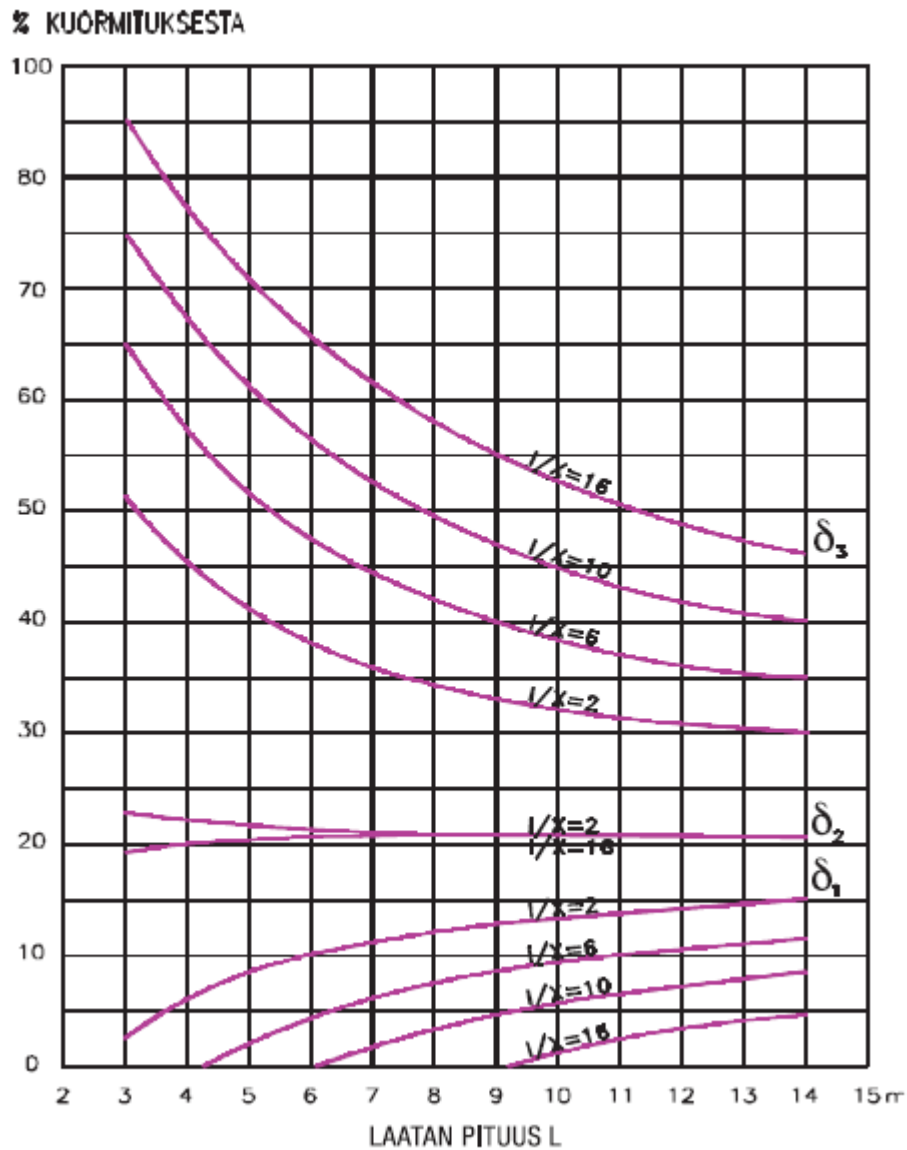
Pistekuorma jakautuu seuraavasti

$$\frac{l}{x} = \frac{7\text{m}}{0,4\text{m}} = 17,5$$

Jolloin kuvioista 24 ja 25 katsottuna käyrän δ_3 mukaan kuorman osuus keskimäiselle laatalle on noin 62%. Kahdelle viereiselle laatalle lasketaan 20% kuormasta.



Kuvio 24. Pistekuormien jako. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 36.)



Kuvio 25. Kuormitusosuudet. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 35.)

Pistekuorman keskipiste on 400mm päässä lähimmältä tuelta, jolloin keskimmäisen laatan maksimimomentiksi saadaan

$$M_{max} = \frac{x \times (L-x)}{L} \times 0,62 \times P_k + \frac{1}{8} \times Q \times (L)^2 \times l \quad (35)$$

$$M_{max} = \frac{0,4m \times (7m - 0,4m)}{7m} \times 21,4kN + \frac{1}{8} \times \frac{11,9kN}{m^2} \times (7m)^2 \times 1,2m = 95,6kNm$$

M_{max} on varmalla puolella oleva maksimimomentti. Maksimileikkausvoiman arvo-
si saadaan

$$Q_{max} = \frac{L-x}{L} \times 0,62 \times P_k \times 1,5 + 0,5 \times Q \times l \times L \quad (36)$$

$$Q_{max} = \frac{7m-0,4m}{7m} \times 21,4kN \times 1,5 + 0,5 \times \frac{11,9kN}{m^2} \times 1,2m \times 7m = 80,3kN$$

Tällöin Taulukko 11 mukaan punosmääräksi riittäisi 6x, määräävänä arvona mak-
simimomentti.

Viereisille laatoille maksimimomentti

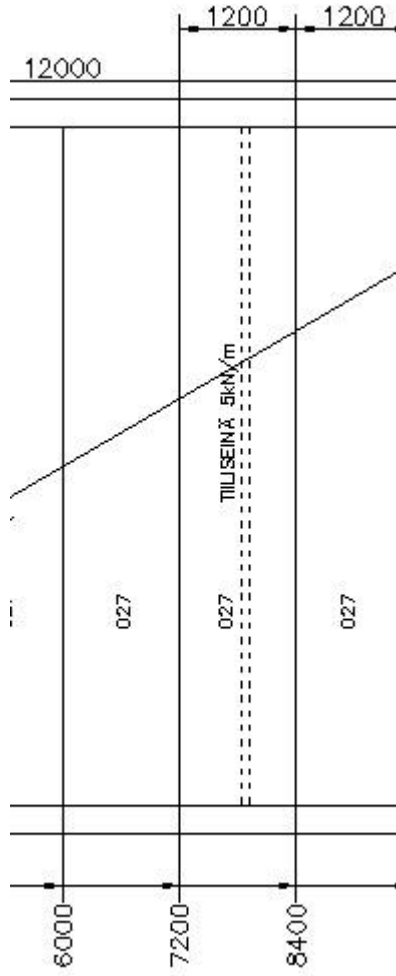
$$M_{max} = \frac{0,4m \times (7m-0,4m)}{7m} \times 6,9kN + \frac{1}{8} \times \frac{11,9kN}{m^2} \times (7m)^2 \times 1,2m = 90,1 kNm$$

ja maksimileikkausvoima

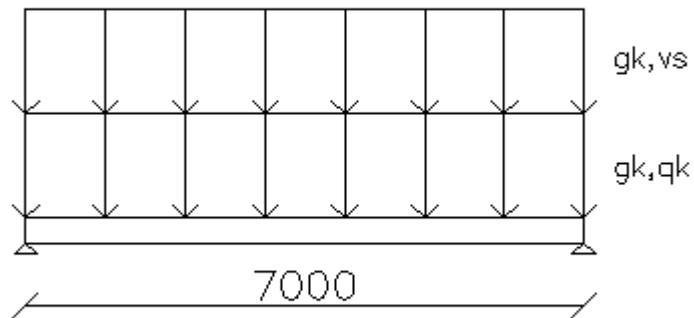
$$Q_{max} = \frac{7m-0,4m}{7m} \times 6,9kN \times 1,5 + 0,5 \times \frac{11,9kN}{m^2} \times 1,2m \times 7m = 59,8 kN$$

Jolloin punokset 6x ovat riittävät.

7.2 Viivakuorma



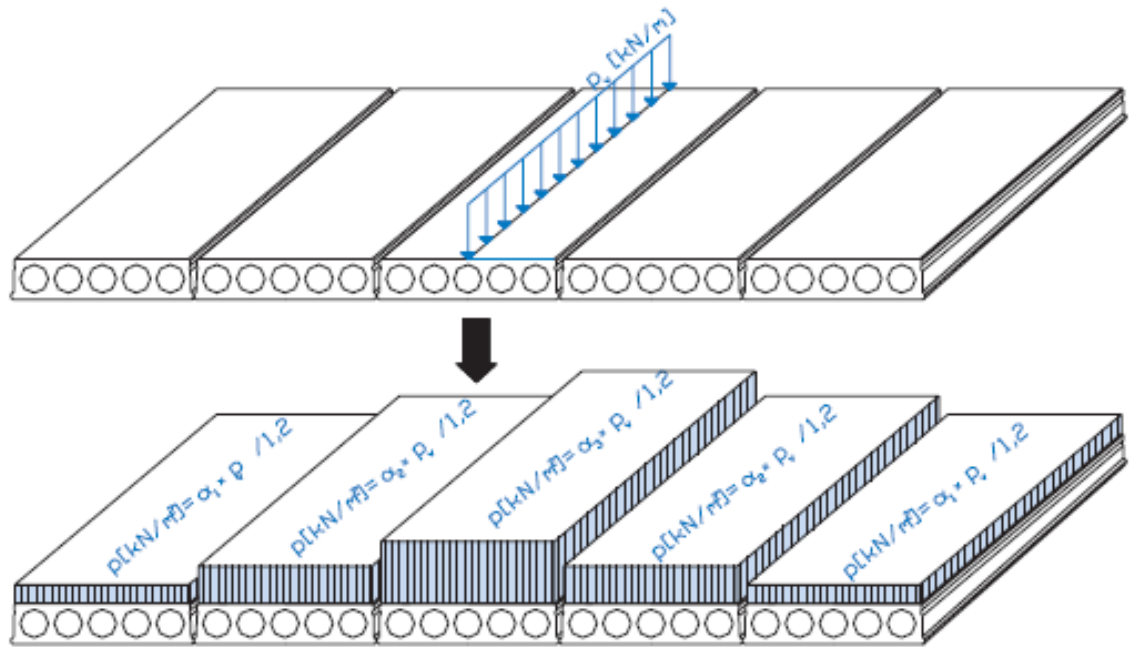
Kuvio 26. Viivakuorma.



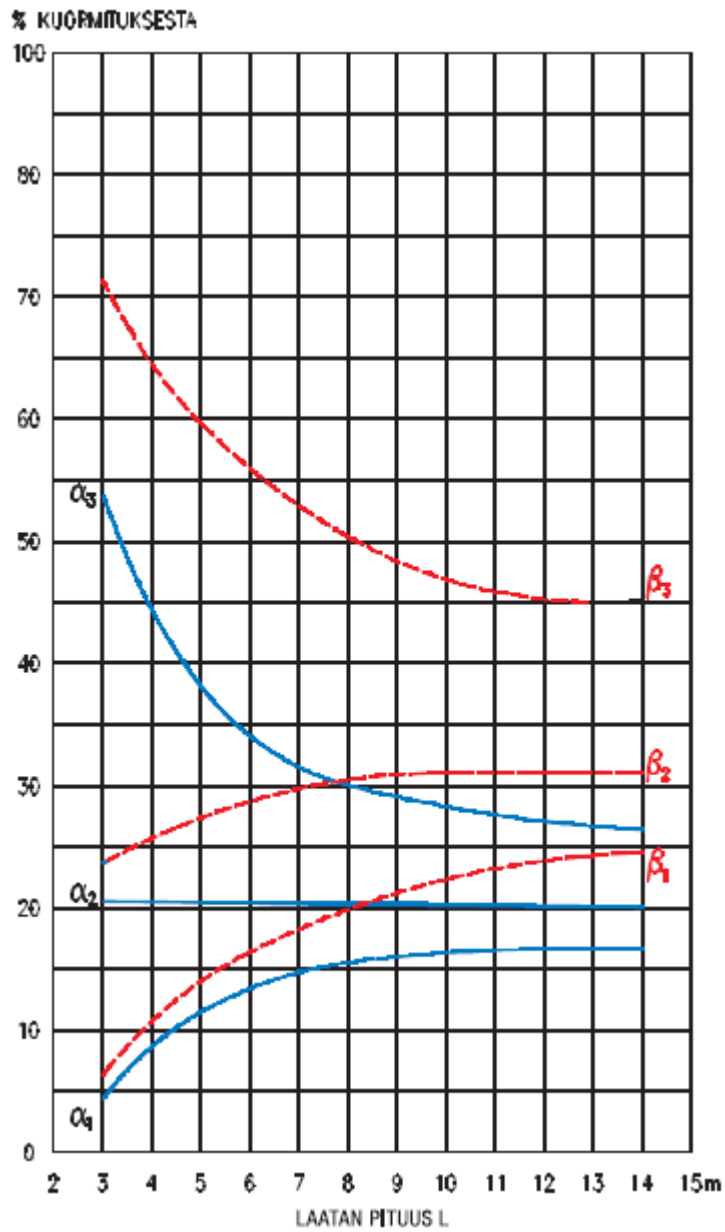
Kuvio 27. Viivakuorma.

- $q_{k,vs} = 5\text{kN/m}^2$
- $g_{k,2} + q_k = 6\text{kN/m}^2$
- $l = 1200\text{mm}$ (laatan leveys)

Kuvio 26. Viivakuorma mukainen viivakuorma lisätään kokonaiskuormaan 6kN/m^2 . Viivakuorman keskimmaiselle laatalle jakautuu 25% kuormasta, kahdelle viereiselle 22%, ja kolmansille 15%, Kuvioiden Kuvio 28 ja Kuvio 29 mukaan.



Kuvio 28. Viivakuormien jako. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 34.)



Kuvio 29. Viivakuormien osuudet. (ParmaParel-ontelolaatat 2003, 34.)

Tällöin keskimmäisen laatan kuorman arvoksi saadaan

$$p = 0,25 \times \frac{q_{k,vs}}{l} \quad (37)$$

$$p = 0,25 \times \frac{\frac{5kN}{m}}{1,2m} = 1,05kN/m^2$$

Tasainen kuorma yhteensä:

$$Q = 1,15 \times (g_{k,2} + p) + 1,5 \times q_k + 1,15 \times g_{k,1} \quad (38)$$

$$Q = 1,15 \times \left(\frac{4kN}{m^2} + \frac{1,05kN}{m^2} \right) + 1,5 \times \frac{2kN}{m^2} + 1,15 \times \frac{3,7kN}{m^2} = 13,1 kN/m^2$$

Maksimimomentti

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times Q \times (L)^2 \times l \quad (39)$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times \frac{13,1kN}{m^2} \times (7m)^2 \times 1,2m = 96,3kNm$$

Maksimileikkausvoima

$$Q_{max} = 0,5 \times Q \times l \times L \quad (40)$$

$$Q_{max} = 0,5 \times \frac{13,1kN}{m^2} \times 1,2m \times 7m = 55,1kN$$

Viereisille laatoille kuorma

$$p = 0,22 \times \frac{\frac{5kN}{m}}{1,2m} = 0,92kN/m^2$$

$$Q = 1,15 \times \frac{(4+0,92)kN}{m^2} + 1,5 \times \frac{2kN}{m^2} + 1,15 \times \frac{3,7kN}{m^2} = 13kN/m^2$$

Maksimimomentti

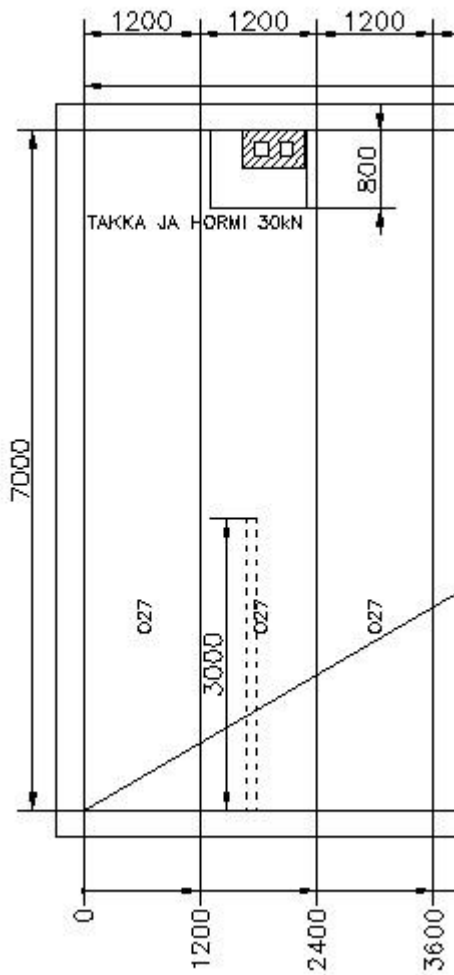
$$M_{max} = \frac{1}{8} \times 13 \frac{kN}{m^2} \times (7m)^2 \times 1,2m = 95,6kNm$$

Maksimileikkausvoima

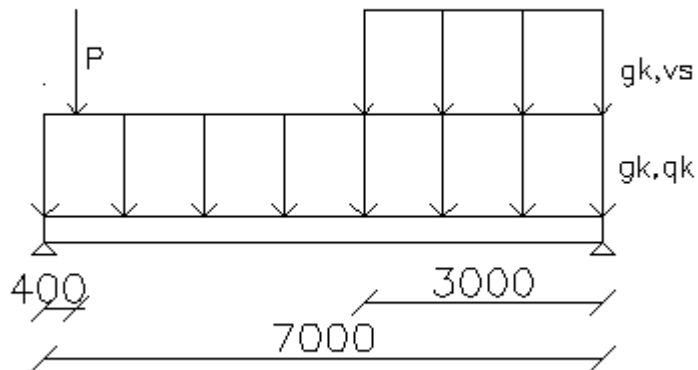
$$Q_{max} = 0,5 \times \frac{13kN}{m^2} \times 1,2m \times 7m = 54,6kN$$

kaikille punokset 6x.

7.3 Viivakuorma & pistekuorma



Kuvio 30. Viiva- ja pistekuorma.



Kuvio 31. Viiva- ja pistekuorma.

- $L_q = 3000\text{mm}$
- $q_{k,vs} = 5\text{kN/m}^2$

Viivakuorma tasaiseksi kuormaksi

$$p = 0,25 \times ((L_q/L) \times q_{k,vs})/l \quad (41)$$

$$p = 0,25 \times \frac{\frac{3\text{m} \times 5\text{kN}}{7\text{m} \times \text{m}}}{1,2\text{m}} = 0,45\text{kN/m}^2$$

$$Q = 1,15 \times \frac{(4+0,45)\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \times \frac{2\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,15 \times \frac{3,7\text{kN}}{\text{m}^2} = 12,4\text{kN/m}^2$$

Varmalla puolella oleva maksimimomentti

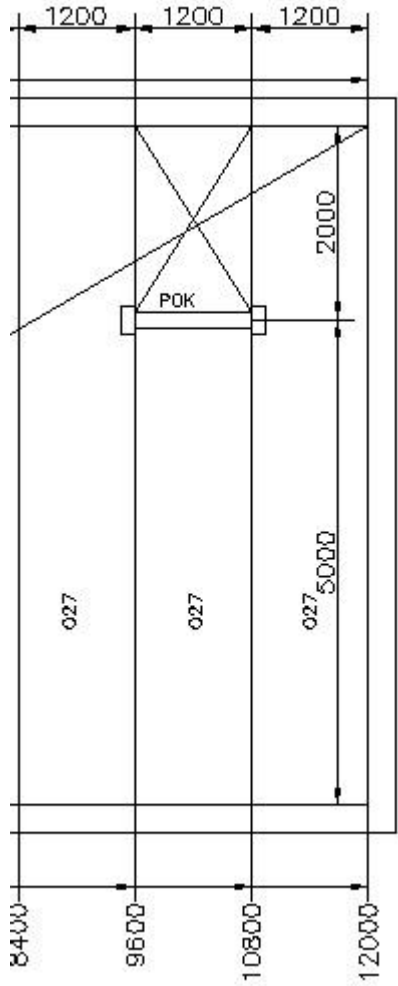
$$M_{max} = \frac{0,4\text{m} \times (7\text{m} - 0,4\text{m})}{7\text{m}} \times 21,4\text{kN} + \frac{1}{8} \times \frac{12,4\text{kN}}{\text{m}^2} \times (7\text{m})^2 \times 1,2\text{m} = 99,3\text{kNm}$$

Maksimileikkausvoima

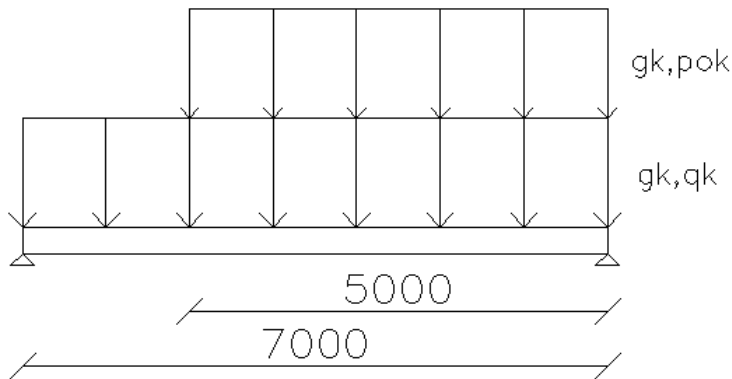
$$Q_{max} = \frac{7\text{m} - 0,4\text{m}}{7\text{m}} \times 21,4\text{kN} \times 1,5 + 0,5 \times \frac{12,4\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1,2\text{m} \times 7\text{m} = 82,4\text{kN}$$

Tällöin vaaditaan punos 6x, jolloin maksimimomentti on määrävä.

7.4 POK- Ontelolaattakannake



Kuvio 32. Ontelolaattakannake.



Kuvio 33. Ontelolaattakannake.

Ontelolaattakannake siirtää kuormat aukon viereisille laatoille. Tällöin kuorma otetaan huomioon viivakuormana.

$$g_{k,pok} = (g_{k,2} + g_{k,1} + q_k) \times \frac{l}{2} \quad (42)$$

$$g_{k,pok} = \left(\frac{4kN}{m^2} + \frac{3,7kN}{m^2} + \frac{2kN}{m^2} \right) \times \frac{1,2m}{2} = 5,9kN/m$$

Viereiselle laatalle kuormasta siirtyy 25%, toisille 15%, ja kolmansille 10%.

$$p = \frac{0,25 \times \frac{5,9kN}{m}}{1,2m} = 1,3kN/m^2$$

$$p = \frac{0,15 \times \frac{5,9kN}{m}}{1,2m} = 0,8kN/m^2$$

Tasainen kuorma yhteensä viereisille laatoille

$$Q = 1,15 \times \frac{(4+1,3)kN}{m^2} + 1,5 \times \frac{2kN}{m^2} + 1,15 \times \frac{3,7kN}{m^2} = 13,4kN/m^2$$

Tällöin varmalla puolella oleva maksimimomentti on

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times \frac{13,4kN}{m^2} \times (7m)^2 \times 1,2m = 98,5kNm$$

ja maksimileikkausvoima

$$Q_{max} = 0,5 \times \frac{13,4kN}{m^2} \times 1,2m \times 7m = 56,3kN$$

Jolloin viereisille laatoille vaaditaan 6x punokset maksimimomentin mukaan.

8 YHTEENVETO

Työn päätavoite oli tutkia ontelolaatan mitoittamista nykyisten standardien mukaan. Työstä tuli melko kattava paketti standardien mukaiseen mitoittamiseen ja suunnitteluun. Esimerkkilaskennoissa olisi saanut hieman eroavaisuutta tuloksiin, jos laatan paksuudeksi olisi valittu O20, jänneväli olisi ollut suurempi tai pintakuormat olisivat olleet suuremmat. Todellisuudessa ontelolaattojen mitoittaminen tapahtuu valmiiden taulukoiden avulla, jolloin punostajan tehtäväksi jää muun muassa palkin ja laatan yhteenvaikutuksen, piste- ja viivakuormien, lumikuormien, jälkivalujen aiheuttamien lisäkuormien ja varauksien huomioonottaminen.

Ontelolaattojen mitoittamista ja niiden vaikutusta muuhun mitoittamiseen ei ole käsitelty opiskeluaikana. Tästä olisi hyötyä etenkin muiden rakenteiden mitoittamisen, kuten palkkien, suhteen. Elementtisuunnitteluun erikoistuneelta sivustolta on saatavilla ilmainen ohjelma Flexibl, joka on suunniteltu palkin ja ontelolaatan yhteisvaikutuksen mitoittamiseen, jota voisi käyttää hyödyksi esimerkiksi opiskelussa. Jokainen rakenne rakennuksen kokonaisuudessa vaikuttaa aina jollakin tavalla muihin rakenteisiin, ja jos näitä asioita käsiteltäisiin hieman enemmän kokonaisuutena, niistä olisi hyötyä tulevaisuutta ajatellen suunnitteluun suuntaavalle insinöörille.

LÄHTEET

Leskelä, M.V. 2005. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, by 210. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.

SFS-EN 1992-1-1. Suomenkielinen käännös 25.6.2007. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1168 + A2. 2009. Betonivalmisosat. Ontelolaatat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 13369. 2005. Betonivalmisosien yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

Betset Oy. 2009. Ontelolaatan leikkauskapasiteetin laskenta [Excel-
taulukko]. Insinööritoimisto Laaturakenne Oy.

Betset. 2010. Suunnitteluohje ontelolaatat.

ParmaParel-ontelolaatat. 2003. Suunnitteluohje.

Elementtisuunnittelu. Ei päiväystä. [www-dokumentti]. [viitattu 2.3.2011]. Saatavana:
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/ontelolaatat>