

TERÄSBETONISEN RIPALAATTAELEMENTIN SUUNNITTELUSTA  
JA MITOITUKSESTA SEKÄ SOVELLUTUKSIA

Jorma Kalevi Virtanen

Tämä diplomityö on suoritettu Helsingin Teknillisessä Kor-  
keakoulussa rakennusinsinööri-osastolla professori Tapani  
Rechardt'in johdolla.

# SISÄLTÖ

sivu

## ALKUSANAT

0.	JOHDANTO	1
1.	VAAKATASOELEMENTIN SUUNNITTELUN LÄHTÖ- TIEDOT	3
1.1	Käyttökohteet	3
1.2	Työtekniikka	6
1.21	Valmistustekniikka	6
1.22	Kuljetustekniikka	8
1.23	Asennustekniikka	11
1.3	Kuormat	15
1.31	Yleistä	15
1.32	Hyötykuormat	16
1.33	Lämpötilaero	21
1.331	Vähäinen lämpötilaero (normaali tilanne)	21
1.332	Suuri lämpötilaero (tulipalo)	23
1.34	Äänentasoero	28
1.4	Erityiskysymyksiä	33
2.	VAKIOELEMENTTIEN MITOITUS	35
2.1	Arkkitehtoninen mitoitus	35
2.2	Lujuusopillinen mitoitus	35
2.21	2 400 x 4 800 -elementti	35
2.211	Kuormituksista	35
2.212	Mitoitusperusteet	36
2.213	Elementin rakenne	45
2.214	Koekuormitukset	46

	sivu
2.22 2 400 x 7 200 -elementti	52
2.221 Kuormituksista	52
2.222 Mitoitusperusteet	53
2.223 Elementin rakenne	53
2.224 Koekuormitukset	53
2.3 Lämpötekkinen mitoitus	55
2.4 Palotekkinen mitoitus	59
2.5 Äänitekkinen mitoitus	64
2.6 Liitokset	66
2.61 Pilareiden liittyminen tasoelementtiin	66
2.62 Jäykisteiden liittyminen tasoelementtiin	68
2.63 Seinien liittyminen tasoelementtiin	68
2.64 Alaslaskujen liittyminen tasoelementtiin	72
3. PORRASAUKKOELEMENTIN MITOITUS	73
3.1 Arkkitehtooninen mitoitus	73
3.2 Kuormituksista	74
3.3 Mitoitusperusteet	74
3.4 Elementin rakenne	75
3.5 Koekuormituksista	77
3.6 Porrasaukkoelementin liitokset	79
4. ELEMENTIN REUNARIPOJEN REI'ITYS	81
4.1 Yleistä	81
4.2 Mitoitusperusteet	82
4.21 Reiän maksimikoon määrääminen	82
4.22 Rei'itetyn palkin voimasuureet	83
4.23 Vierendeel-vaikutuksen aiheuttamat lisäjännitykset	87
4.24 Rei'itetyn palkin mitoitus	88
4.241 Leikkaus 1-1	89
4.242 Leikkaus 2-2	90
4.243 Leikkaus 3-3	90
4.244 Leikkaus 4-4 ja leikkaus 5-5	90
4.245 Mitoitus leikkaukselle	91

	sivu
4.25 Rei'itetyn palkin raudoitus	92
4.3 Elementin BP 2 reunaripojen rei'itys	93
4.31 Reikien sijainti	93
4.32 Ripojen mitoitus reikien kohdalla	95
5. YHTEENVETO	97
6. SUMMARY	99

LÄHDELUETTELO

LIITTEET

## MERKINTÖJEN SELITYKSIÄ

A	pinta-ala, vastaanottohuoneen absorptio
$A_c$	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_s$	vetorausoituksen pinta-ala
$A_{st}$	leikkausraudoituksen pinta-ala
$A_o$	hakorausoituksen sisään jäävän betonipoikkileikkauksen pinta-ala
B	rakennuksen leveys
$E_c$	betonin kimmokerroin
$E_s$	teräksen kimmokerroin
$F_h$	Vierendeel-voima
H	rakennuksen korkeus
$I_a$	ilmääneneristysindeksi
$I_i$	askeläänentasoindeksi
K	ehjän palkin taivutusjäykkyys, lämmönläpäisykerroin
$K_{max}$	suurin sallittu lämmönläpäisykerroin
$K_o$	palkin taivutusjäykkyys reiän kohdalla
$K_{28}$	betonin kuutiolujuus 28 vrk:n iässä
L	rakennuksen pituus
$L_c$	palkin jänneväli
$L_p$	äänenpainetaso
$L_1$	lähetyshuoneen keskimääräinen äänenpainetaso
$L_2$	vastaanottohuoneen keskimääräinen äänenpainetaso
$L_{10}$	askeläänentaso
M	taivutusmomentti
$M_g$	oman painon aiheuttama taivutusmomentti
$M_h$	Vierendeel-momentti
$M_p$	hyötykuorman aiheuttama taivutusmomentti
$M_u$	palkin taivutuskapasiteetti
$M_{ud}$	palkin taivutusmomentin mitoitusarvo

$M_{V1}, M_{V2}$	Vierendeel-momentit
$M_x$	taivutusmomentti tarkasteltavassa kohdassa
$M_o$	nk. nollamomentti
$N$	Vierendeel-vaikutuksen työntövoima
$Q$	rakennuksen kokonaiskuorma
$R$	ääneneristävyys
$S$	rakennusosan ala
$T$	vääntömomentti (alaviitat kts. taivutusmomentti $M$ )
$V$	leikkausvoima (alaviitat kts. taivutusmomentti $M$ )
$V_c$	betonipoikkileikkauksen leikkauskapasiteetti
$V_p$	normaalivoiman aiheuttama muutos leikkauskapasiteettiin
$V_s$	leikkausraudoituksen leikkauskapasiteetti
$V_1$	leikkausvoimasta reiän yläpuolelle tuleva osa
$V_2$	leikkausvoimasta reiän alapuolelle tuleva osa
$W_{Tpl}$	palkin plastinen vääntövastus
$a_1$	Vierendeel-jännityksen $\lambda_{cV1}$ maksimikohta
$a_2$	Vierendeel-voiman $F_h$ momenttivarsi
$b$	palkin leveys
$b_{fmin}$	0.2 kertaa poikkileikkauksen sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän halkaisija
$b_h$	haan leveys
$b_o$	reikien välisen rivan leveys
$b_1$	reikien k/k-väli
$d$	palkin hyötykorkeus
$d_o$	reiän halkaisija
$f_{ccd}$	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{cfd}$	betonin taivutusvetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ck}$	betonin karakteristinen lujuus
$f_{ctd}$	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{yd}$	teräksen vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	teräksen karakteristinen lujuus

$h$	palkin korkeus
$h_{a1}$	reiän yläpuolisen palkinosan korkeus tarkasteltavassa kohdassa
$h_{a2}$	reiän alapuolisen palkinosan korkeus tarkasteltavassa kohdassa
$h_h$	haan korkeus
$m$	lämmönvastus
$m_s + m_u$	rakennusosan molempien pintojen pintavastusten summa
$p_o$	äänenpaineen vertailutaso
$p_1$	mitattu äänenpaine
$q$	tuulen nopeuspaine
$s$	leikkausterästen k/k-väli, tarkasteluväli
$x$	palkin puristetun osan korkeus
$y$	= $0.8 \cdot x$
$z_{a1}$	= $d - \frac{h_{a1}}{2}$
$\alpha$	leikkausterästen ja palkin akselin välinen kulma
$\gamma$	Vierendeel-jännityksen $\beta_{ch}$ maksimikohtaa vastaava kulma
$\gamma_c$	betonin materiaalivearmuuskerroin
$\gamma_f$	kuormituksen osavearmuuskerroin
$\gamma_s$	teräksen materiaalivearmuuskerroin
$\epsilon$	suhteellinen muodonmuutos
$\epsilon_c$	betonin suhteellinen muodonmuutos
$\epsilon_{cu}$	betonin murtopuristuma
$\epsilon_s$	teräksen suhteellinen muodonmuutos
$\epsilon_y$	teräksen myötövenymä
$\lambda$	normaalinen lämmönjohtavuus
$\varphi$	hiipumaluku
$\varphi_v$	Vierendeel-jännityksen $\beta_{cv}$ maksimikohtaa vastaava kulma

$\sigma$	jännitys
$\sigma_{ch}$	taivutusjännitys momentista $M_h$
$\sigma_{cV}$	taivutusjännitys momentista $M_v$
$\lambda$	pysyvän kuorman osuus kokonaiskuormasta
$\omega$	palkin mekaaninen raudoitusaste

## ALKUSANAT

Aihe-ehdotus tähän diplomityöhön saatiin Rakennusdomino Oy:ltä, joka on myös rahoittanut työn suorittamisen. Työn tavoitteena oli kerätä teräsbetonisen ripalaattaelementin suunnitteluun ja mitoitukseen vaikuttavat tekijät yhtenäiseksi esitykseksi sekä suorittaa porraskoelementin mitoitus ja vakioelementin reuna-ripojen rei'itysmahdollisuuden tarkistaminen.

Tässä yhteydessä haluan kiittää Rakennusdomino Oy:tä saamastani avustuksesta työtä suorittaessani. Erityiset kiitokseni esitän diplomi-insinööri Teuvo Koivulle sekä diplomi-insinööri Eero Kallbergille heidän antamistaan neuvoistaan työn aikana.

Työn puhtaaksikirjoituksesta on huolehtinut rouva Marketta Niemistö, jolle lausun suuret kiitokseni.

Helsingissä 1975-02-25



Jorma K. Virtanen

## 0. JOHDANTO

Tämä tutkimus, jonka nimi on "teräsbetonisen ripalaattaelementin suunnittelusta ja mitoituksesta sekä sovellutuksia", pyrkii perehdyttämään lukijansa vaakatasoelementin suunnitteluun vaikuttaviin tekijöihin. Lisäksi tutkimuksessa pyritään esittelemään joitakin teräsbetonisia tasoelementtejä sekä niiden mitoitusta.

Tutkimuksen lähtökohtana on ollut pilari-laatta-elementtijärjestelmä, jossa tähän asti on pääasiallisina rakennusaineina käytetty puuta ja terästä. Koska tämä elementtijärjestelmä on pyritty tekemään mahdollisimman taloudelliseksi kantavaksi runkojärjestelmäksi, on sekä puun että teräksen huomattava hinnannousu aiheuttanut uusien rakennusmateriaalien etsimisen näiden tilalle. Tutkimusten ja hintaverailujen tuloksena on päädytty vaakatasoelementtien tekemiseen teräsbetonista.

Massiivisen teräsbetonilaatan valmistaminen ei kuitenkaan tullut kysymykseen, sillä elementtien suuri paino vaikeuttaa niiden kuljetusta ja asennusta. Erilaisia kevennysvaihtoehtoja tutkittaessa (/1/) päädyttiin elementtien valmistamiseen ripalaattoina. Tämä ratkaisuvaihtoehto aiheuttaa joitakin vaikeuksia ääni-, lämpö- ja paloteknisessä mitoituksessa elementin pienen omanpainon ja pienten rakennus- ja suojapaksuuksien johdosta. Näiden ongelmien ratkaisuvaihtoehtoja on tässä tutkimuksessa myös pyritty esittelemään.

Tutkimuksen yhtenä päätavoitteena on ollut vaakatasoelementtien suunnitteluun ja mitoitukseen vaikuttavien tekijöiden kerääminen yhtenäiseksi selostukseksi sekä mitoitusmenetelmien esittely.

Toisena päätavoitteena on ollut suunnitella ja mitoittaa teräsbetoninen porraskoeelementti, joka poikkeaa mahdollisimman vähän vakioelementistä. Tällöin pyrkimyksenä oli pitää ripojen koot entisellään, jolloin elementtien valmistus on mahdollista vakioelementin muotilla vain lisäreunoja asentamalla.

Kolmantena päätavoitteena on ollut ripalaattaelementin reunaripojen rei'itysmahdollisuuden tutkiminen. Tämä on tarpeellista, koska LVI-tekniikan vaatimien vaakavetojen tekeminen ei aina käy päinsä alaslaskulle varatussa tilassa, jolloin reikien tekeminen ripoihin on välttämätöntä.

Tutkimus suoritettiin ripalaatan suunnitteluun vaikuttavien tekijöiden selvityksen osalta kirjallisuustutkimuksena, jolloin tarkistettiin suomalaisten normien vaatimukset mitoituskuormista. Lisäksi tutkittiin valmistus-, asennus- ja kuljetuskaluston aiheuttamat vaatimukset elementin rakenteen, koon ja painon suhteen.

Tutkimuksen toisessa osassa on selvitelty vakioelementtien mitoitusperusteita ja rakenteita sekä elementeillä suoritettuja kokeita. Lisäksi on tarkasteltu elementin ja erilaisten muiden rakenteiden liitosdetaljeja.

Kolmannessa osassa on tarkasteltu porraskokoon tekemisen vaikutusta elementin mitoitukseen.

Neljännessä osassa on tarkasteltu palkkiin tehtyjen reikien aiheuttamia lisäjännityksiä ja esitetty mitoitusmenetelmä pyöreille rei'ille.

## 1. VAAKATASOELEMENTIN SUUNNITTELUN LÄHTÖTIEDOT

### 1.1 Käyttökohteet

Uuden elementin suunnittelun ensimmäinen edellytys on elementin aiottujen käyttökohteiden tunteminen. Mikäli käyttökohteita ei tunneta ei myöskään tiedetä elementtiin kohdistuvia kuormia eikä muita elementille asetettavia vaatimuksia, jotka määräytyvät aina juuri käyttökohteiden mukaan. Tällaisessa tapauksessa voidaan tietenkin käyttää otaksuttuja kuormituksia ja mitoittaa elementti niiden avulla. Tästä kuitenkin yleensä seuraa, että elementti ei toimikaan käytötilassa toivotulla tavalla tai elementistä tulee ylimitoitettu ja siten turhan kallis. Juuri hinta/hyöty-suhteen minimoimispyrkimyksestä johtuen (etenkin elementtirakentamisessa) on erittäin tärkeää tuntea kaikki mahdolliset elementin kuormat jo aikaisin suunnitteluvaiheessa, jotta elementistä saadaan maksimihyöty minimikustannuksilla.

Erityisen selvästi elementin mitoittaja havaitsee käyttökohteiden sekä niistä aiheutuvien vaatimusten tarkan tuntemisen välttämättömyyden yrittäessään ottaa laskelmilla huomioon jonkin kuorman, jota ei elementtiä suunniteltaessa ole tiedetty. Tällöin elementit yleensä ovat jo suunnittelukuormilla aivan sallituille rajoille mitoitettut ja uuden lisäkuorman huomioon ottaminen aiheuttaa sallittujen arvojen ylittymisen.

Tässä tutkimuksessa tarkastellaan elementtijärjestelmää, josta on pyritty tekemään mahdollisimman yleispätevä eli sen tulisi periaatteessa

soveltua mihin rakentamiseen tahansa. Tällöin suuri suunnittelu- ja muuntojoustavuus on tärkein järjestelmälle asetettava vaatimus.

Suunnittelujoustavuuden tarve syntyy yksittäisten suunnittelukohteiden erilaisista lähtökohdista ja tavoitteista. Yksittäisten asuntojen osalla suunnittelujoustavuuden tarve ilmenee lähinnä tarpeena säädellä asunnon pinta-alaa, mittoja, muotoa ja laatutasoa. Rakennuksen suunnittelujoustavuuden tarve taas koostuu lähinnä mittojen, kerrosalan ja tilajakautuman säätelytarpeesta sekä ulkoasun muuntelutarpeesta.

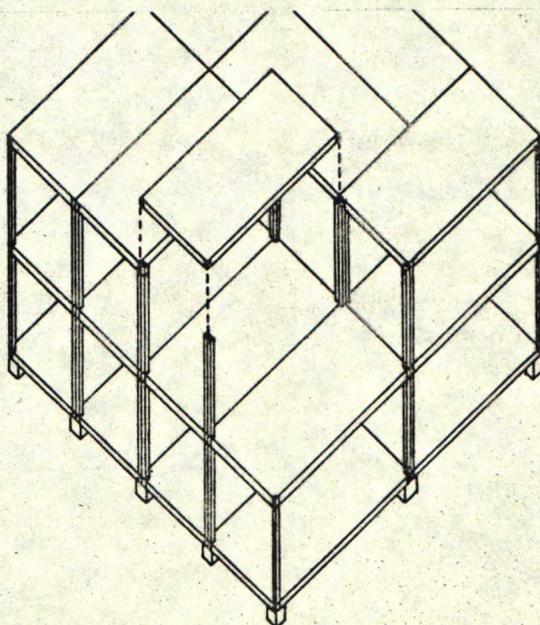
Asunnon sisäinen muuntojoustavuustarve taas koostuu huoneiden käyttötarkoituksen, lukumäärän ja koon sekä asunnon laatu- ja varustetason muuttamistarpeesta. Rakennuksen muuntojoustavuustarve sisältää mm. tilojen koon tai lukumäärän muuttamistarpeen tiloja yhdistämällä tai erottamalla, rakennuksen tai sen osan käyttötarkoituksen muuttamistarpeen, rakennuksen laatu- tai varustetason muuttamistarpeen sekä rakennuksen purkamis-, siirtämis- ja lisärakentamistarpeen.

Suunnittelujoustavuustarpeet tyydyttää parhaiten mittatilaustyönä suunniteltava rakennus, jossa tilaajan yksilölliset vaatimukset voidaan parhaiten ottaa huomioon. Riittävään suunnittelujoustavuuteen päästään myös järjestelmillä, joiden mitoitus on sidottu yleiseen moduulijärjestelyyn ja joiden rakenteet asettavat suunnittelijoille joitakin tiettyjä rajoituksia. Tällöin asunnon suunnittelujoustavuuden kannalta on oleellista, että järjestelmän kantavat rakennusosat rajoittavat suunnittelua asunnon sisällä mahdollisimman vähän, mikä voidaan toteuttaa joko poistamalla kantavat pystyrakenteet asunnon sisältä jännevälejä pidentämällä tai pienentämällä asunnon sisään jäävien kantavien pystyrakenteiden pinta-alaa. Lisäksi on asunnon suunnittelun kannalta

tärkeitä LVI-toimintojen sijoitteluvapaus. Muuntojoustavuustarve voidaan tyydyttää käyttämällä ei-kantavia väli- ja ulkoseiniä, joiden siirtäminen tai poistaminen on mahdollista. Väliseinien osalta tähän päästään käyttämällä pitkiä jännevälejä tai pilarirunkoa, jolloin rakennuksen sisälle jäävät pilarit pienen kokonsa vuoksi haittaavat väliseinien siirtelyä mahdollisimman vähän.

Rakennuksen siirtäminen taas edellyttää sellaisia liitoksia, että purkamisen elementtejä rikkomatta sekä uudelleenpystytys ovat mahdollisia. Rakennuksen siirron yhteydessä tulee usein myös kysymykseen rakennuksen toiminnan muuttuminen, jolloin samoja elementtejä on pystyttävä käyttämään erilaisissa käyttökohteissa.

Näistä lähtökohdista lähtien kehitettiin vuonna 1963 elementtijärjestelmä, jonka kantava runko muodostuu teräspilareista sekä teräsrunkoisista puutasoelementeistä (kuva 1). Rungon suunnittelumoduuliksi valittiin tuolloin 24 M ja vaakatasoelementtien mitoiksi 2 400 mm x 4 800 mm sekä myöhemmin myös 2 400 mm x 7 200 mm. Elementtien mittasuhteet on valittu siten, että elementtien "kääntäminen" on mahdollista eli kaksi tai kolme elementin lyhyttä sivua sopii elementin pitkää sivua vastaan.



Kuva 1.

Järjestelmän periaate

Tämän elementtijärjestelmän pääasiallisiksi käyttökohteiksi ovat muodostuneet pientalot (1- ja 2-kerroksiset rivi- ja omakotitalot) sekä 1-kerroksiset toimistot, koulut ja lastentarhat, joihin elementtituotanto käytetään lähes kokonaisuudessaan muiden rakennustyyppien ollessa vain satunnaisia sovellutuksia.

Käytäntö on osoittanut, että valittujen elementtikokojen avulla pystytään yleensä ratkaisemaan näissä käyttökohteissa vastaantulevat suunnitteluvaatimukset jopa siten, että pitempää elementtiä tarvitaan vain toimistoissa, kouluissa ja lastentarhoissa, joissa tarvitaan yli 4.8 metrin levyisiä pilarittomia tiloja.

## 1.2 Työtekniikka

### 1.21 Valmistustekniikka

Teräsbetonisia tasoelementtejä suunniteltaessa on ensimmäiseksi kiinnitettävä huomiota siihen valmistetaanko elementit tavallisesta teräsbetonista vaiko jännitetystä betonista, sillä mm. elementin maksimipituus määräytyy valmistustavan mukaan. Tavallisesta teräsbetonista valmistetun tasoelementin jännemitta ei juuri voi ylittää viittä metriä, koska pitemmän elementin taipumat helposti kasvavat liian suuriksi.

Elementtien valmistustapa asettaa vaatimuksia myös elementtien tuotannossa tarvittavalle kalustolle. Mikäli elementit joudutaan valmistamaan jännitetystä betonista tarvitaan luonnollisesti jännityskalustoa, jota ei kaikilla betonitehtailla ole käytettävissä. Tämä rajoittaa melko paljon mahdollisten valmistajien joukkoa ja nostaa elementin hintaa

valmistuskalustolle ja -miehistölle asetettujen vaatimusten kohoamisen vuoksi.

Kuitenkin aina, valmistettiinpa tasoelementit sitten jännitettyinä tai ei, tarvitaan betonin valamista varten muotti. Muotin hinta määräytyy sen rakenteen ja materiaalin mukaan, jotka puolestaan ovat riippuvaisia mm. elementin rakenteesta, vaaditusta mittatarkkuudesta ja pinnan laatuvaatimuksista. Koska kahdelle viimeksi mainitulle joudutaan asettamaan melko suuret vaatimukset on muotit valmistettava teräksestä tai lasikuidusta, jotka ovat suhteellisen kalliita, mutta toisaalta kestäviä materiaaleja. Tällöin, koska yhdellä muotilla voidaan valmistaa useita elementtejä, ei muottikustannus kuitenkaan yhtä elementtiä kohden muodostu liian suureksi.

Elementtien suunnittelussa on myös otettava huomioon se, että elementti on pystyttävä irrottamaan muotista betonin kovetuttua. Ripplaattaelementin irtoaminen muotista voidaan varmistaa joko kokoomalla muotti pienemmistä osista tai yhtenäistä muottia käytettäessä tekemällä elementin rivat alapäistään kapeammiksi. Jälkimmäisessä tapauksessa ei ripoihin voida tehdä vaarvoja tai muita syvennyksiä kuin reunaripojen ulkoreunalle ja niihinkin vain jos muotin laidat tehdään aukeavaksi. Ensimmäisessä tapauksessa elementin suunnittelu on vapaampaa, mutta muotin hinta ja elementin valmistuksen työläys sulkevat pois tämän mahdollisuuden.

Jännitettyjen elementtien suunnittelussa on kiinnitettävä erityistä huomiota elementissä jännittämishetkellä tapahtuvaan lyhenemiseen. Mikäli elementti jännitetään ennen muotista poistamista on sekä elementin että muotin mitoituksessa otettava huomioon elementin lyhenemi-

sestä johtuvat rasitukset. Lisäksi elementin rakenne on suunniteltava siten, ettei elementti lyhetessään puristu kiinni muottiin. Elementissä tapahtuva lyheneminen on luonnollisesti aina otettava huomioon muotin pituutta määrättäessä, jotta elementin lopullinen pituus olisi oikea.

Muottien kalleudesta johtuen ei ole kannattavaa käyttää suurta elementtityyppimäärää vaan on mahdollisuuksien mukaan pyrittävä suunnittelemaan elementti siten, että sitä voidaan käyttää erilaisissa käyttökohteissa, vaikka tämä joissakin tapauksissa johtaakin ylimitoitukseen. Se mitä tällaisessa tapauksessa hävitään materiaalikustannuksissa on nopeasti voitettavissa takaisin työn rationalisoinnin avulla.

Muottien kalleudesta johtuen ei myöskään kannata suunnitella erikois-elementtejä kuten esimerkiksi porraskoelementtiä, kokonaan erikseen, vaan on mahdollisuuksien mukaan pyrittävä vakioelementin riipakokoihin, jolloin erikoiselementin valmistus käy päinsä vakioelementin muotilla vain lisäseinämiä asentamalla ja raudoitusta muuttamalla.

## 1.22 Kuljetustekniikka

Kuljetukset muodostavat suunnittelua ja tuotantoa rajoittavan rakennusprosessin osan, sillä teiden sekä silta- yms. rakenteiden tai ajoneuvojen kantavuuden sekä liikenneturvallisuuden takia on yleisillä väylillä liikennöivien ajoneuvojen painoa sekä ulottumia rajoitettava.

Elementtikuljetuksien suorittamisen perusvaatimukset ovat jatkuvuus, joustavuus, kuljetusten toimintavarmuus sekä nopeus. Näistä syistä

eivät eri kuljetusmuodoista yhdistetyt kuljetukset voi tulla kysymykseen kuin ylipitkillä etäisyyksillä. Samoista syistä tulee talonrakennuselementtien kuljetuksissa kysymykseen lähinnä maantiekuljetukset. Rautatiekuljetuksien haittana on kuljetuksen kummassakin päässä tarvittava kuljetusmuodon vaihto sekä kuljetuksen hitaus ja joustamattomuus. Elementtien painoja ja dimensioita ei tosin tarvitsisi rajoittaa samassa määrin kuin maanteillä. Vesikuljetukset taas eivät kotimaassa tule kysymykseen talviliikenteen vaikeuksista johtuen.

Tarkasteltaessa yksittäistä talorakennuselementtiä eivät maanteiden painorajoitukset rajoita elementtien painoa vaan kuljetusten kokonaispainoa. Määräykset sallituista ulottumista rajoittavat sen sijaan suuresti elementtien dimensioita.

Nykyisten ajoneuvojen leveyttä, pituutta, korkeutta, akselipainoa ja kokonaispainoa koskevien määräysten mukaiset suurimmat sallitut arvot ovat:

- suurin leveys 2.50 m
- suurin pituus
  - 2- tai 3-akselinen ajoneuvo (ei linja-auto) 11.00 m
  - puoliperävaunullinen ajoneuvo 15.00 m
  - perävaunullinen ajoneuvo 18.00 m
- suurin korkeus 3.80 m
- suurin akselipaino
  - yksinkertainen akseli 8.0 t
  - kaksoisakseli (teli) 13.0 t
- suurin kokonaispaino
  - 2-akselinen ajoneuvo 13.5 t
  - 3-akselinen ajoneuvo 18.5 t
  - puoliperävaunullinen ajoneuvo 30.0 t
  - perävaunullinen ajoneuvo 32.0 t

Poikkeuslupia edellä oleviin arvoihin myöntävät kulkulaitosten ja yleisten töiden ministeriö, tie- ja vesirakennushallitus, maistraatti, järjestysvoima tai poliisiviranomainen riippuen luvan paikallista ja ajallisesta laajuudesta. Esimerkiksi kantateillä hyväksytään elementtikuljetuksissa yleensä perävaunulliselle ajoneuvolle kokonaispaino 35 t.

Mahdollisesti vuoden 1975 puolivälissä voimaan tulevan sallittujen akseli- ja kokonaispainojen muutoksen johdosta nousevat edellä mainitut sallitut painot jonkin verran. Esimerkiksi perävaunullisen ajoneuvon sallittu kokonaispaino nousee 40 t:iin.

Maantiiliikenteen kuljetusten voimakkaasta kasvusta huolimatta on kuorma-autojen kokonaismäärässä tapahtunut vain vähäistä kasvua vuoden 1956 jälkeen, kuorma-autokannan ollessa vuonna 1956 n. 45 000 kpl ja 31.12.1973 48 432 kpl. Näistä autoista on n. 50 % ammattimaisessa liikenteessä.

Taulukossa 1 on esitetty kuljetuksen mukana tarvittavat varusteet kuljetuksen leveydestä ja pituudesta riippuen.



Tämän johdosta on lähdettävä etsimään keinoja, millä selviytyä rakennustarpeesta pienemmällä työvoimapanoksella ja vähemmän koulutusta saaneella työväellä. Tähän antaa teollinen elementtirakentaminen hyvät mahdollisuudet. Elementtitehtaat saavat työvoimaa helpommin, koska ne pystyvät jatkuvan tuotannon johdosta takaamaan pitkäaikaisen työpaikan ja niissä on yleensä myös paremmat työolosuhteet kuin rakennustyömaalla.

Myöskään rakennustyöväen ammattikoulutuksen väheneminen ei aiheuta pulmia, jos elementit suunnitellaan sellaisiksi, että niiden valmiusaste on korkea, jolloin työ itse rakennuspaikalla on yksinkertaista ja nopeata.

Elementtien asennuksen yksinkertaisuus ja nopeus ovat erityisen tärkeitä sellaiselle elementtijärjestelmälle, joka pyrkii olemaan "jokamiehen" elementtijärjestelmä, koska omakotirakentajat haluavat usein kustannuksia säästääkseen rakentaa talonsa itse. Heille on pystyttävä tarjoamaan elementtijärjestelmä, josta he voivat itse koota talonsa rungon. Tämä asettaa liitoksille omat vaatimuksensa. Niiden tulee olla yksinkertaisia eikä niissä saa olla paljon liikkuvia tai pieniä osia, jotka työmaalla helposti hukkuvat.

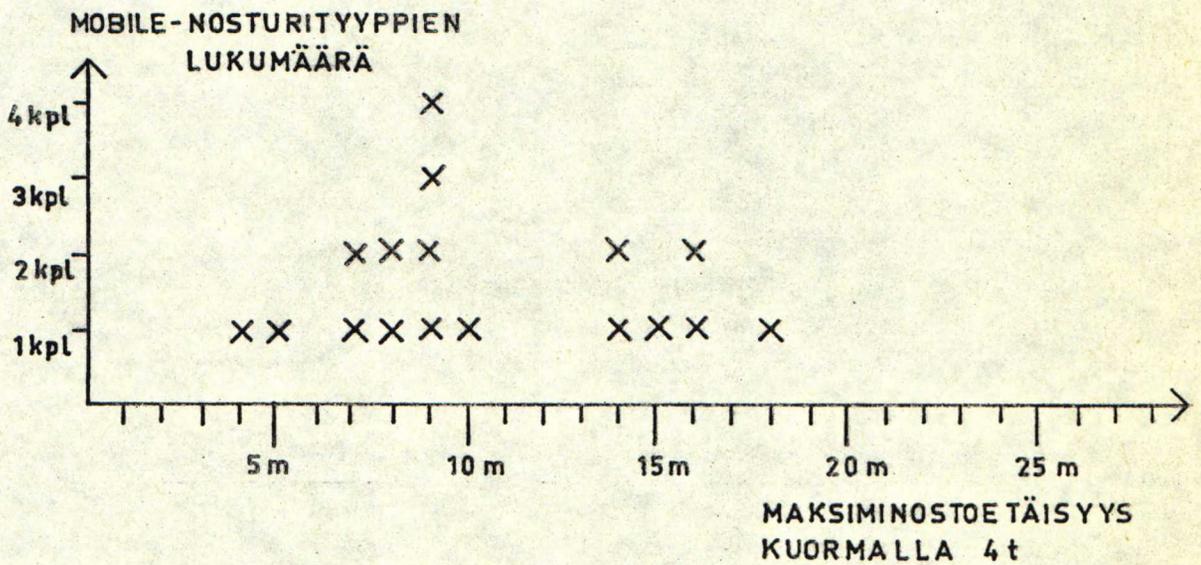
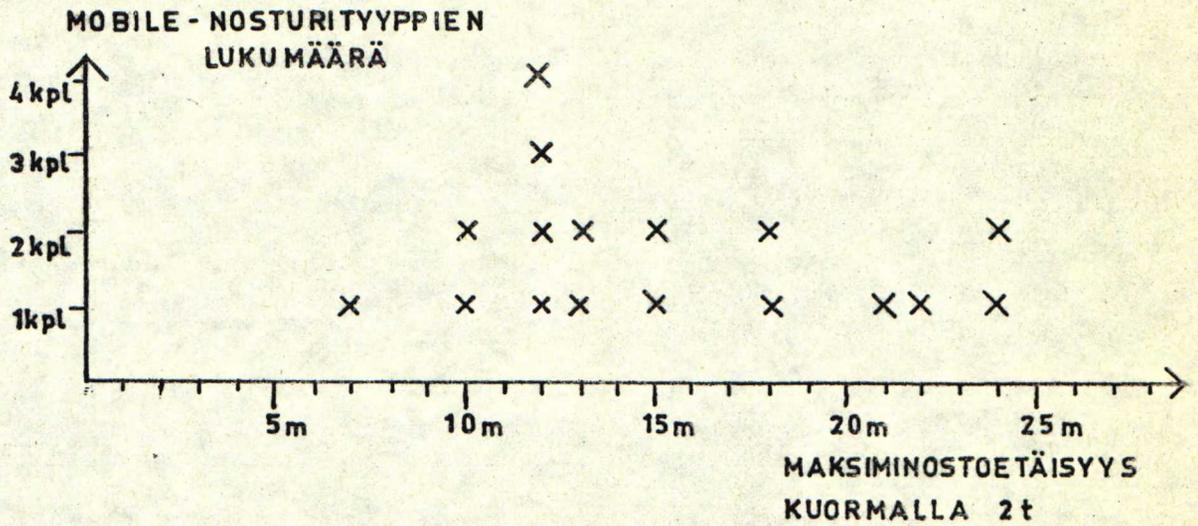
Elementtien suunnittelun vaikuttaa myös saatavissa oleva nostokalusto. Koska tässä tutkimuksessa tarkasteltavan elementtijärjestelmän pääasiallisia käyttökohteita ovat pientalot sekä pienehköt koulu- ja lastentarharakennukset, joiden elementtiasennukset voidaan tehdä jopa 3-4 tunnissa ei torninostureiden käyttö asennustöissä ole mielekäästä nosturin pitkän asennusajan johdosta. Tällöin jäävät nosturivaihtoehdoiksi mobile- ja autonosturit, jotka ovat nopeasti siirrettävissä asennustyömaalta toiselle. Näiden nostureiden suuri liikkuvuus on etu myös suhteellisen suuren runkosyvyyden omaavan rakennuksen

pystytyksessä. Tällöin voidaan nosturilla kiertää rakennusta ja suorittaa elementtien nostot rakennuksen eri sivuilta, jolloin nosturin nostokapasiteetin ei tarvitse olla kovin suuri.

Mobile- ja autonostureiden nostokapasiteetti on viime aikoina kasvanut huomattavasti, joten sen vaikutus elementtien suunnitteluun on hieman pienentynyt. Nosturin hinnan tai vuokran suuruus on kuitenkin riippuvainen sen nostokapasiteetista, joten on edullista tehdä elementeistä mahdollisimman kevyitä.

Kuvassa 2 on esitetty 17 Suomessa markkinoitavan mobilenosturin maksiminostoetäisyydet 2 t:n ja 4 t:n kuormilla. Diagrammeista havaitaan nostoetäisyyksien olevan melko tasan jakautuneina välille 7 m - 24 m 2 t:n kuormalla ja 4 m - 18 m 4 t:n kuormalla, joten rakennusten runkosyvyyksien vaihteluiden mukaan voidaan aina löytää sopivan kokoinen nosturi asennustyöhön. Koska 4 t:n kuormalla maksiminostoetäisyys mobilenostureilla on n. 18 m voidaan rakennuksen runkosyvyys kasvattaa jopa noin 30 metriin nosturin toimies- sa rakennuksen perustusten ulkopuolelta. Vielä suurempiin runkosyvyys- vyyksiin päästään, jos perustukset voidaan tehdä siten, että nosturi pääsee ajamaan rakennuksen "sisälle". Tämä ei tosin ole mahdollista kuin yksikerroksisissa rakennuksissa. Tällöinkin alapohjat on tehtävä maavaraislaattoina, jotka on mitoitettu myös nosturikuormalle.

Kun vielä otetaan huomioon, että autonostureilla päästään edellä esitettyjä arvoja suurempiin nostokapasiteetteihin (jopa 114 t 3.65 m:n etäisyydelle) voidaan todeta, että asennuskaluston vaikutus elementtien suunnitteluun ei johdu niinkään nostureiden rajoitetusta nostokapasiteetista kuin asennustyön kustannusten rajoittamisesta.



Kuva 2.

Mobile-nostureiden maksiminostoetäisyydet 2 t:n ja 4 t:n kuormilla

### 1.3 Kuormat

#### 1.31 Yleistä

Sanalla kuorma tarkoitetaan tässä tutkimuksessa kaikkia elementtiin kohdistuvia rasituksia, jotka asettavat elementin suunnittelulle vaatimuksia. Tällaisia ovat esimerkiksi hyötykuormat (oleskelu-, lumi-, tuuli- yms. kuormat), äänentasoero ja lämpötilaero.

Betonielementit on suunniteltava voimassa olevien betonielementtinormien (kukulaitosten ja yleisten töiden ministeriön päätös valtioneuvoston betoni- ja teräsbetonirakenteiden määräyksistä antaman päätöksen soveltamisesta betonielementtirakenteisiin no. 298/67) mukaan. Ko. päätös on annettu 20.6.1967. Sen 1 §:n 4:n momentin mukaan suunnittelussa ja valmistuksessa on noudatettava betoninormien (valtioneuvoston päätös betoni- ja teräsbetonirakenteita koskevista määräyksistä (296/67)) määräyksiä. Saman momentin mukaan on noudatettava myös betoninormien soveltamisohjeita (kukulaitosten ja yleisten töiden ministeriön päätös valtioneuvoston betoni- ja teräsbetonirakenteiden määräyksistä antaman päätöksen soveltamisesta (297/67)), jollei betonielementtinormeissa ole toisin määrätty.

Jännitettyjen rakenteiden suunnittelussa on noudatettava jännitettyjen betonirakenteiden normeja.

Betonielementtinormien 4 §:n 2 momentin mukaan on laskelmissa otettava huomioon kaikki rakenteeseen vaikuttavat kuormitukset.

## 1.32 Hyötykuormat

Betoninormien 49 §:n 1 momentin mukaan on betoni- ja teräsbetonirakenteiden suunnittelussa noudatettava voimassa olevia kuormitusmääräyksiä. Tällä hetkellä on voimassa sisäasiainministeriön päätös rakennusten vähimmäiskuormista (no. 763/1973), joka on annettu 1.10.1973 ja astunut voimaan 1.11.1973. Tämän päätöksen, josta seuraavassa käytetään nimitystä kuormitusnormit, mukaan kuormalla tarkoitetaan sellaista voimaa tai muuta vaikutusta, joka aiheuttaa rakenteeseen jännityksiä tai muodonmuutoksia.

Kuormitusnormien mukaan hyötykuormilla tarkoitetaan kuormia, jotka rakennuksen käyttötarkoituksen mukaisen käytön on katsottava aiheuttavan rakenteisiin. Niitä ovat oleskelukuorma, kokoontumiskuorma, tungoskuorma ja tavarakuorma. Ne voivat vaikuttaa pinta-, viiva- tai pistekuormina.

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutussuunta ja -tapa			
	pystysuora		vaakasuora	
	pintakuorma kN/m <sup>2</sup> (kp/m <sup>2</sup> )	pistekuorma kN (kp)	viivakuorma kN/m (kp/m)	pistekuorma kN (kp)
Oleskelukuorma I .....	1,5 (150)			
Oleskelukuorma II .....	2,0 (200)			
portaat ja käytävät .....	2,5 (250) <sup>1</sup>	1,5 (150) <sup>2</sup>	0,4 (40)	0,3 (30)
Kokoontumiskuorma .....	2,5 (250)			
portaat ja käytävät .....	4,0 (400)			
Tungoskuorma .....	4,0 (400)		0,8 (80)	
<b>Tavarakuorma</b>				
varasto- ja tuotantotilat ....	5,0 (500)	20 (2 000)	0,4 (40)	0,3 (30) <sup>3</sup>
henkilöautojen suojat ja paikoitustasot .....	2,5 (250)	10 (1 000)	—	5 (500) <sup>4</sup>
muut autosuojat ja paikoitustasot .....	4,0 (400)	20 (2 000)	—	10 (1 000) <sup>4</sup>
katto- ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu..	8,0 (800)	40 (4 000)	—	20 (2 000)

<sup>1</sup> Asuntojen sisäisten portaiden pintakuormaksi saadaan otaksua 1,5 kN/m<sup>2</sup> (150 kp/m<sup>2</sup>).

<sup>2</sup> Portaissa 2,0 kN (200 kpl).

<sup>3</sup> Mikäli tiloissa käytetään trukkikuormaa, on vaakasuoraksi pistekuormaksi otaksuttava 5 kN (500 kp).

<sup>4</sup> Ei koske yhden auton syvyisiä yksinkertaisia suojia.

Kantamattomien väliseinien vaikutus ei sisälly taulukossa esitettyihin arvoihin, joten se on otettava erikseen huomioon.

Taulukossa 2 on esitetty kuormitusnormien mukaiset hyötykuormien vähimmäisarvot. Hyötykuormat on taulukossa jaettu eri käyttöolosuhteiden mukaisiin kuormiin.

Oleskelukuorman I katsotaan esiintyvän tiloissa, joiden käyttö edellyttää asumista tai kuormituksen kannalta asumiseen verrattavaa käyttötapaa. Tällaisia ovat esimerkiksi asunnot, sairaaloiden potilashuoneet, majoitusliikkeiden vierashuoneet sekä niiden aputilat, joihin luetaan myös asuinhuoneistojen säilytystilat ullakoilla.

Oleskelukuorman II katsotaan esiintyvän toimistohuoneissa, luokkahuoneissa ja käyttötarkoitukseltaan niihin verrattavissa tiloissa.

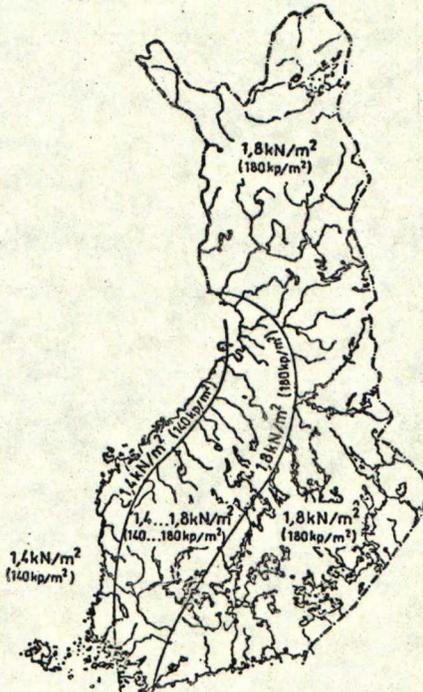
Kokoontumiskuorman katsotaan esiintyvän tiloissa, joiden käyttö edellyttää kokoontumista, muttei tungosta. Tällaisia tiloja ovat esimerkiksi luentosalit ja kokoushuoneet.

Tungoskuorman katsotaan esiintyvän tiloissa, joiden käyttö edellyttää kokoontumisen ohessa myös tungostilanteita. Tällaisia ovat esimerkiksi voimistelu- ja juhlasalit, myymälät, tanssisalit ja -lavat, urheilukenttien katsomot sekä ravitsemusliikkeiden yleisötilat. Tungoskuorman katsotaan esiintyvän myös kaikilla parvekkeilla.

Tavarakuorman katsotaan esiintyvän tiloissa, joita käytetään varastointiin, tavaroiden tuotantoon tai liikennetiloina. Tavarakuorma on määritettävä kussakin tapauksessa odotettavissa olevien todellisten olosuhteiden mukaan, mutta kuitenkin ei tavarakuormaa saa otaksua taulukossa 2 esitettyjä vähimmäisarvoja pienemmäksi.

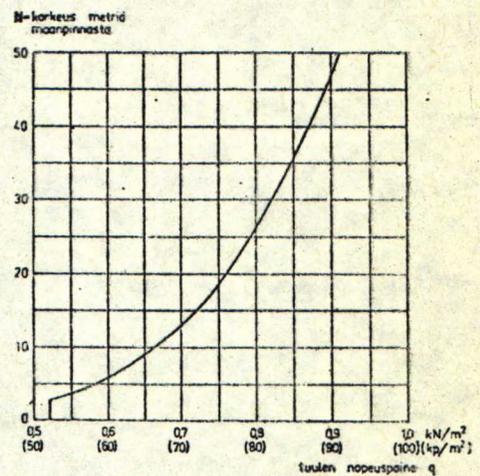
Luonnonkuormista kuormitusnormit antavat ohjearvot vain lumi- ja tuulikuormille ja toteavat, että muut rakenteisiin mahdollisesti kohdistuvat kuormat kuten esimerkiksi maanpaine, vedenpaine sekä lämpötilamuutokset ja -erot on otettava huomioon olosuhteiden mukaan.

Lumikuorma lasketaan säätieteellisesti havaittujen enimmäisarvojen mukaan. Ellei luotettavin selvityksin muuta osoiteta, edellytetään lumikuorman suuruuden katon vaakasuoraa projektiota kohti olevan kuvassa 3 olevasta karttakuviosta ilmenevän suuruinen. Mikäli paikalliset erityisolosuhteet aiheuttavat kokemuksen mukaan suurempia lumikuormia, on suunnittelussa käytettävä olosuhteisiin nähden riittäväksi katsottavaa lumikuorma-arvoa. Suurehkoihin kattosyvennyksiin ja katon yläpuolelle kohoavan seinämän viereen alueelle, jonka leveys on seinämän korkeus kaksinkertaisena, kuitenkin enintään 5 m, otaksutaan kasaantuvan vähintään 1.5-kertaisen lumikuorman.



Kuva 3.

Lumikuorma



Kuva 4.

Tuulen nopeuspaine

Rakennuksen runkoon ja tuulen vaikutukselle alttiisiin pintoihin kohdistuvat tuulivoimat lasketaan säätieteellisesti havaittujen tuulen enimmäisnopeuksien aiheuttaman nopeuspaineen ja rakennuksen muodosta sekä tuulen suunnasta riippuvien muoto- ja painekertoimien avulla. Ellei luotettavien selvityksin muuta osoiteta, käytetään nopeuspaineena kuvasta 4 saatavia arvoja. Kuviossa nopeuspaine  $q$  muuttuu kaavan  $q = 0.66 \left(\frac{H}{10}\right)^{1/5} \text{ kN/m}^2$  mukaisesti korkeudesta  $H = 3.0 \text{ m}$  ylöspäin.

Ulkosaarilla ja tuulisuudeltaan niihin verrattavilla merenrantapaikoilla on käytettävä vähintään 25 % suurempia nopeuspaineen arvoja.

Määriteltäessä tuulivoimaa, joka kohdistuu koko rakennukseen tai kokonaisuutena toimivaan rakennuksen tai pinnan osaan, jonka suurin mitta pysty- tai vaakasuunnassa ylittää 20 metriä, voidaan kuviossa saatavaa nopeuspainetta vähentää. Mitan ollessa 20...50 metriä on vähennys vastaavasti 0...0.15  $\text{kN/m}^2$ , jolloin väliarvot interpoloidaan. Mitan ollessa yli 50 metriä on vähennys 0.15  $\text{kN/m}^2$ .

Näiden kuormien lisäksi on elementin suunnittelussa otettava huomioon rakenteiden omapaino, millä tarkoitetaan kantavien rakenteiden ja pysyvään käyttöön tarkoitettujen kiinteiden rakennusosien painoa. Rakenteiden omapaino lasketaan rakennusaineiden ja -tarvikkeiden painojen sekä rakennusosien mittojen perusteella, jolloin voidaan käyttää yleisesti hyväksytyjä aineiden tilavuuspainoja.

Pysyvään käyttöön tarkoitettuja rakennusosia voivat olla esimerkiksi alaslaskut, lämpöeristeet, katteet ja kevyet väliseinät sekä erilaiset tilaelementit kuten kylpyhuone-, WC- ja saunakomponentit.

Näistä ensin mainittujen vaikutus mitoitukseen on helposti otettava huomioon, koska niiden painon voidaan katsoa jakautuvan tasaisesti koko tasoelementille. Sen sijaan tilaelementtien huomioon ottaminen on paljon vaikeampaa, koska ne usein tuetaan pistemäisesti ja niiden sijainti elementillä voi vaihdella.

Betonelementtinormien 4 §:n 4 momentin mukaan on rakenteisiin kohdistuvien vaakavoimien vaikutus laskettava rakenteiden kuormitukselle yleisesti asetettavien vaatimusten mukaan. Sen on kuitenkin vastattava vähintään sellaista kuormitusta, joka saadaan olettamalla rakenteisiin vaikuttavan paitsi tuulivoimaa ja muita vaakasuoria voimia lisärasituksen, jonka suuruus on  $Q/100$ . Rakennuksen pituussuunnassa vaikuttavaa lisäkuormitusta laskettaessa saa käyttää arvoa  $B/L \cdot Q/100$ , ei kuitenkaan pienempää arvoa kuin  $Q/250$ . Kaavoissa  $Q$  on rakennuksen kokonaiskuorma eli oman painon ja hyötykuorman summa,  $B$  on rakennuksen leveys ja  $L$  on rakennuksen pituus.

Lisäksi liitosten suunnittelussa on otettava huomioon, että betonelementtinormien 11 §:n 7 momentin mukaan jäykkänä levynä toimiva elementtivalipohja on aina varustettava elementit toisiinsa yhdistävillä, lähelle välipohjan ulkoreunaa sijoitetuille liitosteräk-sillä, jotka on mitoitettu kysymyksessä olevan kuormituksen määrämälle vetovoimalle. Tämän rengasankkurin on kuitenkin kestettävä vähintään 30 kN:n vetovoima.

### 1.33 Lämpötilaero

Lämpötilaero voi syntyä rakenteeseen joko luonnonolosuhteiden tai tulipalon aiheuttamana. Koska lämpötilaero aiheuttaa rakenteisiin muodonmuutoksia ja jännityksiä on nämä joko huomioitava mitoituksessa tai lämpötilaero itse kantavan rakenteen eri pintojen välillä on pyrittävä estämään. Helpoimmin tämä käy päinsä lämpö- ja paloeristysten avulla.

#### 1.331 Vähäinen lämpötilaero (normaali tilanne)

Kylmänä vuodenaikana jatkuvaan käyttöön tarkoitettuja asuinhuoneita, työhuoneita ja kellaritiloja rajoittavien ulkoseinien, ylä- ja alapohjien, ikkunoiden ja muiden ulkoilmaa tai kylmää tilaa vasten olevien rakennusosien tulee olla lämpöteknisiltä ominaisuuksiltaan sellaisia, että ne täyttävät asumismukavuuden ja terveyden kannalta riittävät vaatimukset.

Entistä suurempaa huomiota tulee lämpöeristysten suunnittelulle asettaa myös sen johdosta, että viime aikoina ovat energiakustannukset nousseet huomattavasti, mikä on nostanut rakennusten lämmityskustannuksia. Koska lämmityskustannukset muodostavat suuren osan rakennuksen käyttökustannuksista ja lämpöeristeiden osuus koko rakennuksen hinnasta on suhteellisen pieni, saadaan ajan mittaan taloudellisempia ratkaisuja käyttämällä suhteellisen paksuja eristyskerroksia.

Eriyistä huomiota on kiinnitettävä elementtien saumojen eristämiseen, jotta saumoissa usein esiintyvät lämpövuodot pystytään estämään.

Koska nyt tarkasteltava elementtijärjestelmä on tarkoitettu "jokamiehen" elementtijärjestelmäksi on elementtien täytettävä myös asuntohallituksen suunnitteluohjeet ja määräykset koskien valtion asuntolainoittamia kiinteistöjä (ns. Arava-taloja). Näissä ohjeissa annetaan minimiarvot ulkoseinien sekä ylä- ja alapohjien lämmönläpäisykertoimille.

Ohjeiden mukaan rakennusten yläpohjien lämmönläpäisykerroimet (K-arvot) eivät saa ylittää lukuja  $0.20 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.23 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$  puurakenteisilla yläpohjilla ja  $0.25 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.29 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$  kivirakenteisilla yläpohjilla.

Rakennusten maanvaraiset alapohjat tulee suunnitella ja rakentaa asuinhuoneistojen kohdalta siten, etteivät niiden lämmönläpäisykerroimet ylitä arvoa  $0.35 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.41 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$  ja yhden metrin levyisellä reunakaistalla ulkoseinän vieressä arvoa  $0.30 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.35 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$ .

Ulkoilmaa vasten olevan alapohjan lämmöneristyksessä tulee noudattaa vastaavan ulkoseinän ohjeita, joissa ulkoseinät suositellaan tehtäväksi siten, että niiden lämmönläpäisykerroimet eivät ylitä arvoja  $0.25 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.29 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$  puuseinissä ja  $0.30 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.35 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$  kivirakenteisissa seinissä (seinän paino yli  $200 \text{ kg/m}^2$ ). Toistaiseksi voidaan kuitenkin käyttää myös nykyisiä ulkoseinärakenteita sekä eristyspaksuuksia siten, että kevytrakenteisen seinän (puuseinän) lämmönläpäisykerroin ei saa missään tapauksessa ylittää lukua  $0.30 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.35 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$  eikä kiviseinän (esim. sandwich-elementti) vastaavasti lukua  $0.35 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C} \approx 0.41 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$ .

Lisäksi määrätään, että erityistä huomiota on kiinnitettävä työn laatuun sekä erilaisten saumakohtien kuten elementtien välisten saumojen sekä seinä- ja karmirakenteiden välisten liitosten huolelliseen tiivistämiseen.

### 1.332 Suuri lämpötilaero (tulipalo)

Suomessa voimassa olevista rakennusten paloturvallisuusmääräyksistä tärkein on sisäasiainministeriön päätös rakennusten palonkestävyydestä (no. 327/62) eli ns. palonkestävyyspäätös. Tämän päätöksen mukaan milloin uudisrakennuksen rakentamiseen tai muuhun rakentamistoimenpiteeseen on haettava lupa, on ko. päätöstä noudatettava, jollei muualla ole toisin säädetty tai asemakaavassa taikka rakennusjärjestyksessä toisin määrätty.

Palonkestävyyspäätöksessä jaetaan rakennustarvikkeisiin käytettävät aineet paloluokitustiedotuksissa määrätyn perustein palamattomiin ja palaviin, jolloin palavat aineet voidaan vielä jakaa alaryhmiin.

Palamattomista ja/tai palavista aineista tehdyt rakennustarvikkeet jaetaan a-, b-, c- ja d-luokkiin seuraavasti:

1. a-luokkaan kuuluvat rakennustarvikkeet, jotka eivät syty eivätkä käytännöllisesti katsoen kehittä savua tai palavaa kaasua.
2. b-luokkaan kuuluvat rakennustarvikkeet, jotka syttyvät ja voivat palaa niin kauan kuin ulkopuolinen kuumuus vaikuttaa, mutta eivät itsenäisesti pysty ylläpitämään palamista eikä kytemistä ja kehittävät vain vähäisessä määrin savua tai palavaa kaasua.

3. c-luokkaan kuuluvat rakennustarvikkeet, jotka syttyvät ja jatkavat itsenäisesti palamista tai kytemistä ulkopuolisen kuumuuden vaikutuksen lakattua tai joista näissä olosuhteissa kehitty runsaasti savua taikka palavaa kaasua.
4. d-luokkaan kuuluvat rakennustarvikkeet, jotka syttyvät erittäin helposti ja jatkavat itsenäisesti palamista tai joista näissä olosuhteissa kehitty runsaasti savua tai palavaa kaasua.

Missä määrin b-, c- ja d-luokan rakennustarvikkeet saavat kehittää haittaavia, kuten myrkyllisiä ja syövyttäviä kaasuja määrätään paloluokitustiedotuksissa.

Palonkestävyyispäätöksen mukaan seinät, pilarit, välipohjat ja eräät muut rakennusosat luokitellaan niiden palonkestoajan perusteella tuntiluokkiin, kuten 4 tunnin tai sitä ylempään luokkaan, 2 tunnin, 1 tunnin, 1/2 tunnin, 1/4 tunnin tai sitä alempaan luokkaan.

Rakennusosaa luokiteltaessa annetaan palonkestoajan lisäksi tarvittaessa määräykset niiden rakennustarvikkeiden paloteknisestä luokasta, joista kyseessä oleva rakennusosa muodostuu, ja muista rakennusosan palonkestävyyteen tai palon leviämismomenteihin vaikuttavista tekijöistä. Tämän perusteella jaetaan rakennusosat a-, b-, c- ja d-luokkiin:

1. a-luokan rakennusosan tulee olla tehty käytännöllisesti katsoen kokonaan a-luokan rakennustarvikkeista.
2. b-luokan rakennusosan tulee olla tehty kokonaan b-luokan rakennustarvikkeista. Kuitenkin se saa sisältää myös c- tai d-luokan rakennustarvikkeita, jos ne on suojattu tai sijoitettu paloluokitustiedotuksissa määrättyllä tavalla.

3. c-luokan rakennusosan tulee olla kokonaan ainakin c-luokan rakennustarvikkeista. Kuitenkin se saa sisältää myös d-luokan rakennustarvikkeita, jos ne on suojattu tai sijoitettu paloluokitustiedotuksissa määrättyllä tavalla.
4. d-luokan rakennusosa saa olla kokonaan d-luokan rakennustarvikkeista.

Suojaverhouksella tarkoitetaan rakennusosaa peittävää kerrosta, joka ei ole kuulunut rakennusosaan sitä luokiteltaessa ja jota käytetään rakennusosan suojana rakennusosan paloteknillisten ominaisuuksien parantamiseksi kuumuuden vaikutuksia vastaan. Suojaverhousta voidaan käyttää myös kohottamaan rakennusosan tunti- luokkaa. Suojaverhoukset luokitellaan a-, b- ja c-luokkiin ja sen lisäksi niiden suojauskyvyn mukaan tunti- luokkiin edellä olevan mukaisesti. Luokituksissa on otettava huomioon myös verhousten kiinnittämiseen käytetyt rakennustarvikkeet ja kiinnitystapa.

Sisäasiainministeriön 12.5.1965 antaman paloluokitustiedotuksen (no. 100/22) mukaan on rakennusosan luokkaa määrättäessä otettava palamisominaisuuksien ohella tarvittaessa huomioon kuumuuden johdosta syntyvät olotilan muutokset, kuten sulaminen ja pisaroituminen, lujuus- ym. ominaisuuksien muuttuminen, muodonmuutokset, rakennusosan ominaisuudet levittää paloa ja kehittää savua sekä palavia tai syövyttäviä tai myrkyllisiä kaasuja.

Palonkestävyyspäätöksessä jaetaan rakennukset paloteknillisten perusteiden mukaan A-, B-, C-, D- ja E-luokkiin. Rakennus voidaan rakennusluvan myöntävän viranomaisen määräämin ehdoin jakaa myös osiin, jotka kuuluvat eri luokkiin.

Rakennusten luokkajaon eräänä pääkriteeriona on rakennuksen korkeus. A-luokkaan kuuluvat kaikki yli 28 m korkeat rakennukset, B-luokan rakennuksen korkeus saa olla enintään 28 m, C-luokan enintään 14 m sekä D- ja E-luokan rakennusten korkeus enintään 7 m.

A-, B- ja C-luokan rakennuksissa ja osastoissa tulee kantavien, osastoivien ja muiden rakennusosien täyttää liitteessä 1 olevan taulukon vaatimukset. D- ja E-luokan rakennuksissa on yhteen rakentamisessa noudatettava mitä taulukon kohdassa 4 on määrätty sekä soveltuvin osin muita kohtia.

Taulukossa esiintyvät palokuormaryhmät "suuri", "keskisuuri" ja "pieni". Palonkestävyyspäätöksen mukaan palokuorman suuruus määrätään käytännössä ensi sijassa rakennusten tai niihin kuuluvien tilojen käyttötavan perusteella, josta syystä ne jaetaan palokuormaryhmiin:

1. Pieneen, jossa keskimääräinen palokuorma on yleensä enintään  $50 \text{ kg/m}^2$ . Tähän ryhmään kuuluvat yleensä asuin- ja toimistohuoneet, eräät myymälähuoneistot, opetuslaitosten huoneistot, hui- ja kokoontumishuoneistot, majoitus- ja ravitsemusliikkeiden sekä sairaanhoito-, huolto- ja rangaistuslaitosten huoneistot.
2. Keskisuureen, jossa keskimääräinen palokuorma on yleensä yli  $50 \text{ kg/m}^2$ , mutta enintään  $100 \text{ kg/m}^2$ . Tähän ryhmään kuuluvat yleensä myymälähuoneistot sekä eräät tehtaat ja työhuoneistot.

3. Suureen, jossa keskimääräinen palokuorma on yleensä yli  $100 \text{ kg/m}^2$ . Tähän ryhmään kuuluvat yleensä varasto- ja tehdashuoneistot sekä tehdashuoneistoihin verrattavat työhuoneistot.

Jos palokuorma on yli  $200 \text{ kg/m}^2$  tai jos muut olosuhteet sitä vaativat, voi rakennusluvan myöntävä viranomainen antaa rakennusosien palonkestävyydestä lisämääräyksiä paloluokitustiedotuksissa määrätyn perusteiden. Samoin voi rakennusluvan myöntävä viranomainen myöntää helpotuksia näistä määräyksistä, milloin palokuorma on enintään  $25 \text{ kg/m}^2$  tai muut olosuhteet sen sallivat. D- ja E-luokan rakennukset kuuluvat edellä oleviin ryhmiin vain soveltuvien osien.

Rakennuksen paloteknisellä osastolla tarkoitetaan rakennuksessa olevaa jaettua tai jakamatonta tilaa, jota rajoittavat edellä määrätyn palonkestävyyden omaavat rakennusosat (osastoivat rakennusosat). Rakennuksen eri kerrokset, kellarit, ullakot, poistumistiet ja asuinhuoneistot on muodostettava yleensä eri osastoiksi. Osaston pinta-ala saa A-, B- ja C-luokan rakennuksissa olla enintään  $600 \text{ m}^2$ .

Kaksikerroksisen D-luokan rakennuksen yhteenlaskettu kerrosala saa olla enintään  $600 \text{ m}^2$  ja kaksikerroksisen E-luokan rakennuksen enintään  $300 \text{ m}^2$ . Yksikerroksisen D-luokan rakennuksen kerrosala saa olla enintään  $900 \text{ m}^2$  ja yksikerroksisen E-luokan rakennuksen enintään  $450 \text{ m}^2$ .

Jos rakennuksen eri kerrokset ovat avoimessa yhteydessä keskenään tai kellariin taikka jos niitä ei ole erotettu osastoivilla rakennusosilla, muodostavat nämä tilat yhden osaston, jonka pinta-ala on siihen kuuluvien tilojen pinta-alojen summa.

## 1.34 Äänentasoero

Ääneneristystä ja meluntorjuntaa koskevat määräykset ovat hajanaisia ja niitä esiintyy monissa eri ryhmissä. Rakennusten kannalta tärkeimmät perustuvat rakennuslakiin ja -asetukseen, työlainsäädäntöön ja moottoriajoneuvoasetukseen. Terveystenhoitoa koskevissa määräyksissä ja yleisissä järjestyssäännöissä puhutaan myös melusta. Seuraavassa käsitellään tarkemmin eräitä näiden määräysten tärkeimpiä kohtia.

Rakennuslaki edellyttää, että rakennukset on ympäristöineen pidettävä sellaisessa kunnossa, että se tyydyttää mm. terveydellisyyden vaatimukset.

Rakennusasetuksen 76 § kieltää asuntotontille tai yleisen rakennuksen tontille sijoittamasta laitosta, joka mm. tärinän tai melun takia aiheuttaa pysyväistä, kohtuutonta rasitusta tontille tai lähellä asuville. 79 § taas edellyttää, että asuinhuoneisto on rakennettava niin, että siinä on tyydyttävä ääneneristys. Tämän pykälän määräyksiä on soveltuvin osin noudatettava myös työhuoneiden osalta.

Ääneneristysnormit (1967) 1971 on RIL:n normitoimikunnan laatima ohje, jota on pidettävä lähinnä tahdonvaltaisena normina. Sen merkitys kasvaa kuitenkin huomattavasti, kun ryhdytään tulkitsemaan rakennusasetuksen sanontaa "tyydyttävä ääneneristys". Rakennusluvan myöntävät viranomaiset ovat usealla paikkakunnalla, mm. Helsingissä, ottaneet tulkintaohjeekseen ainakin asuinrakennusten osalta juuri nämä normit.

RIL:n ääneneristysnormit koskevat ainoastaan talonrakennuksen piiriin kuuluvia rakennuksia ja ne määrittelevät rakenteiden pienimmät

sallitut ääneneristysarvot ja rakennuksiin kiinteästi liittyvien koneiden ja laitteiden eri huonetiloihin aiheuttamat suurimmat sallitut melutasot.

Taulukko 3.

*Ilmaääneneristysindeksin  $I_a$  minimiarvot ja askeläänentasoindeksin  $I_i$  maksimiarvot (dB). Huoneiston huoneisiin luetaan taulukossa asuinhuoneiden lisäksi myös keittiö, wc-, kylpy- ja suihkuhuone.*

	Ilmaääneneristysindeksin $I_a$ (dB) vähimmäisarvot		Askeläänentasoindeksi $I_i$ (dB) enimmäisarvot
	vaaka-suorassa	pysty-suorassa <sup>1)</sup>	
<b>Kytkeydyt pientalot</b>			
Eri huoneistoissa sijaitsevien huoneiden ja tilojen välillä lukuun ottamatta asuntojen varastotilaa .....	55	55	63 <sup>2)</sup>
Asuinhuoneiden ja asuntojen varastotilan välillä .....	52	52	63
<b>Muut asuintalot</b>			
Eri huoneistoissa sijaitsevien huoneiden ja tilojen välillä .....	52	53	63 <sup>2)</sup>
Asuinhuoneiden ja porrashuoneen, käytävän, ullakon tai kellarin välillä .....	52 <sup>3)</sup>	53	68
<b>Hotellit<sup>4)</sup></b>			
Vierashuoneiden ja muiden tilojen välillä, joissa ihmisiä jatkuvasti oleskelee, portaita ja käytäviä lukuun ottamatta .....	52	53	63 <sup>2)</sup>
Vierashuoneiden ja portaiden tai käytävien välillä .....	52 <sup>3)</sup>	53	68
<b>Hoitolaitokset<sup>5)</sup></b>			
Tilojen välillä, joissa ihmisiä jatkuvasti oleskelee, ei kuitenkaan portaiden tai käytävien ja potilas-, tutkimus- tai toimenpidehuoneiden välillä .....	52	53	63 <sup>2)</sup>
Potilas-, tutkimus- tai toimenpidehuoneiden ja portaiden tai käytävien välillä .....	48 <sup>3)</sup>	49	63
<b>Koulut<sup>6)</sup></b>			
Luokkahuoneiden ja sellaisten tilojen välillä, joissa ihmisiä jatkuvasti oleskelee, portaita ja käytäviä lukuun ottamatta .....	48	51	75
Luokkahuoneiden ja porrashuoneiden tai käytävien välillä .....	44 <sup>3)</sup>	51	75
<b>Toimisto- ja liiketalot</b>			
Toimisto- ja liikehuoneiston työhuoneiden ja ulkopuolisten tilojen välillä portaita tai käytäviä lukuun ottamatta .....	44	45	75

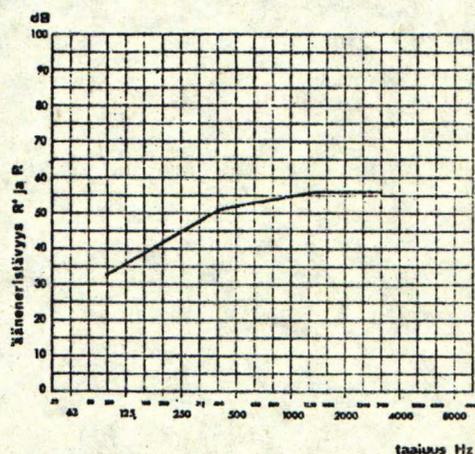
Näiden ääneneristysnormien mukaan rakennukset on suunniteltava ja rakennettava siten, että taulukossa 3 annettuja ilmaääneneristysindeksejä  $I_a$  ei aliteta eikä askeläänentasoindeksejä  $I_i$  ylitetä.

Ilmaääneneristysindeksi  $I_a$  (dB) osoittaa rakennuksessa kahden huoneen välillä mitattua ja ääneneristävyyden vertailukäyrään vertailemalla laskettua ilmaääneneristystä.  $I_a$ :n arvoa laskettaessa siirretään ääneneristävyyden vertailukäyrää 1 dB:n hyppäyksin sellaiseen asemaan, että siirretyn vertailukäyrän ja mitatun käyrän vastinartojen erotukset täyttävät seuraavat ehdot:

- a) vertailukäyrän alapuolella olevien erotusten summa 16:lla eri mittaustaaajuudella ei ylitä 32 dB ja
- b) yksinäinen poikkeama vertailukäyrän alapuolella ei ylitä 8 dB.

Ylimmässä mahdollisessa ehdot täyttävässä asemassa olevan vertailukäyrän arvo 500 Hz:n kohdalla on ilmaääneneristysindeksi  $I_a$ .

Vertailukäyrä on esitetty kuvassa 5.



Kuva 5.

Ilmaääneneristävyyden vertailukäyrä

Ääneneristävyys  $R$  (dB) ilmoittaa rakennusosan laboratoriossa mitatun ilmaääneneristykseen.

$$R = L_1 - L_2 + 10 \lg \frac{S}{A} \text{ dB , missä}$$

$L_1$  on lähetyshuoneen keskimääräinen äänenpainetaso (dB),

$L_2$  on vastaanottohuoneen keskimääräinen äänenpainetaso (dB),

$A$  on vastaanottohuoneen absorptio ( $\text{m}^2$ ) ja

$S$  on rakennusosan ala ( $\text{m}^2$ ).

Ääneneristävyys mitataan 1/3-oktaavin kaistaleveyksin 16 keskitajuudella: 100, 125, 160, 200, 250, 315, 400, 500, 630, 800, 1 000, 1 250, 1 600, 2 000, 2 500 ja 3 150 Hz.

Äänenpainetaso  $L_p$  määritellään seuraavasti:

$$L_p = 20 \lg \frac{p_1}{p_0} \text{ dB , missä}$$

$p_1$  on mitattu äänenpaine  $\text{N/m}^2$

$p_0$  on äänenpaineen vertailuarvo =  $2 \cdot 10^{-5} \text{ N/m}^2$

Absorptio  $A$  ( $\text{m}^2$ ) tarkoittaa absorptioyksiköiden määrää huonetilassa. Yksi absorptioyksikkö vastaa  $1 \text{ m}^2$ :n täydellisesti ääntäimevää pintaa, kuten esimerkiksi avointa ikkunaa.

Ääneneristävyys  $R'$  ilmoittaa rakennusosan rakennuksessa mitatun ilmaääneneristykseen. Se määritetään rakennuksessa samalla tavalla kuin  $R$  laboratoriossa. Jos yhteinen rakennusosan ala  $S$  huoneiden välillä on pienempi kuin  $10 \text{ m}^2$  tai jos yhteistä rakennusosaa ei ole, valitaan  $S$ :n arvoksi  $10 \text{ m}^2$ .

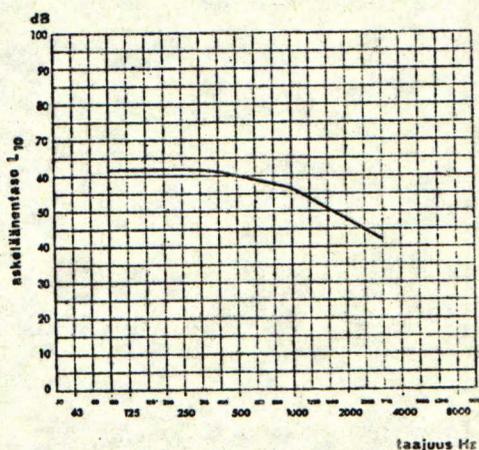
Askeläänentasoindeksi  $I_i$  (dB) kuvaa huoneessa vallitsevaa, askeläänentason vertailukäyrään vertailemalla laskettua, äänenpainetasoa

standardoidun vasarakojeen lyödessä tutkittavaan rakennusosaan.

$I_i$ :n arvoa laskettaessa siirretään askeläänentason vertailukäyrää (kuva 6) 1 dB:n hyppäyksin sellaiseen asemaan, että siirretyn vertailukäyrän ja mitatun käyrän vastinarvojen erotukset täyttävät seuraavat ehdot:

- a) vertailukäyrän yläpuolella olevien erotusten summa 16:lla eri mittaustaajuudella ei ylitä 32 dB
- b) yksinäinen poikkeama vertailukäyrän yläpuolella ei ylitä 8 dB.

Alimmassa mahdollisessa ehdot täyttävässä asemassa olevan vertailukäyrän arvo 500 Hz:n kohdalla lisättynä 5 dB:llä on askeläänentasoindeksi  $I_i$ .



Kuva 6.

Askeläänentason vertailukäyrä

Askeläänentaso  $L_{10}$  tarkoittaa äänenpainetasoa, joka vallitsee jos-  
sakin huoneessa, kun standardoitu vasarakoje lyö tutkittavaan ra-  
kennusosaan.

$$L_{10} = L_2 + 10 \lg \frac{A}{10} \text{ dB , missä}$$

$L_2$  on keskimääräinen 1/3-oktaavi-äänepainetaso vastaanottohuo-  
neessa (dB) ja

$A$  on vastaanottohuoneen absorptio ( $\text{m}^2$ ).

Askeläänentaso mitataan samoilla keskitaajuuksilla kuin ääneneris-  
tävyyskin.

#### 1.4 Erityiskysymyksiä

Elementtijärjestelmää suunniteltaessa on aina tutkittava se, miten  
eri elementit ovat liitettävissä toisiinsa toimivaksi kokonaisuudeksi.  
Tässä suhteessa suurimman vaikeuden pilari-laatta-elementtijärjes-  
telmässä aiheuttanee pilarin ja laatan välinen liitos, koska sen väli-  
tyksellä on pystyttävä siirtämään kaikki laattaelementin kuormat ele-  
mentin nurkissa sijaitseville pilareille. Jos vielä laattaelementit lii-  
tetään toisiinsa vain näiden samojen nurkkakappaleiden avulla joutuu  
nurkkakappale melko suurten kuormitusten alaiseksi. Ripalaatta-  
elementissä nurkan suunnitteluun aiheuttaa vielä lisävaikeuksia ripojen  
pienet dimensiot, jotka estävät kovin järeiden nurkkakappaleiden käy-  
tön.

Toinen pilari-laatta-elementtijärjestelmällä rakennettuihin rakennuk-  
siin liittyvä suuri ongelma on talojen jäykistäminen. Jäykistys voi-

daan tehdä joko:

- kehäjäykistykseenä, jossa pilarit ja laatat tai laattojen reunapalkit muodostavat rakennukseen kerroskehiä,
- mastojäykistykseenä, jossa rakennus jäykistetään perustuksiin jäykästi kiinnitetyillä jatkuvilla pilareilla, jotka toimivat vaakavoimiin nähden ulokepalkkeina,
- levyjäykistykseenä, jossa pilarit jatketaan nivelellisesti jokaisen kerroksen kohdalla ja vaakavoimat otetaan pilarikenttiin sijoitetuilla jäykistävillä levyillä,
- vinotukijäykistykseenä, jossa pilarit jatketaan nivelellisesti jokaisen kerroksen kohdalla ja vaakavoimat otetaan pilarikenttiin sijoitetuilla vinotuilla.

Näistä kaksi ensimmäistä vaihtoehtoa vaativat suhteellisen kookkaat pilarit, joten ne eivät tule kysymykseen tässä tapauksessa, koska tämän elementtijärjestelmän pilareina käytetään pieniä teräsputki-  
lareita, jotka on mitoitettu vain pystysuorille kuormille. Täten jäykistys on suoritettava joko levy- tai vinotukijäykistykseenä tai näiden yhdistelmänä rakennuskohteesta riippuen. Elementin suunnittelussa tulisi siis ottaa huomioon kaksi erilaista jäykistystapaa ja suunnitella kiinnitysdetaljit molemmille.

Kuten edellä kohdassa 1.332 todettiin otetaan suojaverhousten paloluokitusta määriteltäessä huomioon myös sen kiinnitystapa, joten elementtiä suunniteltaessa on mietittävä myös sitä, miten erilaiset suojaverhoukset ja/tai alaslaskut voidaan elementtiin liittää. Tässä samassa yhteydessä tulee ratkaistavaksi myös kevyiden väliseinien ja ulkoseinien liittäminen tasoelementtiin.

## 2. VAKIOELEMENTTIEN MITOITUS

### 2.1 Arkkitehtoninen mitoitus

Koska tässä tutkimuksessa tarkasteltavilla betonielementeillä on tarkoitus täydentää nyt käytössä olevan elementtijärjestelmän taso-elementtivalikoimaa ja eri materiaaleista valmistettuja elementtejä on myös voitava käyttää samassa rakennuskohteessa, määräytyvät betonielementin vaakamitat puuelementtien mittojen mukaan.

Tällöin elementtien mitoiksi tulivat 2 400 mm x 4 800 mm ja 2 400 mm x 7 200 mm. Nämä mitat on puutasoelementtejä suunniteltaessa valittu lähinnä sitä silmällä pitäen, että elementit voidaan kuljettaa vaaka-asennossa (suurin sallittu ajoneuvon leveys 2 500 mm) ja että elementit ovat moduulimittaiset (24 M (12 M, 6 M ja 3 M)) ja käännettävissä.

### 2.2 Lujuusopillinen mitoitus

#### 2.21 2 400 x 4 800 -elementti

##### 2.211 Kuormituksista

Lähteen /1/ selvitysten perusteella valittiin tasoelementin suunnittelukuormaksi  $2.5 \text{ kN/m}^2$  ( $250 \text{ kp/m}^2$ ), mikä sisältää huoneiden ja

huoneistojen välisten kevyiden väliseinien painot, kaluste- ja henkilökuormat ja alaslaskujen sekä tilaelementtien (kuten wc-, kylpyhuone- ja saunakomponentit) painot.

Koska tilaelementit voidaan tukea myös pistemäisesti, jolloin taso-elementti joutuu melko suurten pistekuormien alaiseksi, valittiin pistekuorman suunnitteluarvoksi 5.0 kN (500 kp).

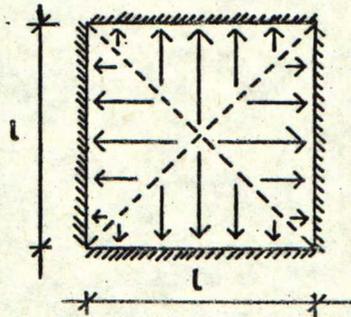
Tämän jälkeen tilaelementtien sijoitusmahdollisuuksia ja tasoelementin yleispätevyyttä päätettiin vielä parantaa ja suoritettiin uuden elementin mitoitus tasaiselle kuormalle 4.0 kN/m<sup>2</sup>.

## 2.212 Mitoitusperusteet

Ripalaatan, jonka rivat ovat ristikkäiset, tarkka laskeminen on erittäin vaikeata, koska tällaisen rakenteen voimasuureiden jakautumia ei tarkasti tunneta. Koska rakenne kuitenkin lähinnä muistuttaa arinaa, on elementin voimasuureet laskettu arinateorialla. Laskelmissa on tehty seuraavat oletukset:

1. Elementin ja pilarin välinen liitos on otaksuttu nivelelliseksi ja elementin on oletettu toimivan kimmoteorian mukaisesti. Kimmokertoimen arvoksi on oletettu  $18\,000 \cdot \sqrt{K_{28}} = 360\,000 \text{ kp/cm}^2 \approx 36\,000\,000 \text{ kN/m}^2$ .
2. Ripojen hitausmomentit ja vääntöjäyhyydet on laskettu ehjän betonipoikkileikkauksen mukaan ottaen huomioon myös ripojen laipat betoninormien 55 §:n 2 momentin mukaisesti.

3. Elementin omapaino on laskettu käyttäen teräsbetonin tilavuuspainona  $2\,400\text{ kg/m}^3$ .
4. Ripojen välisen laatanosan on oletettu kantavan tasaisen kuorman ( $p$ ) kuvan 7 mukaisesti rivoille. Tällöin ripojen kuormitukseksi tulee symmetrinen kolmiokuorma, jonka maksimiarvo on reunarivoilla  $p \cdot \frac{1}{2}$  ja keskirivoilla  $p \cdot l$ .

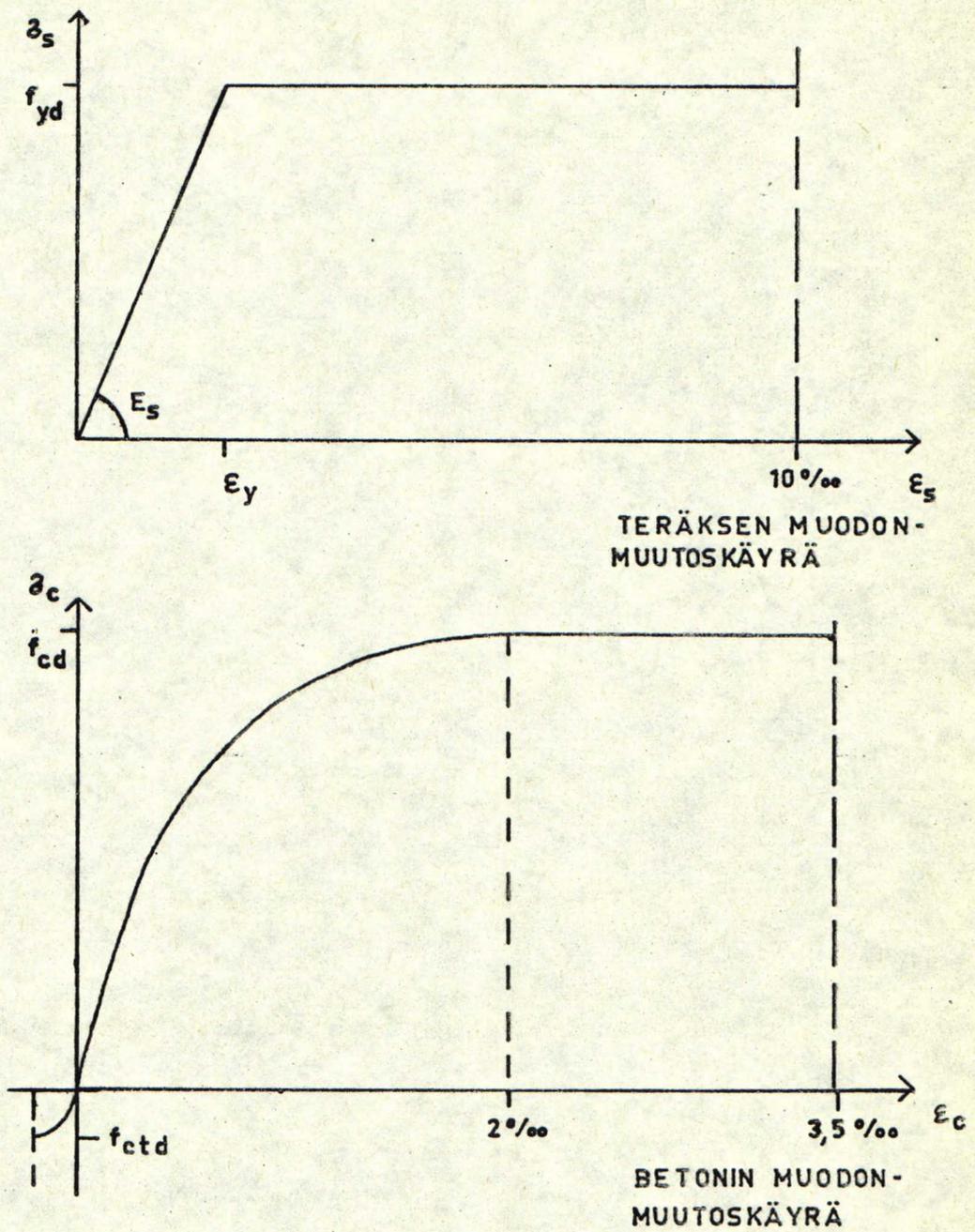


Kuva 7.  
Tasaisen kuorman jakautuminen eri rivoille

Ripojen mitoitus suoritettiin murtorajatilamitoituksena suorakaidepoikkileikkauksille. Toisin sanoen ripojen laippaa ei otettu huomioon, minkä johdosta elementtiin voidaan tehdä lävistyksiä ripojen välisiin laatanosiin pienentämättä elementin kapasiteettia.

Käytetyn rajatilamitoitusmenetelmän tärkeimmät laskelmaperusteet ovat:

1. Muodonmuutos poikkileikkauksessa on suoraan verrannollinen etäisyyteen neutraaliakselista.
2. Teräksen ja betonin muodonmuutoskäyrät ovat kuvan 8 mukaiset.



Kuva 8.

Teräksen ja betonin muodonmuutoskäyrät

3. Raudoituksen suurin sallittu muodonmuutos on  $10^{\circ}/\text{oo}$  poikkileikkauksen kapasiteettia määritettäessä.

Betonin suurin sallittu muodonmuutos puristuksessa on  $3.5^{\circ}/\text{oo}$  reunalla ja  $2^{\circ}/\text{oo}$  painopisteen kohdalla.

4. Raudoituksen ja betonin työn luokasta riippuvat varmuuskertoimet  $\gamma_s$  ja  $\gamma_c$  ovat taulukon 4 mukaiset.

Taulukko 4. Materiaalivarmuuskertoimet

Työn luokka	$\gamma_s$	$\gamma_c$
I (A)	1.1	1.2
II (B)	1.2	1.3
III (C)	1.3	1.4

Kuormituksen osavarmuuskertoimet ovat seuraavan taulukon mukaiset:

Taulukko 5. Kuormituksen osavarmuuskertoimet

Kuorman laatu	$\gamma_{\max}$	$\gamma_{\min}$
Pysyvä	1.35	0.80
Muuttuva	1.60	0.00

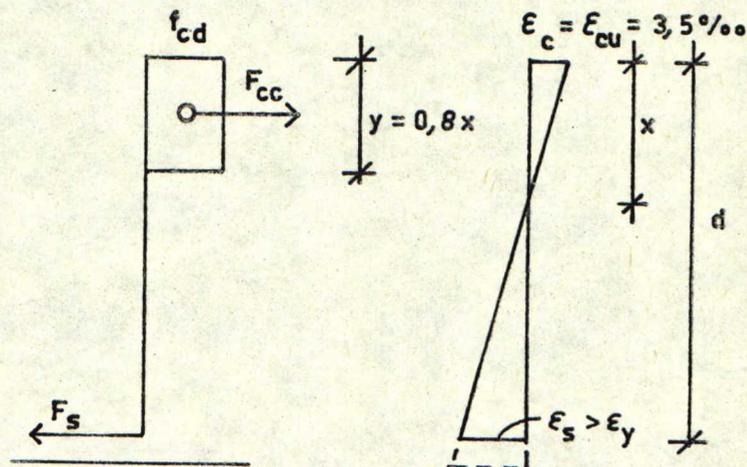
5. Betonin karakteristinen lujuus  $f_{ck}$  tarkoittaa tarkasteltavan betonimäärän lujuusarvoa, jonka alittaa enintään 10 % betonista 75 %:n todennäköisyydellä. Lujuus määritellään koe-kappaleiden avulla, jonka korkeuden suhde leveyteen = 2 (esim. normaalilieriö).

Mitoituksen perustaksi valittava betonin puristuslujuus määritellään seuraavasti:  $f_{ccd} = \frac{0.75 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ .

Mitoituksessa käytettävät betonin veto- ja taivutusvetolujuuden arvot on määritelty seuraavasti:

$$f_{ctd} = \frac{0.44 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad \text{ja} \quad f_{ctfd} = \frac{0.73 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (\text{laadut MN/m}^2).$$

6. Raudoituksen karakteristinen lujuus  $f_{yk}$  voidaan Suomessa standardoiduille teräksille määritellä standardeissa esitetyn vähimmäismyötörajan suuruiseksi. Mitoitusarvo saadaan vastaavasti:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ .
7. Betonirakenteiden suunnittelussa käytetään varmuuskertoimia puristukselle  $\gamma_c = 1.6, 1.75$  ja  $1.9$  ja taivutukselle kertoimia  $\gamma_c = 3, 3.5$  ja  $4$  vastaavasti luokissa I, II ja III.
8. Murtorajatilassa taivutetun palkin jännitys- ja muodonmuutosjakautumat ovat kuvan 9 mukaiset.



Kuva 9.

Taivutetun palkin jännitys- ja muodonmuutosjakautumat murtorajatilassa

$$\text{Merkitsemällä } \omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{ccd}}, \text{ missä}$$

$\omega$  on mekaaninen rauditusaste,

$A_s$  on vetoraudituksen pinta-ala,

$b$  on palkin leveys ja

$d$  on palkin hyötykorkeus eli vetoraudituksen painopisteen etäisyys palkin puristetusta reunasta,

ja ratkaisemalla tasapainoyhtälöt saadaan mitoituskaavat

$$A_s \text{ vaad} = \frac{M_{ud}}{(1-\omega/2) \cdot f_{yd} \cdot d} \text{ ja } d_{\text{vaad}} = \sqrt{\frac{M_{ud}}{\omega(1-\omega/2) \cdot f_{ccd} \cdot b}},$$

joissa  $M_{ud}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo.

Käytettäessä betonia, jonka kuutiolujuus on  $40 \text{ MN/m}^2$  ( $400 \text{ kp/cm}^2$ ) ja terästä, jonka vähimmäismyötöraja on  $400 \text{ MN/m}^2$  ( $40 \text{ kp/mm}^2$ ) ja kun työ tehdään I-luokassa saadaan:

$$f_{yd} = 380 \text{ MN/m}^2, \quad f_{ccd} = 21.5 \text{ MN/m}^2 \text{ ja}$$

$$M_{ud} = 1.6 \cdot M_p + 1.35 \cdot M_g, \text{ missä}$$

$M_p$  on hyötykuorman aiheuttama momentti ja

$M_g$  on elementin omanpainon aiheuttama momentti.

9. Rakenteen leikkauskapasiteetti voidaan kirjoittaa nk. yhteenlaskuperiaatetta käyttäen:

$$V_u = V_c + V_p + V_s, \text{ missä}$$

$V_u$  on rakenteen leikkauskapasiteetti,

$V_c$  on betonipoikkileikkauksen leikkauskapasiteetti,

$V_p$  on normaalivoiman aiheuttama lisä (tai vedon kysymyksessä ollen vähennys) leikkauskapasiteettiin ja

$V_s$  on leikkausraudoituksen leikkauskapasiteetti.

Nämä leikkauskapasiteetit voidaan laskea seuraavista kaavoista:

$$V_c = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot \left(1 + 50 \frac{A_s}{A_c}\right) \cdot b \cdot d \leq 0.5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d,$$

missä

$f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo ja

$A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala.

$$V_p = M_o \cdot \frac{V_x}{M_x}; \quad N < 0 \text{ ja } M_x > M_o, \text{ missä}$$

$M_o$  on nk. nollamomentti, jonka ansiosta poikkileikkauksen venymä vetorausituksen kohdalla = 0,

$V_x$  on leikkausvoima tarkasteltavassa kohdassa ja

$M_x$  on taivutusmomentti tarkasteltavassa kohdassa.

$$V_s = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \frac{d}{s}; \text{ vinoille tai pystyhaoille, missä}$$

$A_{st}$  on hakojen pinta-ala,

$\alpha$  on hakojen ja palkin akselin välinen kulma ja

$s$  on hakaväli.

$$V_s = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{d}{s}; \text{ ylöstaivutetuille teräksille, missä}$$

$A_{st}$  on ylöstaivutettujen terästen pinta-ala,

$\alpha$  on terästen ja palkin akselin välinen kulma ja

$s$  on ylöstaivutettujen terästen k/k-väli tai tarkasteluväli.

10. Rakennetta ei tarvitse mitoittaa erikseen väännölle jos leikkauksen ja/tai väännön aiheuttama leikkausjännitys ei ylitä arvoa:

$$\frac{V_{ud}}{b \cdot d} + \frac{T_{ud}}{W_{Tpl}} \leq 0.25 \cdot f_{ctd}, \text{ missä}$$

$W_{Tpl}$  on palkin plastinen vääntövastus,

$V_{ud}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo ( $= 1.6 \cdot V_p + 1.35 \cdot V_g$ ) ja

$T_{ud}$  on vääntömomentin mitoitusarvo ( $= 1.6 \cdot T_p + 1.35 \cdot T_g$ ).

Jos tämä arvo ylitetään on kaikki vääntö otettava vastaan hailla ja pituusteräksillä, joiden määrät saadaan kaavoista:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_{ud}}{2 \cdot A_o \cdot f_{ytd}} \geq b_{f \min} \cdot \frac{0.3 \text{ MN/m}^2}{f_{ytd}} \text{ ja}$$

$$\frac{A_{sl}}{b_h + h_h} = \frac{T_{ud}}{2 \cdot A_o \cdot f_{yld}} \geq b_{f \min} \cdot \frac{0.3 \text{ MN/m}^2}{f_{yld}}, \text{ joissa}$$

$A_{st}$  on hakaraidoituksen pinta-ala,

$A_{sl}$  on pituusterästen pinta-ala,

$A_o$  on hakaraidoituksen sisään jäävän betonipoikkileikkauksen pinta-ala,

$f_{ytd}$  on hakaraidoituksen lujuuden mitoitusarvo,

$f_{yld}$  on pituusraidoituksen lujuuden mitoitusarvo,

$b_h$  on haan leveys,

$h_h$  on haan korkeus,

$s$  on hakaväli ja

$b_{f \min}$  on 0.2 kertaa poikkileikkauksen sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän halkaisija.

Näin saatu vääntöraudoitus on lisättävä edellä saatuihin taivutus- ja leikkausraudoituksiin.

Puristumurron estämiseksi on todettava, että

$$\frac{V_{ud}}{b \cdot d} + \frac{T_{ud}}{2 \cdot A_o \cdot b_{f \min}} \leq 0.2 f_{ck} \leq 6.0 \text{ MN/m}^2.$$

Lisäksi on todettava, että palkin kapasiteetit toisaalta yhdistettyä vääntöä ja leikkausta ja toisaalta vääntöä ja taivutusta vastaan ovat riittävät. Tämä tarkistus tehdään seuraavilla kaavoilla:

$$\frac{T_{ud}}{T_u} + \frac{V_{ud}}{V_u} \leq 1 \quad \text{ja} \quad \frac{T_{ud}}{T_u} + \frac{M_{ud}}{M_u} \leq 1.5, \quad \text{joissa}$$

$T_u$  on poikkileikkauksen vääntökapasiteetti,

$V_u$  on poikkileikkauksen leikkauskapasiteetti ja

$M_u$  on poikkileikkauksen taivutuskapasiteetti.

Haoittamattomien keskiripojen alustava mitoitus leikkaukselle ja väännölle suoritettiin betoninormien betonille sallimien jännitysten mukaan.

Koska tämän mitoitusmenetelmän varmuuskertoimet poikkeavat betoninormien vaatimasta kertoimesta 1.8 ja elementin rakenne ei kaikilta osin täytä betoninormien määräyksiä, todetaan elementin todellinen varmuus kokeellisesti, mihin betonielementtinormien 3 § antaa mahdollisuuden.

Elementin kimmoiset taipumat laskettiin tietokoneella arinateoriaa käyttäen. Näin saadut taipumat vastasivat likimain elementtien lyhytaikaiskokeissa havaittuja taipumia.

Pitkäaikainen taipuma voidaan laskea lyhytaikaisesta taipumasta kertomalla se tekijällä

$$\left(1 + \eta \cdot \varphi \cdot \frac{x}{d}\right), \text{ missä}$$

$\eta$  on pitkäaikaisen kuorman osuus kokonaiskuormasta,  
 $\varphi$  on hiipumaluku ja  
 $\frac{x}{d}$  on puristetun pinnanosan korkeuden suhde hyödylliseen korkeuteen.

Näin lasketut taipumat ovat vastanneet VTT:n suorittamissa vastaavan tyyppisten elementtien pitkäaikaiskokeissa havaittuja taipumia.

### 2.213 Elementin rakenne

Teräsbetonisen tasoelementin BP, joka on suunniteltu hyötykuormalle  $2.5 \text{ kN/m}^2$ , pääasiallisina kantavina palkkeina toimivat pitkät reunarivat. Näiden ripojen kanssa toimivat elementin pituus-suunnassa pitkä keskiripa ja pitkät välirivat. Elementin poikisuunnassa kuormia siirtävät lyhyet reunarivat, lyhyet keskirivat ja lyhyet välirivat. Nämä kaikki yhdessä muodostavat elementin kantavan rungon (arinan), joka yhdessä 3 cm:n laatan kanssa muodostaa tasoelementin BP (kuva 10).

Teräsbetoninen tasoelementti BP 2 on periaatteessa samanlainen kuin elementti BP. Se on kuitenkin mitoitettu kuormalle  $4.0 \text{ kN/m}^2$ , joten sen rivat ovat suuremmat. Reunaripoja on levennetty edellä olevasta, niihin on lisätty vaarhaus taipumaerojen pienentämiseksi ja niiden muotoa on hieman muutettu. Keskiripoja on hieman le-

vennetty sekä välirivat on kasvatettu samankokoisiksi kuin keskirivatkin. Myös terästystä on rivoissa yleensä lisätty. Lisäksi elementti tehdään 7 mm pituussuunnassa esikorotettuna (kuva 11).

## 2.214 Koekuormitukset

### 2.2141 Suoritetut kokeet

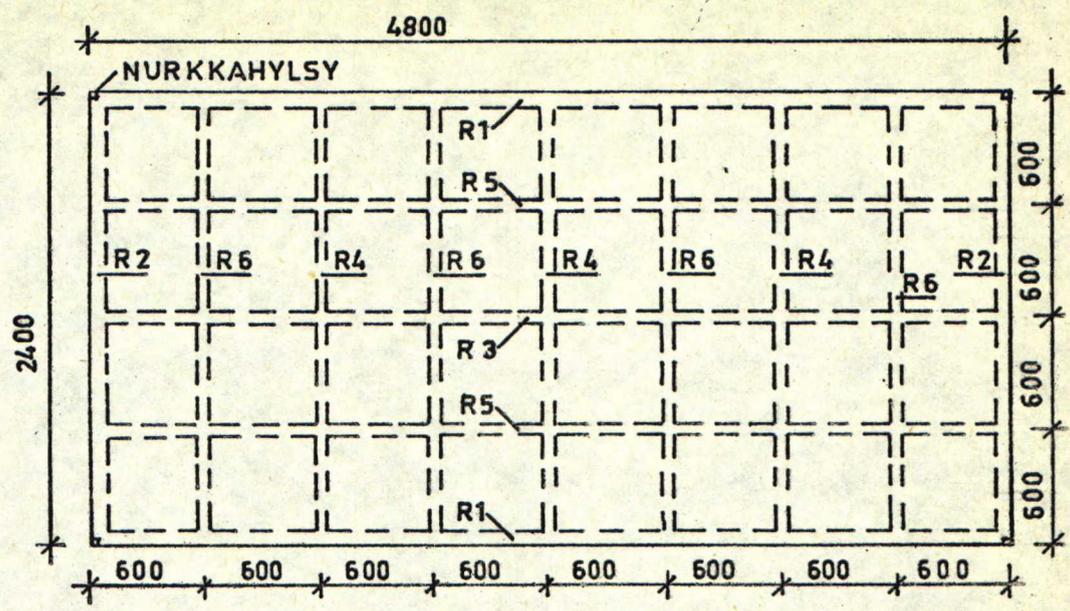
Elementtien koekuormitukset on suoritettu Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen betonitekniikan laboratoriossa.

Elementit, joita koestettiin yhteensä 6 kpl, olivat tyyppiä BP poiketen edellä selostetusta rakenteesta siinä, että lyhyissä reunarivoissa haoitus loppui 60 cm:n ja pitkissä reunarivoissa 120 cm:n päässä nurkkahylsyistä. Elementeille suoritettiin taivutus-, leikkaus- ja vääntökokeet.

Taivutuskoe tehtiin kahdelle elementille, joista jälkimmäiseen oli ennen kuormituksen aloittamista tehty reikä. Reiän sijainti ja koko on esitetty liitteessä 2.

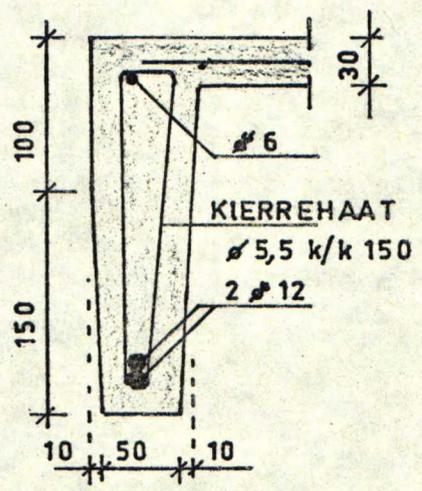
Tasaista kuormitusta jäljiteltiin kahdeksalla pistekuormalla, joiden sijainti on esitetty liitteessä 2. Kuormitus suoritettiin kahdella 10 Mp:n tunkilla, joiden kummankin voima oli jaettu palkkien avulla neljäksi samansuuruiseksi pistekuormaksi.

Kuormitus nostettiin aluksi portaittain arvoon 2 300 kp ( $\approx 2.0 \text{ kN/m}^2$ ), jonka jälkeen kuormitus poistettiin portaittain. Tämä toistettiin vielä yhdeksän kertaa, jonka jälkeen kuormitus nostettiin portaittain murtoon asti.

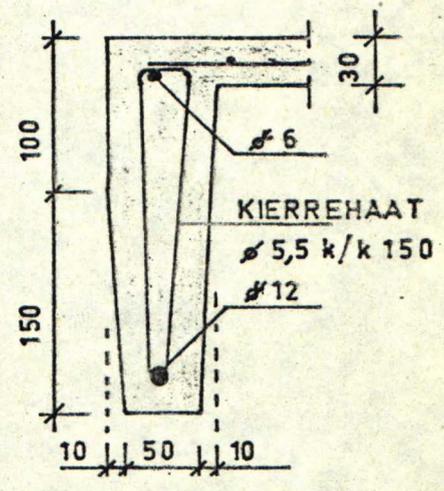


**REUNARIVAT**

**PITKÄ (R1)**

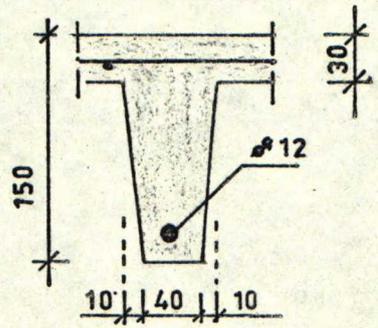


**LYHYT (R2)**

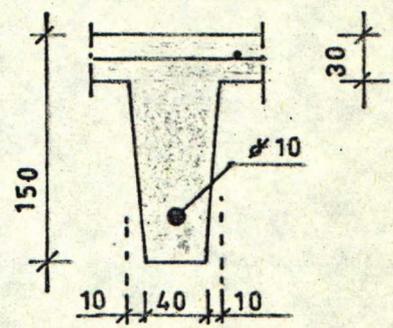


**KESKIRIVAT**

**PITKÄ (R3)**

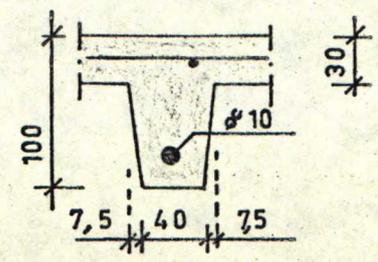


**LYHYT (R4)**

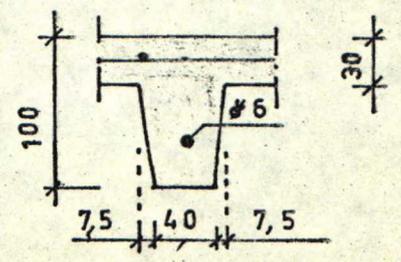


**VÄLIRIVAT**

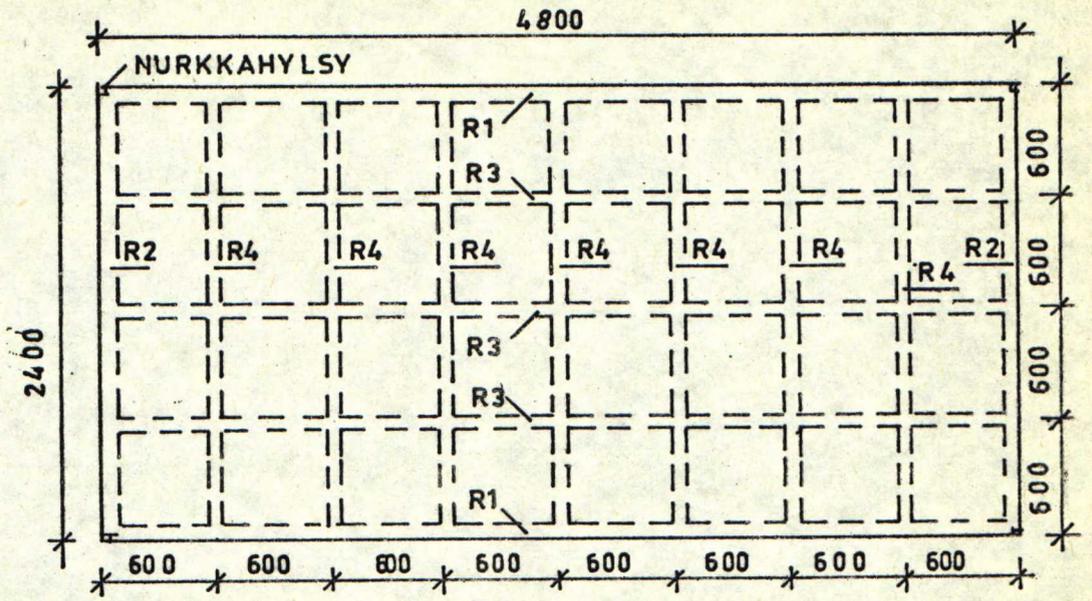
**PITKÄ (R5)**



**LYHYT (R6)**

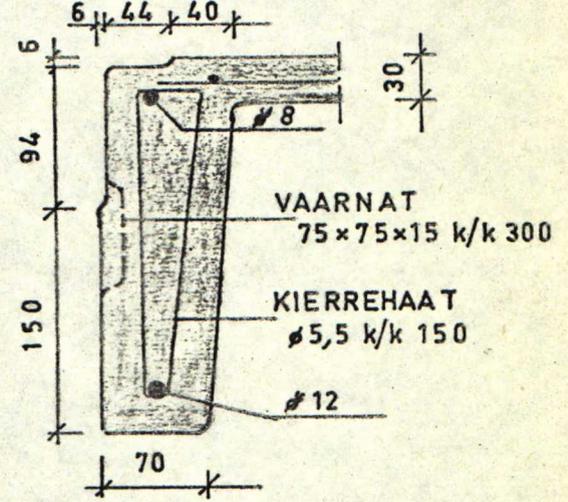
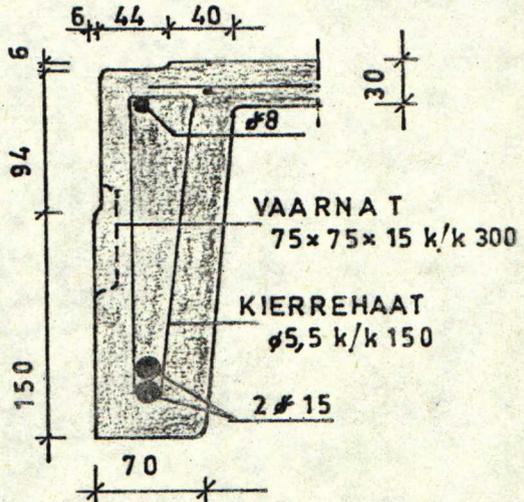


Kuva 10. Teräsbetoninen tasoelementti BP



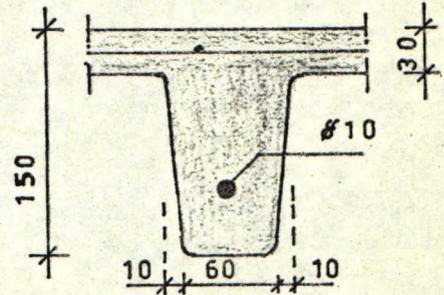
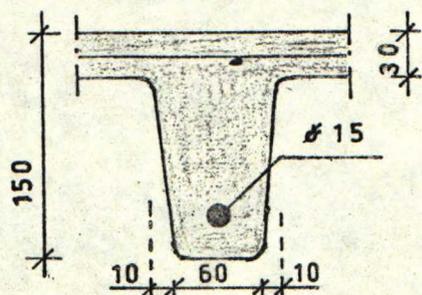
REUNARIVAT  
PITKÄ (R1)

LYHYT (R2)



KESKIRIVAT  
PITKÄ (R3)

LYHYT (R4)



Kuva 11. Teräsbetoninen taselementti BP 2

Kuormituksen aikana mitattiin elementin taipumat ja halkeamat sekä lopuksi todettiin murtokuorma ja murtumistapa.

Myös leikkauskoe tehtiin kahdelle elementille, joista toiseen oli ennen kuormituksen alkua tehty reikä. Reiän koko ja sijainti on esitetty liitteessä 3. Samassa liitteessä on esitetty myös kokeen kuormitusjärjestely. Kuormitus suoritettiin samoin kuin taivutus- kokeessakin ja kuormituksen aikana mitattiin elementin taipumat ja halkeamat. Lopuksi todettiin murtokuorma ja murtumistapa.

Vääntökoe eli epäsymmetrinen taivutuskoe tehtiin niinkään kahdelle elementille, joista toiseen oli ennen kuormituksen alkua tehty reikä. Kuormitusjärjestely sekä reiän koko ja paikka on esitetty liitteessä 4.

Kuormitus nostettiin aluksi portaittain arvoon 2 000 kp. Tämän jälkeen kuormitus poistettiin portaittain. Tämä toistettiin vielä yhdeksän kertaa, jonka jälkeen kuormitus nostettiin murtoon asti. Kuormituksen aikana mitattiin elementin taipumat ja halkeamat sekä lopuksi todettiin murtokuorma ja murtotapa.

Sen jälkeen kun elementit oli kuormitettu murtoon, kuormitettiin kunkin elementin kahta ehjäksi jäänyttä laatanosaa pistekuormilla. Toisen pistekuorman vaikutusalan halkaisija oli 5 cm ja toisen 10 cm.

Tuennan lujuuden toteamiseksi kuormitettiin kustakin elementistä yhtä nurkkaa murtoon asti.

Nostokoukun kiinnityksen varmistamiseksi kuormitettiin kustakin elementistä kaksi nostokoukku murtoon asti.

## 2.2142 Koetulokset

Taivutuskokeissa elementtien murtokuormat olivat 9 700 kp ( $\approx 8.4 \text{ kN/m}^2$ ) ja 8 700 kp ( $\approx 7.6 \text{ kN/m}^2$ ).

Leikkauskokeissa elementtien murtokuormat olivat 11 400 kp ( $\approx 9.9 \text{ kN/m}^2$ ) ja 12 500 kp ( $\approx 10.9 \text{ kN/m}^2$ ).

Vääntökokeissa elementtien murtokuormat olivat 8 000 kp ( $\approx 6.9 \text{ kN/m}^2$ ) ja 8 400 kp ( $\approx 7.3 \text{ kN/m}^2$ ).

Näistä lasketut kokonaisvarmuuskertoimet hyötykuormaan  $2.5 \text{ kN/m}^2$  nähden ovat:

- taivutukselle 2.5 ja 2.3
- leikkaukselle 2.8 ja 3.1

Vääntökokeen kokonaisvarmuuskerrointa ei ole määrätty kuormituksen epäsymmetrisen jakautumisen johdosta.

Edellä esitetyt varmuuskertoimet ylittävät betoninormien vaatimuksen 1.8. Tämä normien vaatimus tarkoittaa kuitenkin sitkeän murron varmuutta, joten hauraalle murrolle on käytettävä suurempaa varmuuskerrointa. Kansainvälisen käytännön mukaan käytetään hauraalle murrolle yleensä 20-25 % suurempaa varmuusvaatimusta, jolloin vaadituksi varmuudeksi leikkausmurtoa vastaan tulisi n. 2.2 - 2.3. Suomessa esimerkiksi sisäasiainministeriö on kuitenkin käyttänyt kokeelliselle leikkausmurtovarmuudelle vähimmäisarvoa 2.5, minkä arvon kokeiden perusteella lasketut leikkausmurron kokonaisvarmuuskertoimet myös ylittävät.

Laatan pistekuorman kestävyys todettiin 12:lla täysi-ikäisenä laatan osan koekuormituksella, joista kuudessa tapauksessa pistekuorman vaikutusalana on ollut halkaisijaltaan 5 cm oleva ympyrä ja lopuissa 10 cm:n ympyrä. Ensiksi mainituissa kokeissa oli murtokeuormien keskiarvo 1 548 kp ja variaatikerroin 14.2 % ja jälkimmäisessä tapauksessa 1 896 kp ja 8.6 %, joten koetulokset ylittävät riittävällä varmuudella laskelmissa esitetyn sallitun pistekuorman 5.0 kN ( $\approx$  500 kp).

Nostokoukkujen kestämiä suurimpien vetovoimien minimi-, keski- ja maksimi-arvot olivat: 5 350 kp, 6 195 kp ja 6 750 kp. Nämä arvot ylittävät riittävällä varmuudella nostokoukulle elementtiä nostettaessa tulevan kuorman (maksimi 1 000 kp).

Tuentojen kestämiä suurimpien voimien minimi-, keski- ja maksimi-arvot olivat: 8 350 kp, 8 800 kp ja 9 450 kp. Nämä arvot ylittävät riittävällä varmuudella tuennalle tulevan maksimikuorman 16.5 kN  $\approx$  1 650 kp, minkä lisäksi tuentaa on kokeiden jälkeen vahvistettu.

Koska vain elementin reunarivat ovat haoitetut olisi koekuormitukset suunniteltava siten, että haoittamattomien ripojen leikkauskestävyys tulisi todetuksi. Koska koe-elementit oli suunniteltu vain tasaista kuormaa varten ei tätä seikkaa otettu huomioon koekuormitusasentoja valittaessa. Tämän johdosta missään haoittamattomassa rivassa tai reunarivan haoittamattomassa osassa ei esiintynyt primääristä leikkausmurtoa, vaikka niissä elementin murtohetkellä kimmoteorian mukaisesti laskien esiintyikin melko suuria leikkausjännityksiä. Suurimmat lasketut leikkausjännitykset haoittamattomissa rivoissa olivat:

- leikkausvoimasta

$$\tau_v = 1.71 \text{ MN/m}^2$$

- vääntömomentista  $\tau_T = 3.59 \text{ MN/m}^2$
- yhdistetty jännitys  $\approx \tau = 3.83 \text{ MN/m}^2$

Elementin leikkausmurtovarmuutta tutkittaessa on lähinnä tarkasteltava yhdistettyä jännitystä, jonka maksimiarvoksi käyttötilassa keskirivoissa saadaan  $1.23 \text{ MN/m}^2$ . Tämä arvo on pienempi kuin betoninormien betonille sallima yhdistetty leikkausjännitys  $1.25 \cdot 1.0 \text{ MN/m}^2 = 1.25 \text{ MN/m}^2$  (K-400). Verrattaessa käyttötilan maksimiarvoa kokeiden perusteella laskettuun maksimileikkausjännitykseen saadaan rivan leikkausvarmuudeksi 3.11, mikä on suurempi kuin vaadittu varmuus 2.2 - 2.3. Lisäksi on huomattava, että elementissä ei tapahtunut primääristä leikkausmurtoa, eikä laskelmissa ole otettu huomioon elementin laatan kantokykyä. Täten elementin varmuutta voidaan pitää riittävänä.

2.22 2 400 x 7 200 -elementti

2.221 Kuormituksista

Koska tätä pitempää elementtiä tarvitaan lähinnä sellaisissa rakennuksissa, kuten koulut, lastentarhat, ravintolat yms, joissa tarvitaan yli 4.8 m:n levyisiä tiloja, on elementit suunniteltava hyötykuormalle  $4.0 \text{ kN/m}^2$ .

Lisäksi on otettava huomioon se mahdollisuus, että elementtiä voidaan joutua käyttämään myös asuinrakennuksissa, jolloin elementti saattaa tulla tilaelementin kuormittamaksi.

## 2.222 Mitoitusperusteet

Elementin mitoitus on suoritettu jännitettyjen betonirakenteiden normien mukaisesti.

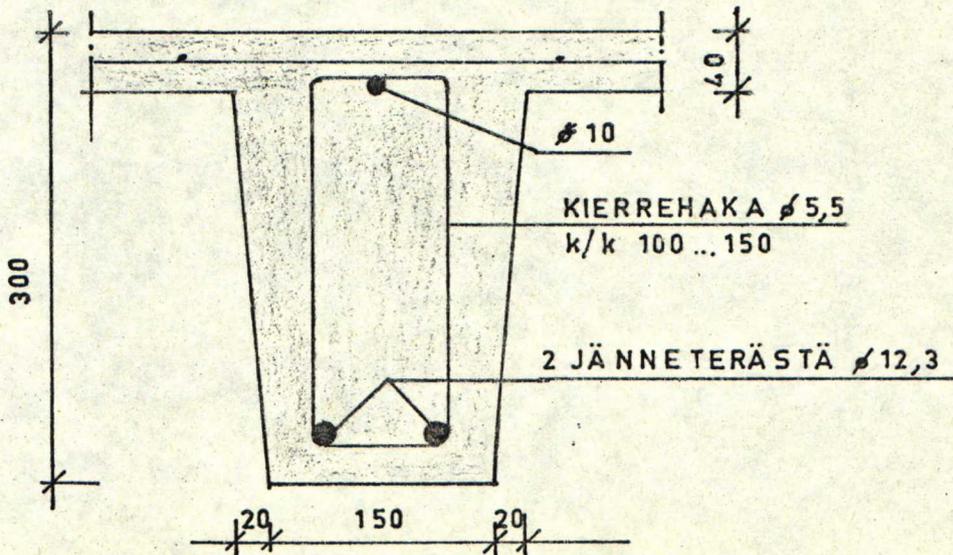
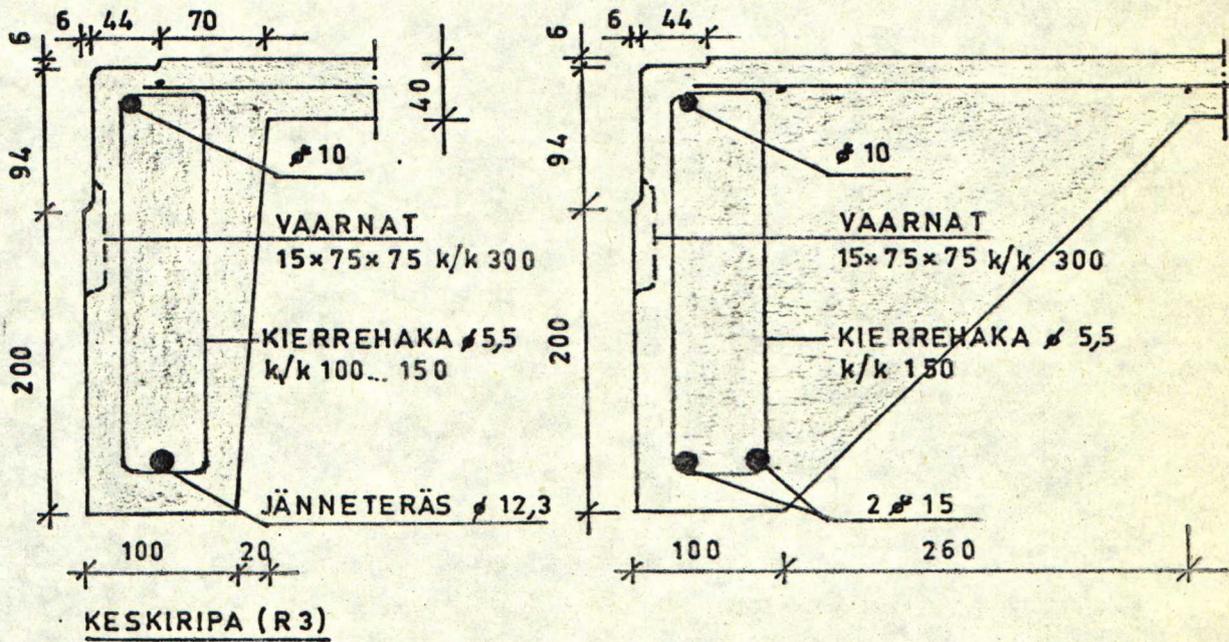
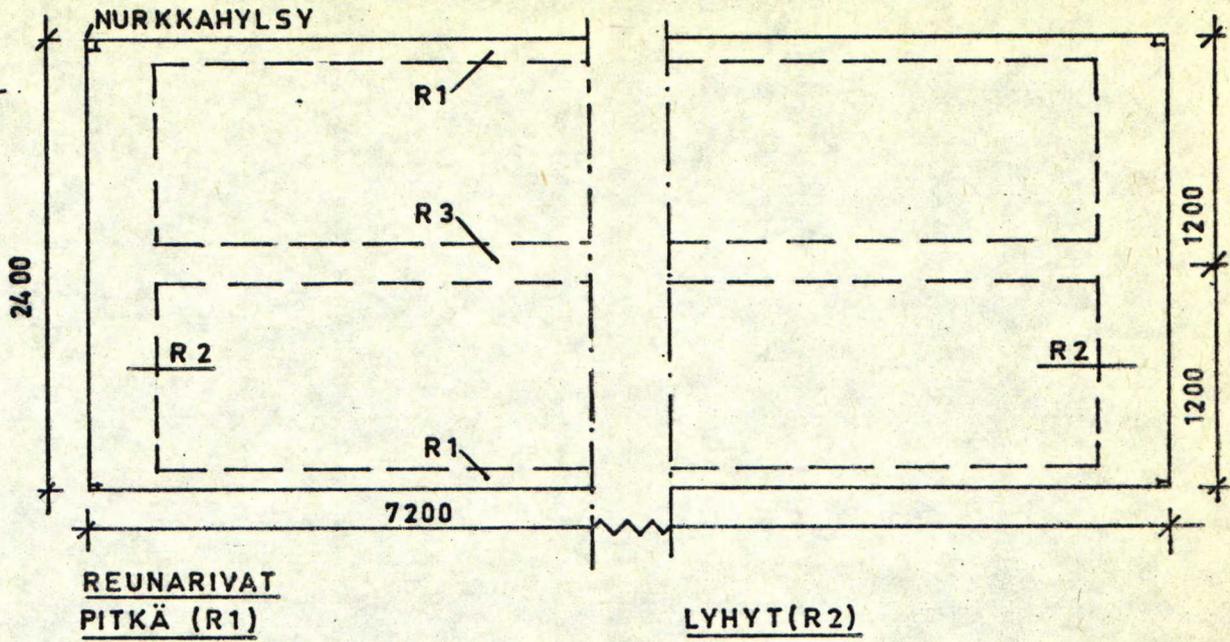
## 2.223 Elementin rakenne

Elementin muodostavat kolme pituussuuntaista jännitettyä ripaa ja kaksi jännittämätöntä päätyriipaa sekä 4 cm:n laatta (kuva 12).

Pituussuunnassa keskiripa kantaa puolet elementin kuormasta lyhyille reunarivoille, jotka puolestaan siirtävät tämän kuorman nurkkahylsyle. Loput kuormasta siirtyy pitkien reunapalkkien avulla nurkkahylsyle.

## 2.224 Koekuormitukset

Koska elementti ei ole vielä tuotannossa ei koekuormituksia ole voitu suorittaa.



Kuva 12. Pitkä teräsbetoninen taselementti

### 2.3 Lämpötekniinen mitoitus

Koska teräsbetoni on huono lämmöneriste ei itse tasoelementtiä voida suunnitella sellaiseksi, että se täyttäisi rakennuksille asetettavat lämmöneristysvaatimukset. Tämän johdosta joudutaan rakennusten lämmöneristys hoitamaan kohteesta riippuen erilaisilla lisälämmöneristeillä. Lämmöneristeenä voidaan käyttää mineraalivillaa, kevytsoraa, kevytbetonia, vaahtomuovia, vaahtolasia tai muuta lämpöä huonosti johtavaa materiaalia. Käytettävän materiaalin ratkaisee käyttökohteen asettamat lujuus-, tiiveys-, palotekniset yms. vaatimukset sekä taloudellisuuskohdat.

Rakennusosan lämmönläpäisykerroin  $K$  lasketaan kaavalla:

$$K = \frac{1}{m} = \frac{1}{m_s + m_u + \frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{\lambda_2} + \dots + m_i + m_a + m_b + \dots}, \text{ missä}$$

$m_s + m_u$  on rakennusosan molempien pintojen pintavastusten summa ( $= 0.17 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{K/W}$  ulkoilmaan rajoituville rakennusosille),

$d_1, d_2, \dots$  ovat ainekerrosten 1, 2, ... paksuudet,

$\lambda_1, \lambda_2, \dots$  ovat ainekerrosten normaaliset lämmönjohtavuudet,

$m_i$  on ilmakerroksen lämmönvastus ja

$m_a, m_b, \dots$  ovat ainekerrosten a, b, ... lämmönvastukset.

Jos ainekerroksen suuntaisessa tasossa on rinnakkain erilaisia alueita, lasketaan keskimääräinen lämmönvastus kaavalla:

$$m_a = \frac{1}{\frac{P_\alpha}{m_\alpha} + \frac{P_\beta}{m_\beta} + \dots}, \text{ missä}$$

$m_\alpha, m_\beta, \dots$  ovat alueiden lämpövastukset ja

$P_\alpha, P_\beta, \dots$  ovat alueiden pinta-alojen suhteet koko ainekerroksen pinta-alaan.

Koska betonin normaalin lämmönjohtavuus on hyvin suuri ( $1.75 \text{ W/m}^\circ\text{K}$ ) ja elementtien laattojen paksuudet ovat pieniä ( $0.03$  ja  $0.04 \text{ m}$ ) voidaan laskelmissa jättää betonin vaikutus  $K$ -arvoon huomiotta, jolloin homogeenista lämpöeristekerrosta käytettäessä saadaan kerroksen minimipaksuudelle kaava:

$$d_{\min} = \frac{[1 - K_{\max} (m_s + m_u)] \cdot \lambda}{K_{\max}}, \text{ missä}$$

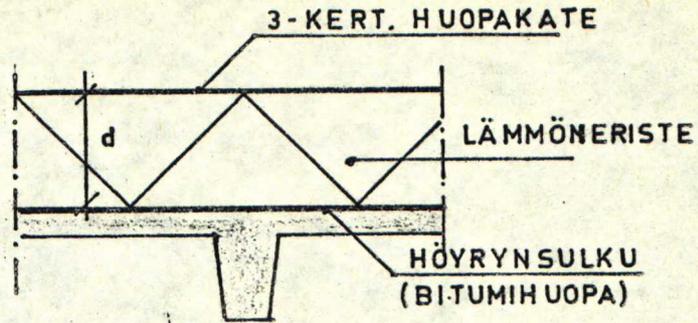
$K_{\max}$  on suurin sallittu lämmönläpäisykerroin,

$\lambda$  on lämmöneristeen normaalin lämmönjohtavuus ja

$m_s + m_u = 0.17 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{K/W}$ .

Kuvissa 13 ja 14 on esitetty ylä- ja alapohjien lämmöneristämisen periaatekuvat sekä eri lämmöneristeiden minimipaksuudet asuntohallituksen ohjeiden mukaisen lämmöneristykseen saavuttamiseksi.

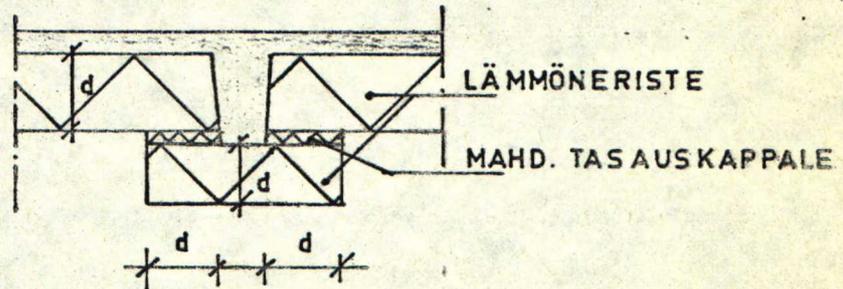
Kuvan 14 mukaisen eristykseen aikaansaaminen alapohjaelementtiin on melko vaikeata. Eräs mahdollisuus on tehdä elementin valumuotti lämmöneristysaineesta. Tällöin on valittava riittävän luja materiaali, jotta muotti kestää betonin valun aiheuttamat paineet. Koska elementin muotin rakenne on suhteellisen monimutkainen on materiaalin oltava myös helposti työstettävää tai muotti on voitava valmistaa valamalla eristysmassasta. Tällöin tulevat lähinnä kysymykseen vaahtomuovit kuten polystyreeni tai polyuretaani.



LÄMMÖNERISTE	$d_{\min}$
MINERAALIVILLA A	0,13 m
VAAHTOLASI 180 kg/m <sup>3</sup>	0,21 m
POLYSTYREENI 15-30 kg/m <sup>3</sup>	0,13 m
POLYURETAANI 25-60 kg/m <sup>3</sup>	0,11 m

Kuva 13.

Lämpöeristeiden sijoitus yläpohjassa



LÄMMÖNERISTE	$d_{\min}$
MINERAALIVILLA A	0,11 m
VAAHTOLASI 180 kg/m <sup>3</sup>	0,17 m
POLYSTYREENI 15-30 kg/m <sup>3</sup>	0,11 m
POLYURETAANI 25-60 kg/m <sup>3</sup>	0,09 m

Kuva 14.

Lämpöeristeiden sijoitus alapohjassa

Koska Suomessa olevilla vaahtomuovien valulaitteilla ei voida valaa yli metrin levyisiä kappaleita on elementin muotti tehtävä pienemmistä osista, joista muotti kootaan teräskehikkoon. Tämän jälkeen voidaan betonin raudoitus ja valu suorittaa normaalilla tavalla. Elementin kovetuttua teräskehikko poistetaan ja tuloksena on elementti, jossa lämmöneristys on kiinteästi mukana.

Menetelmää ei voida soveltaa esijännitettyjen elementtien valmistukseen, elementeissä jännityshetkellä tapahtuvan lyhenemisen johdosta.

Rakennuksen alapohja voidaan eristää myös siten, että rakennukseen tehdään hyvin eristetty umpisokkeli ja asennetaan lämmöneristyskerros suoraan maata vasten. Tällöin jää alapohjaelementtien ja lämpöeristeiden väliin lämmin tila, jossa esimerkiksi vesijohtoputkistojen vaakavedot voidaan tehdä.

## 2.4 Palotekninen mitoitus

Paloteknisen suunnittelun tavoitteena on estää palon leviäminen rakennuksen osasta toiseen ennen kuin tietty aika on kulunut palon syttymishetkestä lukien. Lisäksi on tavoitteena suunnitella rakenteet tai niiden suojaverhoukset siten, että rakennuksen palavan osan kantavat rakenteet eivät menetä kantavuuttaan kokonaan tietyn paloajan (tuntiluokan) pituisen ajan kuluessa.

Pilari-laatta-järjestelmällä saavutetaan kantavilta rakenteilta vaadittu palonkesto aika joko käyttämällä teräsbetonisia kantavia rakenteita tai verhoamalla aremmat materiaalit, kuten teräs ja puu, sopivilla suojuuksilla, jotka voidaan suunnitella siten, että samalla kohotetaan rakenteen ääneneristystä. Myös käytettäessä teräsbetonirakenteita, joissa betonipoikkileikkaukset ja raudoitusten suojaavan betonikerroksen paksuus ovat pieniä on rakenteet yleensä varustettava suojaverhouksella.

Betonisten ja teräsbetonisten rakennusosien sekä jännitettyjen betonirakenteiden tuntiluokista on sisäasiainministeriö antanut paloluokitustiedotuksen 19.5.1972 (no. 301, rek.no. 33.1-2 ja 33.7). Tämä luokitus, joka ei koske suojaverhottuja eikä erikseen luokiteltuja rakenteita, jakaa betonirakenteet tuntiluokkiin rakenteiden mittojen mukaisesti. Esimerkiksi yhden tunnin luokkaan kuuluvalla teräsbetonipalkille annetaan seuraavat vähimmäismitat (mm):

- Suorakaidepalkin leveys tai I-palkin vetopuolen laipan leveys 110.
- I-palkin tai laattapalkin leveys 100.

- Pääteräksiä suojaavan betonin keskipaksuus 25.
- Hakoja suojaavan betonin paksuus 15.

Yhden tunnin luokkaan kuuluvalta teräsbetonilaatalta edellytetään seuraavia vähimmäismittoja (mm):

- Laatta 80
- Pääteräksiä suojaavan betonin keskipaksuus 15.

Koska betonirakenteiden tarkkaa käyttäytymistä tulipalo-olosuhteissa ei tunneta eikä selvää palomitoitusmenetelmää ole toistaiseksi olemassa on betonielementtien tuntiluokitus varmintaa suorittaa polttokokeiden avulla.

Nyt tarkasteltavista betonielementeistä on polttokoe suoritettu elementille BP, jonka päämitat ovat: pituus 4 800 mm, leveys 2 400 mm, laatan paksuus 30 mm ja ripojen korkeudet 100 mm, 150 mm sekä 250 mm. Elementtiin oli suojaverhoukseksi asennettu laatan alapintaan 50 mm:n kerros PV-75 L -vuorivillalevyä liitteen 5 mukaisesti. Levyt oli kiinnitetty ESL-kiinnityslaastilla.

Polttokoe suoritettiin VTT:n palotekniikan laboratorion horisonttaaliuunissa Otaniemessä soveltaen pohjoismaista suositusta INSTA 28/1, Juni 1967, Utgåva 1, Brandteknisk provning. Uunin lämpötila mitattiin kuudella termoelementillä, jotka oli sijoitettu koekappaleen läpi porattuihin reikiin siten, että ne ulottuivat 100 mm tulen puolelle. Mitattujen lämpötilojen keskiarvo on esitetty liitteessä 6. Koekappaleen lämpötilan mittauspisteistä viisi oli laatan ja vuorivillalevyn välissä ja loput viisi koekappaleen yläpinnalla. Mittaustulosten perusteella piirretyt lämpötilakäyrät on esitetty liitteessä 6. Koekappaleen taipuma mitattiin sen yläpinnan keskipisteessä.

Koekappale oli asennettu horisontaaliuunin koeaukon päälle poikittain siten, että se tukeutui elementin kulmissa oleviin nurkka-hylsyihin sijoitettuihin RHS-teräksiin. Koekappaleen kummallekin puolelle asennettiin 4 000 mm x 500 mm x 200 mm kokoiset kevyt-betonipalkit. Koekappaleen ja uunin välinen noin 150 mm:n korkuinen rako tukittiin vuorivillalla. Koekappaleesta oli lämmön vaikutuksen alaisena 3 100 mm x 2 400 mm kokoinen alue.

Polttokokeessa koekappaletta kuormitettiin kahdeksalla pistekuormalla, joilla kuvattiin tasaisen kuorman aiheuttamaa rasisitusta. Kuormitusjärjestely on esitetty liitteessä 5. Polttokokeessa käytetty kuormitus  $8 \times 2.52 \text{ kN}$ , joka vastaa  $1.75 \text{ kN/m}^2$  tasaista kuormaa, oli määrätty seuraavilla perusteilla sisäasiainministeriön kirjeen 871/546/72/RM mukaisesti. Kokeessa käytetty elementti on mitoitettu kantamaan henkilökuorman  $1.5 \text{ kN/m}^2$  sekä kevyistä väliseinistä yms. johtuvan tavarakuorman  $1.0 \text{ kN/m}^2$ . Polttokokeessa henkilökuormana käytettiin  $0.75 \text{ kN/m}^2$  ja tavara-kuormana  $1.0 \text{ kN/m}^2$ .

Kuormittaminen aloitettiin välittömästi ennen polttokokeen alkamista.

Polttokokeen aikana tehtiin seuraavat havainnot:

<u>Aika/min</u>	<u>Havainto</u>
0	Koe aloitettiin
40	Poikittaissuuntaisten ripojen alapintaan alkoi syntyä halkeamia.
44	Pitkittäissuuntaisten ripojen alapintaan alkoi syntyä halkeamia.
57	Koekappaleen keskiosassa ripojen sivuille alkoi syntyä pystyhalkeamia.
60	Öljypolttimet sammutettiin ja uunin annettiin vapaasti jäähtyä.
150	Kuormitus poistettiin ja koe lopetettiin.

Kokeen jälkeen tehtiin seuraavat havainnot:

- koekappale oli taipuneena paikoillaan,
- vuorivillalevyt olivat paikoillaan,
- pitkittäissuuntaisten reunaripojen sekä keskimmäisen rivin alapinnasta oli lohkeillut betonia siten, että teräksset olivat kokonaan näkyvissä noin 2 000 mm matkalta,
- pitkittäissuuntaisten ripojen keskellä oli pystyhalkeamia, joista suurimman leveys oli noin 10 mm,
- poikittaissuuntaisten 150 mm korkeisten ripojen sivuilla oli terästen kohdalla pituussuuntainen halkeama.

Kun öljypolttimet sammutettiin 1 h kuluttua polttokokeen alkamisesta keskimääräinen lämpötilan nousu koekappaleen yläpinnalla oli  $63^{\circ}\text{C}$  sekä laatan alapinnan ja vuorivillalevyjen välissä  $185^{\circ}\text{C}$ .

Vastaavat lämpötilat kuormituksen poistamisen jälkeen olivat 37 °C ja 44 °C.

Koekappaleen yläpintaan ei kokeen aikana syntynyt halkeamia eikä reikiä.

Kokeessa havaitun suhteellisen suuren taipuman johdosta olisi sen vaikutukset selvitettävä elementin paloluokituksen yhteydessä.

Vastaavanlaisilla elementeillä suoritettujen polttokokeiden mukaan voidaan tuntiluokkavaatimus a 1 täyttää käyttämällä alaslaskua, jonka muodostavat 12 mm:n kipsilevy ja 50 mm:n mineraalivillakerros.

## 2.5 Äänitekkinen mitoitus

Koska kaikista rakenteista ei ole käytettävissä mittauksiin perustuvia tietoja ääneneristävydestä, tulee suunnittelijan olla selvillä niistä seikoista, jotka vaikuttavat seinämän ääneneristävyyteen. Uusia rakenteita ja rakennustapoja kehitettäessä on mainitut tekijät myös hallittava. Puutteelliset tiedot ääneneristävyyteen vaikuttavista tekijöistä voivat johtaa myös työvirheiden syntymiseen ja siten rakenteen ääneneristys tulee huonommaksi kuin aikaisemmin mitatuissa rakenteissa.

Aaltovastuslain mukaan ilmaäänien siirtyminen voidaan estää sijoittamalla äänilähteen ja tarkkailupisteen välille rakenne, jonka aaltovastus on mahdollisimman suuri. Tämän mukaisesti sopivia ääneneristysaineita ovat teräs, betoni, tiili jne.

Massalain mukaan ääneneristävyys kasvaa, kun seinämän massa tai äänen taajuus kasvavat siten, että massan kaksinkertaistuminen tai äänen taajuuden kasvu oktaavilla vastaavat 6 dB:n eristävyyden kasvua. Tämän mukaisesti raskaat rakennusaineet, kuten betoni, tiili, teräs, luonnonkivi, lyijy jne, ovat sopivia ilmaääneneristäjiä.

Käytännössä ei saavuteta massalain mukaista eristystä siitä johtuen, että seinämillä on kimmoiset ominaisuutensa. Tämän johdosta seinämässä tapahtuvat resonanssi- ja koinsidenssi-ilmiöt, joissa molemmissa seinämä alkaa värähdellä siihen kohdistuvien äänenpaineaaltojen vaikutuksesta.

Lisäksi nämä ääneneristykseen lait pitävät paikkansa vain, jos seinämä on täysin tiivis, ts. sen virtausvastus on hyvin suuri. Varsinkin elementtirakentamisessa esiintyy runsaasti saumoja, jolloin niiden tiivistämiseen on kiinnitettävä erityistä huomiota.

Myös askelääneneristävyys riippuu rakenteen massasta, resonanssi- ja koinsidenssi-ilmiöistä. Kun välipohjan jännemitta on pieni ja rakenne on kevyt mutta jäykkä, esimerkiksi onteloilla kevennetty laattaelementti, voi levyn ominaistajuus tulla kiinnostavalle äänialueelle. Käytettäessä tiheää palkistoa ja ohutta välipohjalaattaa tai teräsrakenteita saadaan koinsidenssin rajataajuus myös äänialueelle. Rakenteiden edullisuutta arvosteltaessa tulee ottaa nämäkin tekijät huomioon.

Ripalaattaelementin ääneneristävyttä voidaan parantaa käyttämällä säteilyä vähentävää verhousta. Tällöin on verhouksena valittava materiaali, jonka koinsidenssin rajataajuus on vähintään 4 000... 5 000 Hz, koska kiinnostavin äänialue loppuu 4 000 Hz:iin. Täten verhoukseen sopivia levyjä ovat kipsoniitti-, selluloosa-asbestisementti- ja kova puukuitulevy. Hyvän säteilyä vähentävän verhouksen tulee lisäksi olla sellainen, että se on raskas, taipuisa ja sen sisäinen kitka on suuri.

Askelääneneristystä voidaan parantaa käyttämällä pehmeitä lattianpäällysteitä, kelluvia lattioita, levylattioita tai kattoverhouksia.

Koska uusia rakenteita suunniteltaessa on usein vaikea etukäteen tietää kuinka hyväksi lopullinen ääneneristys tulee, on ne syytä tarkistuttaa mittauksella. Tällöin voidaan samalla kokeille useita erilaisia verhouksia tai lattiapäällysteitä, jotta päästään haluttuun tulokseen.

Liitteissä 7 ja 8 on esitetty eräitä ripalaattaelementeillä suoritettujen mittausten tuloksia. Näistä havaitaan, että ripalaatta täyttää kerrostalojen huoneistojen välisen ilmasteneristysvaatimuksen (53 dB) varustettuna kipsoniitti- tai lastulevystä ja mineraalivillasta tehdyllä alaslaskulla. Ripalaatta alittaa suurimman sallitun askeläänitasoindeksin (63 dB) erilaisilla pehmeillä matoilla päällystettynä.

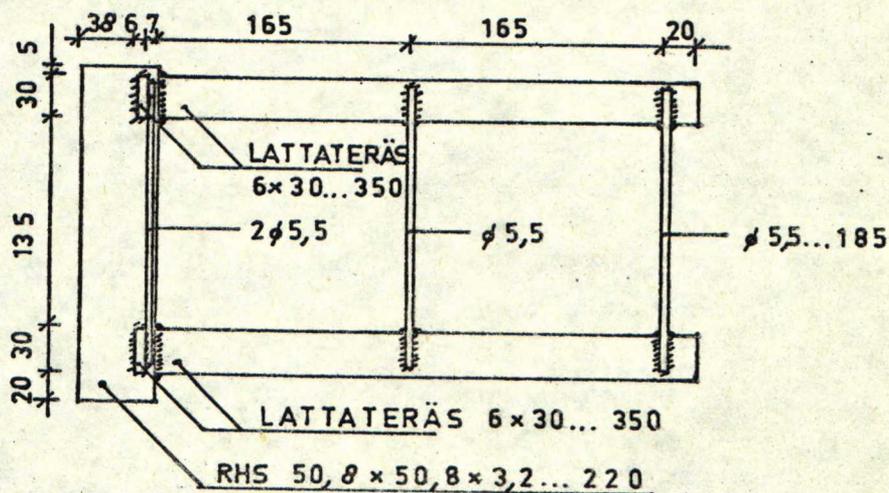
## 2.6 Liitokset

### 2.61 Pilareiden liittyminen tasoelementtiin

Laatan ja pilarin välisen liitoksen suunnittelua rajoittaa tässä tapauksessa se tekijä, että teräsbetonista tasoelementtiä on tarkoitus käyttää rinnan jo käytössä olevan puisen tasoelementin kanssa jopa siten, että yhden rakennuskohteen eri tasot voivat olla eri materiaaleista valmistettuja. Esimerkiksi rakennuksen yläpohja voi olla teräsbetonielementeistä koottu ja alapohja voidaan tehdä puutasoelementeistä, jolloin samojen pilareiden tulee sopia sekä puu- että teräsbetonitasoelementteihin. Toinen rajoittava tekijä on teräsbetonisen ripalaattaelementin ripojen pienet dimensiot, minkä johdosta kovin suurten kappaleiden käyttäminen ei tule kysymykseen. Liitoskappaleen pieniin dimensioihin on syynä myös käytettyjen teräspilareiden pienet dimensiot.

Kuvassa 15 on kuvattu 2 400 x 4 800-elementin pilarin välisen liitoksen hoitava nurkkahylsy, joka koostuu RHS - 50.8 x 50.8 x 4.0-

putkesta sekä neljästä siihen hitsaamalla liitetystä 30 mm x 6 mm lattateräksestä. Näistä lattateräksistä kaksi liittyy elementin pitkään reunaripaan ja kaksi lyhyeen reunaripaan. Tartunnan parantamiseksi on molempiin lattateräspareihin hitsattu kaksi pyöröterästä.



Kuva 15.

Elementin nurkkahylsy

Pilari liittyy tähän nurkkahylsyyn ilman erityisiä liitososia siten, että pilarin pään MSH-40 x 40 x 3.0 -putki menee RHS-putken sisälle ja nurkkahylsy tukeutuu suoraan pilarin päähän, jolloin liitos on elementtejä rikkomatta purettavissa. Tämä nk. tappihylsyliitos on patentilla suojattu, joten sen käyttämiseen muissa kuin tässä tarkasteltavassa elementtijärjestelmässä on saatava patentinhaltijan lupa.

Pitemmässä taselementissä (2 400 x 7 200) ovat nurkkahylsulle tulevat kuormat suurempia, minkä johdosta RHS-putkeaan vahvistettu hitsaamalla sen kylkeen L-50 x 50 x 7 -teräs. Elementin suuremmasta korkeudesta johtuen on myös nurkkahylsyn pituutta jouduttu kasvattamaan.

## 2.62 Jäykisteiden liittyminen tasoelementtiin

Koska rakennusten jäykistystarve riippuu rakennuksen mitoista, muodosta ja ympäristöstä, on rakennusten jäykistys suunniteltava kussakin sovellustapauksessa erikseen. Yleensä pyritään siihen, että jäykisteiksi riittäisivät ulkoseinäelementit ja sisäseinät, jolloin niiden liitosdetaljit (kts. 2.63) on suunniteltava tuulikuormista aiheutuvia rasituksia varten. Mikäli kuitenkin ulkoseinissä ei ole riittävästi umpiosia eikä sisäseiniä voida käyttää jäykisteinä, suoritetaan rakennuksen jäykistäminen esimerkiksi vahvistetuilla ulkoseinäelementeillä tai vinotuilla.

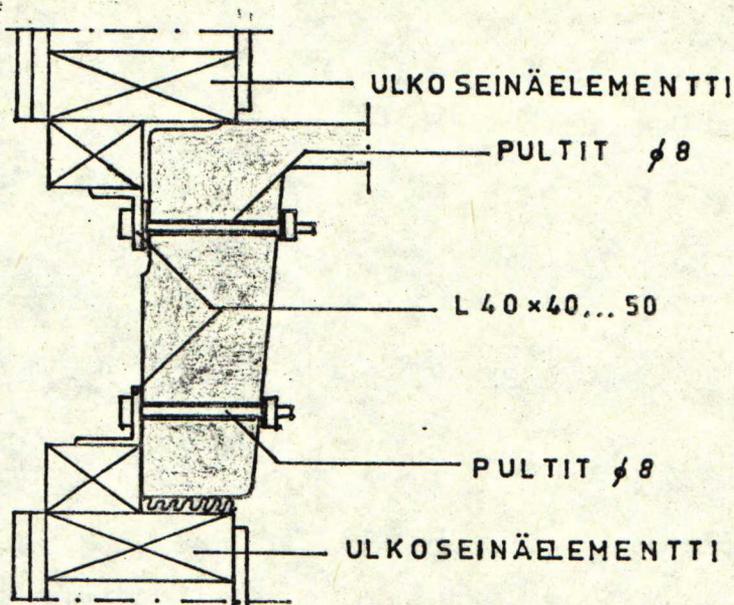
Vinotukina käytetään yleensä teräsputkia, jotka sijoitetaan pilareiden väliin. Tällöin jäykisteet liitetään muuhun rakennejärjestelmään hitsaamalla vinotuet päistään pilareiden kylkiin, jolloin vaakavoimat siirtyvät laatalta vinotuelle pilarin ja laatan liitoksen kautta.

## 2.63 Seinien liittyminen tasoelementtiin

Koska seiniä käytetään järjestelmässä jäykistävinä osina, on niiden liitokset suunniteltava nämä rasitukset huomioon ottaen. Muita rasituksia ei seinäliitoksille tulekaan, koska pystysuorat kuormat siirtyvät tasoelementeiltä pilareiden kautta perustuksille.

Ulkoseinäelementtien liittämiseksi tasoelementin reunaripoihin on ripoihin tehty  $\emptyset$  10 mm:n reiät, joihin elementti voidaan kiinnittää  $\emptyset$  8 mm:n pulteilla (kuva 16). Ulkoseinäelementeissä on liitoksen hoitamiseksi L-40 x 40 x 4 -teräkset, joissa on  $\emptyset$  10 mm:n reiät tasoelementin reikiä vastaavilla kohdilla. Täten ulkoseinäelement-

tien asentaminen on nopeata ja elementit ovat irroitettavissa rakennuksen laajentamista tai siirtämistä varten.

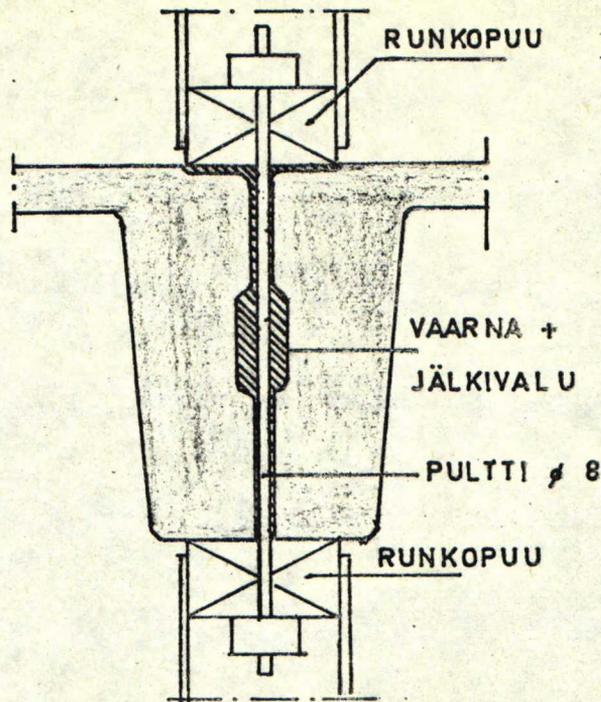


Kuva 16.

Ulkoseinäelementin liittyminen tasoelementtiin

Sisäseinien liittäminen tasoelementteihin tapahtuu eri tavoilla riippuen siitä sijaitseeko väliseinä tasoelementtien välisellä saumalinjalla vai muulla kohtaa elementtiä.

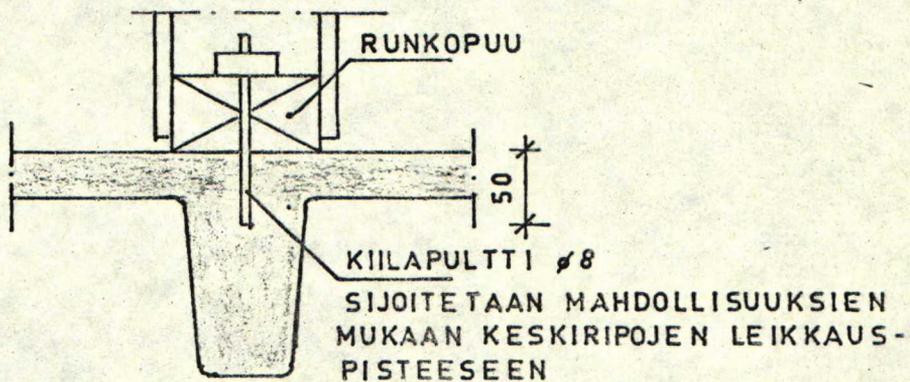
Saumalinjassa kiinnitys voidaan hoitaa elementtien saumausvaluun sijoitetuilla pulteilla (kuva 17), jolloin seiniä voidaan käyttää myös jäykisteinä. Tasoelementin alapuolisen sisäseinän kiinnittämistä varten on elementin reunaripoihin vaarnojen kohdille tehty puolipyöreät railot, joista muodostuu  $\varnothing 12$  mm:n reikä, kun tasoelementit asetetaan rinnakkain.



Kuva 17.

Väliseinien liittyminen tasoelementtien saumaan

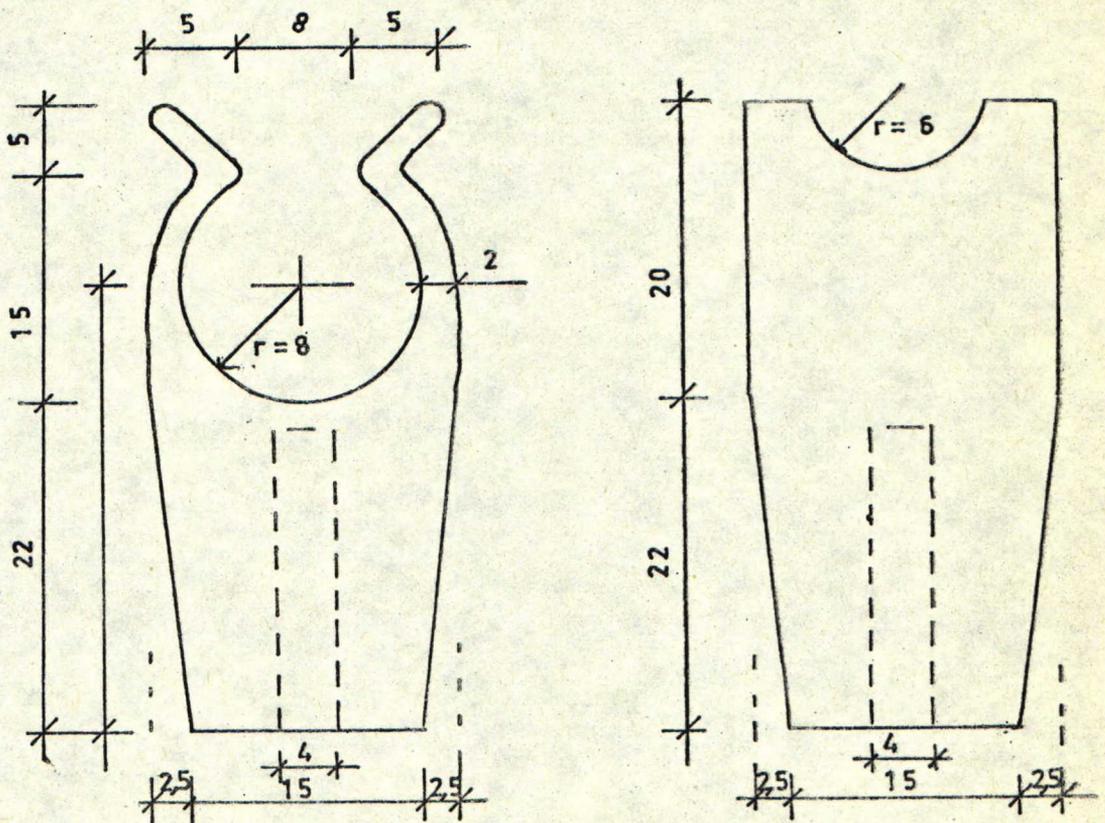
Koska sisäseinät pyritään pilareiden peittämiseksi sijoittamaan siten, että ne tulevat pilarilinjoihin, ei sisäseiniä yleensä jouduta kiinnittämään muualle tasoelementtiin. Joskus tämä on kuitenkin välttämätöntä. Tasoelementin yläpintaan kiinnitys käykin helposti kiilapulteilla elementin ripojen kohdille (kuva 18).



Kuva 18.

Väliseinän liittyminen tasoelementin yläpuolelle

Väliseinän kiinnittäminen elementin alapuolelle on kuitenkin vaikeampaa ja siksi onkin syytä sijoittaa ainakin kaikki jäykistävät sisäseinät pilarilinjoille. Kevyiden väliseinien kiinnittämiseksi taasolementin alapintaan on elementtiin jo valuvaiheessa liitettävä joitakin kiinnityselimiä. Tällaisia voivat olla esimerkiksi teräksiset pulttien tartuntakappaleet (Vemo tai vastaavat), jotka ovat kuitenkin suhteellisen kalliita jokaiseen elementtiin liitettäväksi. Tämän vuoksi kevyiden väliseinien kiinnittämiseksi on kehitetty kuvassa 19 esitetty polyeteenistä valmistettu kappale, johon väliseinien vaakajuoksut voidaan ruuvaamalla kiinnittää. Kappale on muotoiltu siten, että se toimii myös ripojen terästen korotuskappaleena, joka tukee teräkset tarkasti oikeille paikoille. Tarkkuus saadaan aikaan siten, että elementin muotissa on tarkasti oikeilla paikoilla tapit, jotka pitävät korotuskappaleet paikoillaan valun aikana.



Kuva 19.

Muovinen terästen korotuskappale

## 2.64 Alaslaskujen liittyminen tasoelementtiin

Alaslaskun kiinnittäminen tasoelementtiin on ratkaistava jokaisessa rakennuskohteessa erikseen sen mukaan millaisia vaatimuksia alaslaskulle asetetaan. Jos alaslaskulla pyritään vain saamaan aikaan tasainen kattopinta voidaan käyttää kevyitä alaslaskuja, joiden kiinnittämiseen ei tarvita lujia liitoksia.

Eräs tallainen ratkaisu on "barracuda"-katto, joka muodostuu yläpohjaelementin alle pingoitettusta muovikankaasta, joka kiinnitetään reunoiltaan seiniin kiinnitettyihin erikoislistoihin.

Jos alaslaskulta vaaditaan myös palonkestävyyttä tai ääneneristyskykyä on tämä otettava kiinnitystä suunniteltaessa huomioon. Kiinnittäminen voidaan tällöin suorittaa esimerkiksi edellisessä kohdassa (2.63) mainittuihin muovikappaleisiin, joko puujuoksujen tai peltiliuskojen ja alumiiniprofiilien avulla. Peltiliuskat voidaan myös liittää elementtiin jo valuvaiheessa.

Paloeristykseenä käytetty 50 mm:n mineraalivillakerros on kiinnitettävä elementtiin erittäin huolellisesti vaikka sen alla käytettäisiinkin verhouslevyä, koska tulipalon sattuessa verhouslevy palaa tai lohkeilee hajalle ja tasoelementin palosuojaus jää pelkästään mineraalivillan varaan. Kiinnitys voidaan tehdä esimerkiksi peltiliuskoilla tai saumauslaastilla.

### 3. PORRASAUKKOELEMENTIN MITOITUS

#### 3.1 Arkkitehtoninen mitoitus

Porrasaukkoelementin päämitat määräytyvät edellä esitettyjen vakioelementtien mittojen mukaisesti. Koska nyt tarkasteltavaa elementtijärjestelmää käytetään vain yksikerroksisissa kouluissa ja lastentarhoissa ja vain näissä rakennustyypeissä tarvitaan yli viiden metrin pituisia tasoelementtejä, valittiin porrasaukkoelementin kooksi 2 400 mm x 4 800 mm.

Itse porrasaukon koko riippuu portaan minimileveydestä annetuista määräyksistä sekä halutun portaan tyypistä. Lisäksi asettaa aukon koolle omat rajoituksensa itse elementin mitat.

Koska porrasaukko voidaan tehdä tasoelementtiin vain siten, että elementin pääasiallisia kantavia osia eli reunaripoja ei katkaista, saadaan porrasaukon maksimileveydeksi 2 220 mm.

Porrasaukon pituus voidaan valita halutun porrastyyppin mukaisesti. Kaksivartista porrasta käytettäessä joudutaan tälle tekemään aukko, jonka pituus on noin 3 metriä. Kierreporras puolestaan voidaan sijoittaa pienempään tilaan, jolloin aukon mitat voivat olla esimerkiksi n. 2.4 m x 2.4 m. Erityisesti tässä tarkasteltavaa elementtijärjestelmää varten on suunniteltu kolmivartinen porras, jonka tarvitseman porrasaukon mitat ovat 2 170 mm x 2 170 mm.

Arkkitehdin näkökulmasta asiaa tarkasteltaessa neliömäinen aukko suo suunnittelulle suurempia vapauksia kuin pitkänomainen aukko, sillä pitkään aukkoon voidaan porrassijoiittaa vain kahdella tavalla, kun taas neliöaukko antaa neljä eri sijoitusmahdollisuutta.

Näillä perusteilla porrassaukosta päätettiin tehdä neliömäinen ja, koska porrassaukkoelementit valmistetaan samalla muotilla kuin vakioelementti BP 2, tuli aukon kooksi 2 220 mm x 2 270 mm.

### 3.2 Kuormituksista

Kohdassa 2.211 esitetyn perusteella suoritettiin porrassaukkoelementin mitoitus hyötykuormalle  $4.0 \text{ kN/m}^2$ , mikä sisältää kevyiden väliseinien ja alaslaskujen painot, kaluste- ja henkilökuormat sekä mahdolliset tilaelementtikuormat. Lisäksi mitoituksessa otettiin huomioon se, että tilaelementit voidaan tukea pistemäisesti, minkä johdosta elementin mitoitus suoritettiin myös pistekuormalle  $5.0 \text{ kN}$ .

### 3.3 Mitoitusperusteet

Porrassaukkoelementin mitoituksessa käytettiin samoja mitoitusmenetelmiä kuin vakioelementtien mitoituksessa (vrt. 2.212).

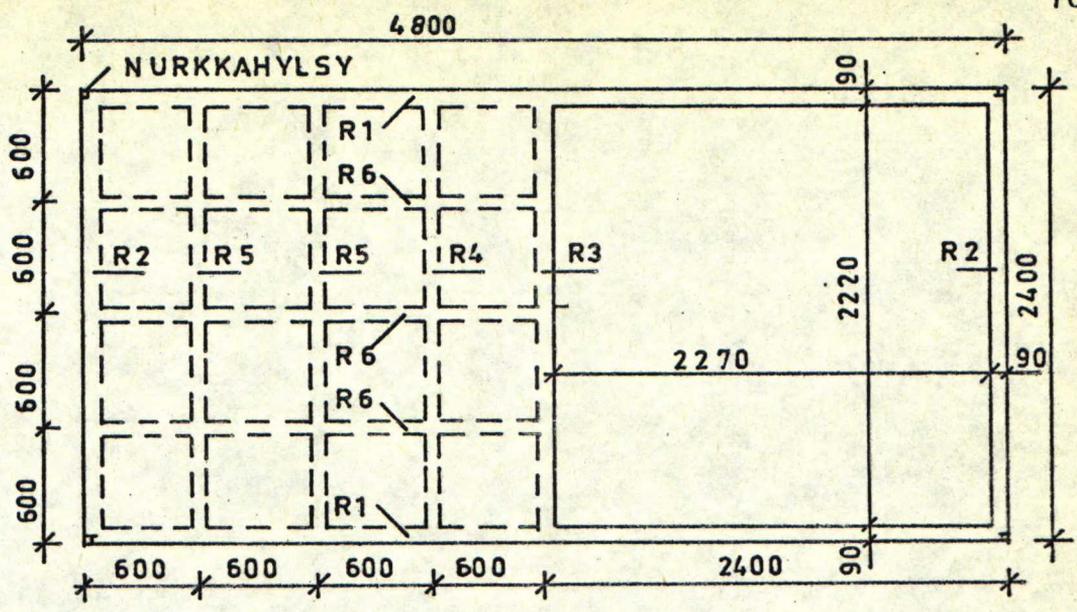
### 3.4 Elementin rakenne

Porrasaukkoelementti ja teräsbetoninen tasoelementti BP 2 eroavat ulkonaisesti toisistaan siinä, että edellisessä on porrasaukko, jonka pinta-ala on miltei puolet elementin pinta-alasta (kuva 20). Muilta osin elementit ovat päällisin puolin tarkasteltuina samankaltaisia, rivat ovat samankokoisia ja -muotoisia ja ne sijaitsevat samalla tavalla n. 600 mm:n ruudukossa. Tämä johtuu siitä, että porrasaukkoelementti pyrittiin mitoittamaan siten, että se voidaan valmistaa samalla muotilla kuin elementti BP 2.

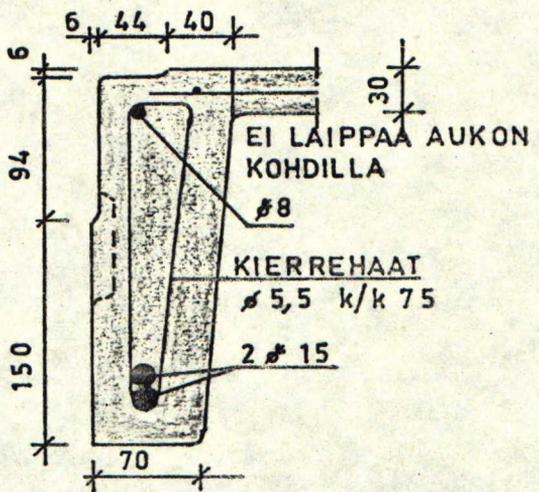
Sisäisesti elementit eroavat kuitenkin huomattavasti toisistaan johtuen elementin toimintatavan muuttumisesta, kun siihen tehtiin suuri aukko, joka katkaisi kolme pituussuuntaista ripaa ja poisti kolme poikittaista ripaa.

Elementtiin tehtyjen muutosten johdosta poikkisuuntaiset rivat alkoivat kantaa huomattavasti enemmän kuormaa kuin vakioelementissä ja vastaavasti pituussuuntaisten ripojen rasitukset pienenevät. Erityisen paljon porrasaukon tekeminen vaikutti vääntömomenttien jakautumiseen aukon vieressä. Tämä reunahäiriöalue oli n. 60 cm:n levyinen käsittäen kaksi poikittaista keskiripaa ja kaikkien pituussuuntaisten ripojen ne osat, jotka jäävät näiden poikkiripojen väliin.

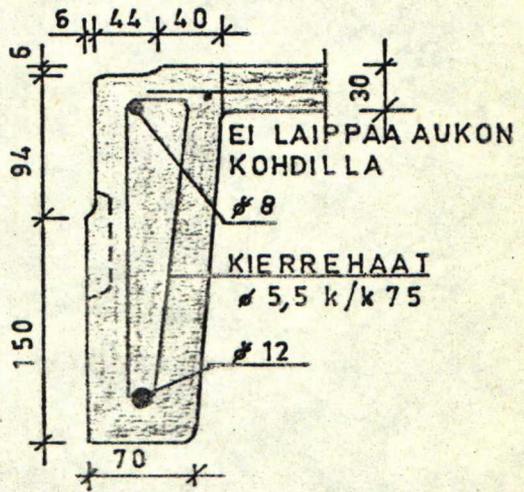
Porrasaukkoelementin primääripalkkeina toimivat edelleen pitkät reunarivat, joiden haoitus jouduttiin reunahäiriöalueesta johtuen kaksinkertaistamaan. Lyhyiden reunaripojen haoitusta muutettiin myös vastaavasti. Muutoin reunarivat ovat samankaltaiset kuin elementissä BP 2.



**REUNARIVAT  
PITKÄ (R1)**

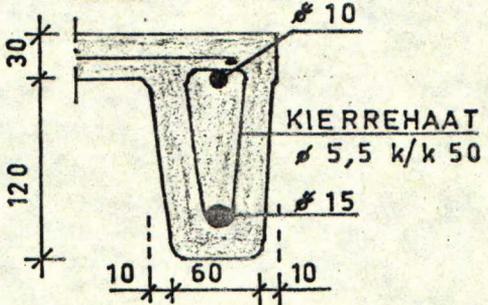


**LYHYT (R2)**

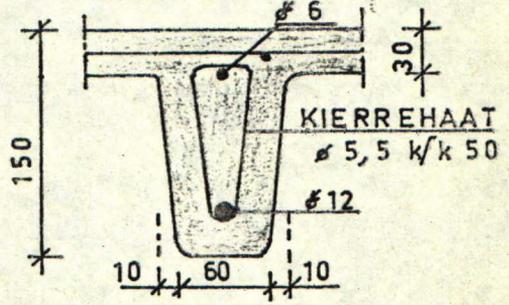


**KESKIRIVAT  
POIKKISUUNTAISET**

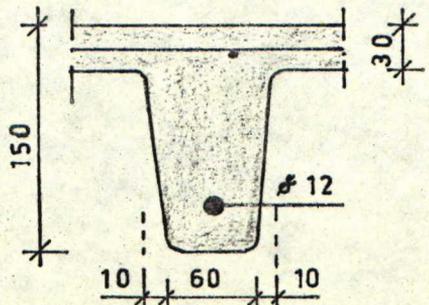
**(R3)**



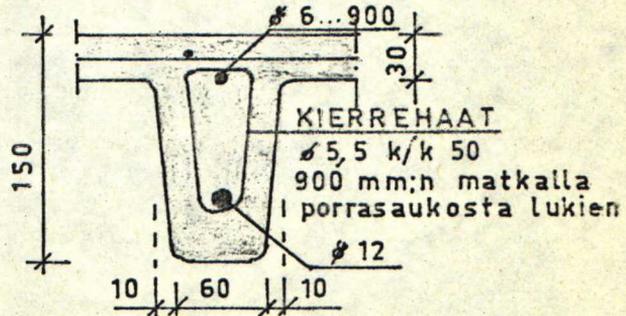
**(R4)**



**(R5)**



**PITUUSSUUNTAINEN (R6)**



Kuva 20. Teräsbetoninen porrasaukkoelementti

Sekundäärisinä ripoina porraskoelementissä toimivat poikkisuuntaiset keskirivat, jotka vakioelementissä olivat tertiäärisesässä asemassa. Tämän johdosta on ripojen taivutusraudoitusta ja hyötykorkeutta jouduttu lisäämään. Koska porraskon vieressä sijaitsevan keskirivan rasitukset ovat huomattavasti suuremmat kuin muiden poikkiripojen on tämän rivan raudoitusta lisätty enemmän kuin muiden.

Suurista vääntömomenteista johtuen on kahteen lähinnä porraskkoa olevaan poikkiripaan jouduttu tekemään tiheä haoitus.

Pituussuuntaisten keskiripojen taivutusmomenttien huomattavan pienenemisen johdosta on niiden taivutusraudoitusta voitu keventää vaikka niiden hyötykorkeus on pienentynyt. Edellä mainitun reunahäiriöalueen johdosta on näihinkin ripoihin lisätty haoitus 90 cm:n matkalle porraskkosta lukien.

### 3.5 Koekuormituksista

Koska porraskkoelementti ei ole vielä tuotannossa, ei koekuormituksia ole voitu suorittaa. Laskelmien mukaisen reunahäiriöalueen johdosta on kuitenkin syytä koekuormituksilla tarkistaa elementin varmuus ennen laajamittaisten tuotannon aloittamista.

Kokeissa on erityistä huomiota kiinnitettävä porraskkon viereisen rivan vääntökapasiteettiin lähellä pitkää reunaripaa, koska lujuuslaskelmien mukaan tasaisella kuormalla  $4.0 \text{ kN/m}^2$  saadaan lau-

sekkeelle

$$\frac{V_{ud}}{b d} + \frac{T_{ud}}{2 \cdot A_o \cdot b_{fmin}}$$

tässä kohdassa arvo  $7.03 \text{ MN/m}^2$ , joka ylittää arvon  $6.0 \text{ MN/m}^2$  noin 17 % ja arvon  $0.2 f_{ck} = 7.0 \text{ MN/m}^2$  noin 0.4 %. Tämä ylitys on kuitenkin perusteltavissa sillä, että laskelmissa on oletettu riipojen taivutus- ja vääntöjäykkyyksien olevan riippumattomia rivan rasituksista, mikä ei todellisuudessa pidä paikkaansa.

Käytännössä teräsbetonirakenteiden jäykkyys riippuu suuresti niiden rasituksista siten, että jäykkyys pienenee huomattavasti kuormituksen lähestyessä myötökuormaa. Tällöin staattisesti määräämättömän rakenteen voimasuureiden jakautumat muuttuvat niin, että lähelle myötöä kuormitettu kohta ottaa yhä vähemmän lisärasituksia kuormituksen kasvaessa ja vähemmän kuormitetut osat kantavat vastaavasti suuremman kuorman.

Tämän perusteella voitaisiin elementin voimasuureiden jakautumista tarkastella lähtien siitä, että porrasaukon viereisellä keskirivalla ei ole vääntöjäykkyyttä. Tämä tilanne tulee käytännössä eteen silloin kun ripaan on syntynyt vääntöhalkeama. Jos elementin muut rivat kestävät niihin tässä tilanteessa syntyvät rasitukset ei elementti halkeaman syntyessä sorru vaan voimasuureet vain jakautuvat uudelleen.

Moninkertaisesti staattisesti määräämättömässä rakenteessa voi edellä kuvatuunlainen voimasuureiden uudelleen jakautuminen tapahtua useita kertoja ennenkuin rakenne lopullisesti sortuu. Tämän johdosta esimerkiksi tässä tarkastellun arinatyyppisen teräsbetoni-

elementin tarkka laskennallinen tutkiminen on erittäin monimutkaista.

Edellä esitetyn johdosta ei elementtien mitoitusta voida suorittaa tarkasti vain laskennollisesti vaan on suoritettava myös koekuorimituksia elementtien todellisen varmuuden toteamiseksi.

### 3.6 Porrasaukkoelementin liitokset

Koska porrasaukkoelementti oleellisilta osiltaan vastaa vakioelementtiä BP 2 voidaan eri rakenteiden liittymiset porrasaukkoelementtiin tehdä samoin kuin tähän vakioelementtiin (vrt. 2.6). Itse portaan liittäminen elementtiin on kuitenkin uusi ongelma, jota ei vakioelementin kohdalla ole tutkittu.

Portaan liittämisedetallit riippuvat suuresti käytetyn portaan tyypistä ja sen tukeutumistavasta. Eräät ruotsalaisvalmisteiset huoneiston sisäiset portaot ovat vapaasti seisovia, eli ne tukeutuvat vain alemman kerroksen tasoon, jolloin kiinnitys on helposti hoidettavissa. Näitä portaita ei kuitenkaan aina haluta käyttää, jolloin yleensä porras joudutaan kiinnittämään myös ylemmän kerroksen tasoon. Tässä tapauksessa portaan kiinnitys onnistuu parhaiten pulttien avulla.

Pulttaus voidaan suorittaa joko elementin reunaripoihin tai porrasaukon viereiseen keskiripaan. Tällöin olisi hyvä, jos rivoissa olisi valmiit reiät pultteja varten, koska reikien poraaminen työmaalla

saattaa särkeä ohuet rivat. Koska kuitenkin erilaiset portaat on kiinnitettävä eri kohdista ei ripoihin voida tehdä standardirei'itystä vaan reikien paikat on suunniteltava kussakin sovellutustapauksessa erikseen ja reiät on yleensä tehtävä työmaalla.

#### 4. ELEMENTIN REUNARIPOJEN REI'ITYS

##### 4.1 Yleistä

Palkkiin tehtävien reikien takia joudutaan suunnitelmia usein muuttamaan joko rakennesuunnittelijan tai LVI-suunnittelijan toimesta, mikä ei ole taloudellisuuden kannalta suotavaa.

Jos rakenteiden suunnittelun alkuvaiheessa pystytään selvittämään kuinka suuria, kuinka tiheään ja mihin rakenteen osaan reikiä voidaan tehdä normaalien mitoitusmenetelmien olennaisesti muuttamatta, ollaan päästy askel eteenpäin rakenne- ja LVI-suunnittelijan yhteistyön parantamisessa. Suurin vaikeus reikien sijoittelua rakennesuunnittelijan kannalta tarkasteltaessa on sopivien mitoitusmenetelmien puuttuminen.

Tässä tutkimuksessa tarkastellaan palkin toiminnan kannalta edullisinta reikämuotoa, pyöreätä reikää.

## 4.2 Mitoitusperusteet

### 4.21 Reiän maksimikoon määrittäminen

Jotta palkin voimasuureet voitaisiin laskea normaaleilla menetelmillä ottamatta reikienvaikutusta huomioon, on reiän kokoa esittävän termin

$$\left( \frac{K}{K_0} - 1 \right) \left( \frac{d_0}{L_c} \right)^3$$

oltava pienemmän tai yhtäsuuren kuin 0.05. Kaavassa

$K$  on palkin taivutusjäykkyys ehjällä kohdalla,

$K_0$  on palkin taivutusjäykkyys reiän kohdalla,

$d_0$  on reiän halkaisija ja

$L_c$  on palkin jänneväli.

Edellytyksenä tälle likiarvomenettelylle on, että reikiä ei ole kovin paljon ja ne sijaitsevat riittävällä etäisyydellä toisistaan.

Kaavasta voidaan välittömästi todeta, että yksi pyöreä reikä täyttää aina edellä mainitun ehdon.

Momentin nollapisteiden väliin  $L_c/2$ -pituiselle matkalle (vapaasta tuesta lukien  $d/2$ -etäisyydestä alkaen) voidaan tehdä pyöreitä reikiä sopivin välimatkoin niin, että reikien halkaisijoiden ja näiden välisten ripojen leveyksien summa toteuttaa kaavan

$$\left( \frac{K}{K_0} - 1 \right) \left( \frac{\sum d_0 + \sum b_0}{L} \right)^3 \leq 0.05, \text{ missä}$$

$\sum d_o$  on reikien halkaisijoiden summa ja

$\sum b_o$  on reikien välisten ripojen leveyksien summa.

#### 4.22 Rei'itetyn palkin voimasuureet

Kohdassa 4.21 esitetyillä edellytyksillä voidaan rei'itetyn palkin taivutusmomentti- ja leikkausvoimapinnat määrittellä ehjän palkin mukaisesti, tunnettuja menetelmiä käyttäen.

Rei'istä aiheutuvat lisäjännitykset voidaan laskea vierendeel-palkin teoriaa käyttäen. Tämän teorian soveltuvuudesta teräsbetonirakenteiden mitoitukseen, betonin jännityksiä tasaavan ominaisuuden vuoksi, ollaan yleisesti epätietoisia, mutta suoritettujen tutkimusten mukaan teorian soveltaminen esimerkiksi tiheästi rei'itetyn teräsbetonipalkin mitoitukseen on oikeutettua.

Vierendeel-teorian mukaisesti jakautuu leikkausvoima  $V$  reiän ylä- ja alapuolisille osille leikkausvoimiksi  $V_1$  ja  $V_2$  ( $V = V_1 + V_2$ ). Leikkausvoimien  $V_1$  ja  $V_2$  suhde riippuu reiän ylä- ja alapuolen pinta-alojen suhteesta, taivutus- ja leikkaushalkeamien syntymisestä sekä palkin raudoituksen vaarnavaikutuksesta.

Leikkausvoima  $V_1$  aiheuttaa taivutusmomentin  $M_{V_1}$  palkin puristuspuolelle (kuva 21) ja vastaavasti leikkausvoima  $V_2$  aiheuttaa taivutusmomentin  $M_{V_2}$  palkin vetopuolelle.

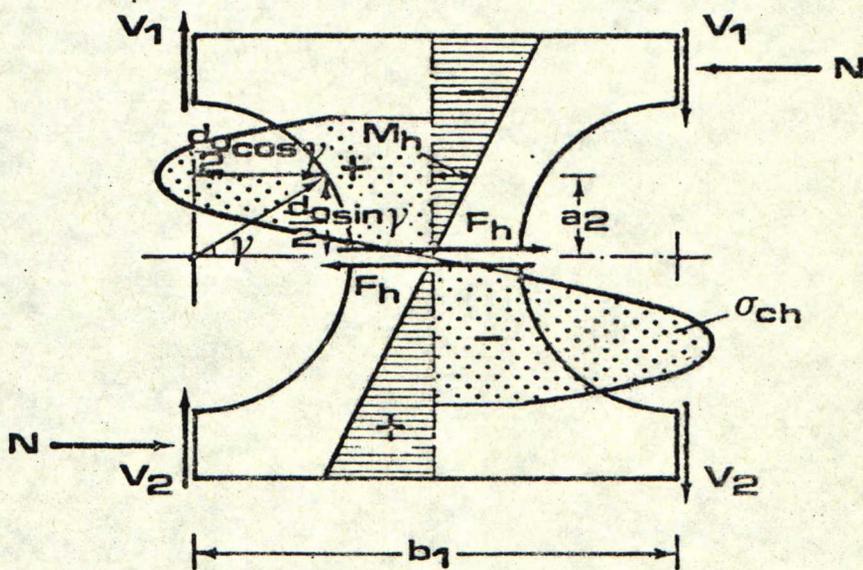


Momenttien arvot voidaan laskea muodostamalla tasapainoyhtälöt, jolloin saadaan

$$M_{V1} = V_1 \cdot a_1 = V_1 \cdot \frac{d_0}{2} \cdot \cos \gamma_V \text{ ja}$$

$$M_{V2} = V_2 \cdot a_1 = V_2 \cdot \frac{d_0}{2} \cdot \cos \gamma_V .$$

Kun palkissa on kaksi tai useampia reikiä riittävän lähellä toisiaan muodostuu leikkausvoiman  $V$  vaikutuksesta reiän ylä- ja alapuolelle työntövoimat  $N$  (kuva 22).



Kuva 22.

Vierendeel-momentti  $M_h$  sekä jännitys  $\sigma_{ch}$

Työntövoimat vaikuttavat palkin ylä- ja alapinnoissa vastakkaisiin suuntiin, jolloin reikien väliseen ripaan muodostuu taivutusmomentti  $M_h$ . Momentti  $M_h$  voidaan korvata voimaparilla, jonka voiman  $F_h$  suuruus on yhtäsuuri kuin työntövoiman  $N$  suuruus ja vaikutuspiste momentin  $M_h$  nollapisteessä. Voima  $F_h$  on kyseessä olevan

"vierendeel-momentin"  $M_h$  voimaparin voima, joten momentti  $M_h$  saadaan määritetyksi missä tahansa reikien välisen rivän pisteessä kaavasta:

$$M_h = F_h \cdot a_2, \text{ missä}$$

$a_2$  on momenttivarren pituus ja

$$F_h = \frac{b_1}{z} \cdot V, \text{ missä}$$

$b_1$  on reikien k/k-väli ja

$$z = d - \frac{h_{o1}}{2}, \text{ missä}$$

$d$  on palkin hyötykorkeus ja

$h_{o1}$  on reiän yläpuolisen palkin osan korkeus.

Täten voima  $F_h$  on riippumaton momentin  $M_h$  nollapisteen sijainnista.

Momentin  $M_h$  nollapisteen sijaintipaikka riippuu leikkausvoiman  $V$  jakautumisesta palkin puristuspuolen ( $V_1$ ) ja vetopuolen ( $V_2$ ) suhteen. Kun vetopuoli on osittain haljennut siirtyy nollapiste palkin korkeuden keskipisteestä lukien alaspäin, jolloin momentti  $M_h$  kasvaa. Vaikka palkin vetopuoli olisi täysin haljennut toimivat palkin vetoteräket vaaroina ja ottavat osan leikkausvoimasta, joten momentin nollapiste (= voiman  $F_h$  vaikutuspiste) tuskin koskaan saavuttaa vetoterästen tasoa.

## 4.23 Vierendeel-vaikutuksen aiheuttamat lisäjännitykset

Seuraavassa on johdettu vierendeel-vaikutuksen lisäjännitykset olettaen, että reikä on palkin keskellä.

Momentista  $M_{V1}$  aiheutuu reiän yläpuoliseen palkinosaan taivutusjännitys  $\sigma_{cV1}$ , jonka suuruus riippuu momentista  $M_{V1}$  sekä reiän yläpuolisen palkinosan taivutusvastuksesta  $W_{V1}$ , joka voidaan laskea kaavasta:

$$W_{V1} = \frac{b \cdot h_{a1}^2}{6}, \text{ missä}$$

$b$  on palkin leveys ja

$$h_{a1} = 0.5 (h - d_o \cdot \sin \varphi_V), \text{ missä } h \text{ on palkin korkeus.}$$

Koska  $M_{V1} = V_1 \cdot \frac{d_o}{2} \cdot \cos \varphi_V$ , saadaan:

$$\sigma_{cV1} = \frac{M_{V1}}{W_{V1}} = 12 \cdot V_1 \cdot \frac{d_o \cdot \cos \varphi_V}{b (h - d_o \sin \varphi_V)^2}.$$

Derivoimalla tämä kaava kulman  $\varphi_V$  suhteen ja merkitsemällä derivaatta nolaksi saadaan määritettyä  $\sigma_{cV1}$ :n maksimiarvo ja sen esiintymiskohta.

Tällöin saadaan kulman  $\varphi_V$  määrittämiseksi kaava:

$$\sin \varphi_V = -\frac{h}{2d_o} + \sqrt{\left(\frac{h}{2d_o}\right)^2 + 2}.$$

Sijoittamalla näin laskettu  $\gamma_v$ :n arvo edellä olevaan  $\mathfrak{z}_{cV1}$ :n kaavaan saadaan taivutusjännityksen  $\mathfrak{z}_{cV1}$  maksimiarvo lasket-  
tua.

Laskettaessa "vierendeel-momentti"  $M_h$ :n aiheuttamaa taivutus-  
jännitystä  $\mathfrak{z}_{ch}$  reikien välisessä rivissä on seuraavassa oletet-  
tu, että vetopuoli ei ole halkeillut, jolloin voima  $F_h$  sijaitsee pal-  
kin korkeuden keskipisteessä. Tällöin saadaan seuraavat kaavat:

$$M_h = F_h \cdot a_2 = F_h \cdot \frac{d_o}{2} \cdot \sin \gamma, \quad F_h = \frac{b_1}{z} \cdot V \quad \text{ja}$$

$$W_h = \frac{1}{6} b \cdot (b_1 - d_o \cos \gamma)^2. \quad \text{Joista edelleen:}$$

$$\mathfrak{z}_{ch} = \frac{M_h}{W_h} = 3 \cdot F_h \cdot \frac{d_o \sin \gamma}{b (b_1 - d_o \cos \gamma)^2}.$$

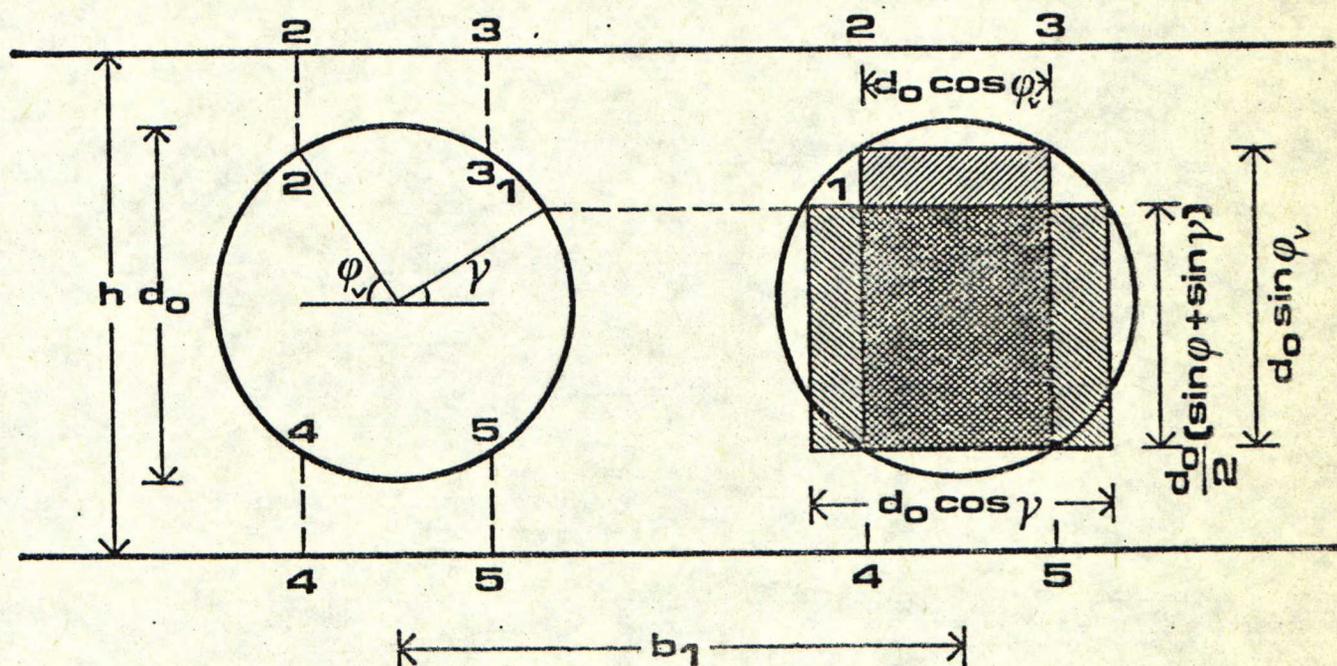
Tästä kaavasta saadaan derivoimalla kulman  $\gamma$  määrittämiseksi  
kaava:

$$\cos \gamma = -\frac{b_1}{2d_o} \pm \sqrt{\left(\frac{b_1}{2d_o}\right)^2 + 2}.$$

#### 4.24 Rei'itetyn palkin mitoitus

Edellä kohdissa 4.22 ja 4.23 johdettiin vierendeel-teorialla palk-  
kiin reikien kohdille syntyvät lisäjännitykset käyttötilassa. Kaavat  
on kuitenkin esitetty sellaisessa muodossa, että ne ovat helposti  
muutettavissa murtorajatilamitoituksen mukaisiksi kaavoiksi.

Kuvaan 23 on merkitty leikkaukset 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 ja 5-5, joissa palkin puristus- ja vetopuolen kapasiteetit on tarkistettava.



Kuva 23.

Leikkaukset 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 ja 5-5 sekä pyöreää reikää vastaava suorakaiteen muotoinen reikä

#### 4.241 Leikkaus 1-1

Leikkauksessa 1-1 on tarkistettava reikien välisen rivin taivutuskapasiteetti momenttia  $M_h$  vastaan. Jos taivutus otetaan vastaan pelkällä betonilla saadaan mitoituskaavaksi:

$$f_{cf} = 6 \cdot \frac{b_1}{z} \cdot \frac{a_2}{(b_1 - d_o \cos \gamma)^2} \cdot V_{ud} \leq f_{cfd}, \text{ missä}$$

$V_{ud}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo reikien kohdalla ja  
 $f_{cfd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo.

## 4.242 Leikkaus 2-2

Leikkauksessa 2-2 on tarkistettava taivutusveto- (tai puristus-) jännitys. Jännitys voidaan laskea kaavasta:

$$f_c = -\frac{1}{b \cdot h_{a1}} \left( \frac{M_{ud}}{z_{a1}} - \frac{6 \cdot V_{ud1} \cdot a_1}{h_{a1}} \right) \leq f_{cfd} \text{ (vetoa) ja} \\ \geq -f_{ccd} \text{ (puristusta),}$$

missä

$M_{ud}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo leikkauksen 2-2 kohdalla,  
 $V_{ud1}$  on leikkausvoimasta  $V_{ud}$  palkin yläpuolelle tuleva osa ja  
 $f_{ccd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

4.243 Leikkaus 3-3

Leikkauksessa 3-3 tarkistetaan betonin puristusjännitys, joka voidaan laskea kaavasta:

$$f_c = -\frac{1}{b \cdot h_{a1}} \left( \frac{M_{ud}}{z_{a1}} + \frac{6 \cdot V_{ud1} \cdot a_1}{h_{a1}} \right) \geq -f_{ccd}, \text{ missä}$$

$M_{ud}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo leikkauksen 3-3 kohdalla.

## 4.244 Leikkaus 4-4 ja leikkaus 5-5

Leikkauksissa 4-4 ja 5-5 on tarkistettava vetoterästen riittävyys. Tarvittava teräsmäärä voidaan laskea kaavasta:

$$A_s = \left( \frac{M_{ud}}{z_{a1}} + \frac{6 \cdot V_{ud2} \cdot a_1}{h_{a2}} \right) / f_{yd}, \text{ missä}$$

$M_{ud}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo ko. leikkauksessa,

$V_{ud2}$  on leikkausvoimasta  $V_{ud}$  palkin vetopuolelle tuleva osuus ja

$f_{yd}$  on vetorausituksen vetolujuuden mitoitusarvo.

#### 4.245 Mitoitus leikkaukselle

Edellä esitettyjen kohtien lisäksi on vielä tarkistettava palkin leikkaukskapasiteetti reiän kohdalla ja reikien välisen rivan leikkaukskapasiteetti rivan ohuimmalla kohdalla.

Jos oletetaan, että palkin vetopuoli ei ota vastaan leikkausvoimaa, siirtyy koko leikkausvoima palkin puristuspuolen välityksellä. Tällöin on reiän yläpuolinen osa mitoitettava leikkausvoimalle  $V_{ud}$  aivan samoin kuin edellä kohdassa 2.212 tavallisen palkin yhteydessä on esitetty.

Myös reikien välinen ripa mitoitetaan leikkaukselle samoin kuin tavallinen palkki, jonka korkeus =  $b_o$  ja leveys =  $b$ . Leikkausvoiman mitoitusarvo  $F_{hd}$  lasketaan kaavasta:

$$F_{hd} = \frac{b_1}{z} \cdot V_{ud} \cdot$$

## 4.25 Rei'itetyn palkin raudoitus

Reikien johdosta palkkiin asennettavan lisäraudoituksen tarkoituksena on rajoittaa reikien vaikutuksesta mahdollisesti syntyvien halkeamien etenemistä ja suuruutta. Kun palkissa on kaksi tai useampia reikiä syntyvät ensimmäiset halkeamat seuraaviin kohtiin:

- leikkauksessa 2-2 puristuspuolelle palkin yläpintaan
- leikkauksessa 3-3 puristuspuolelle reiän reunaan
- leikkauksessa 4-4 vetopuolelle reiän reunaan
- leikkauksessa 5-5 vetopuolelle palkin alareunaan
- leikkauksessa 1-1 reiän reunaan.

Lisäraudoitus tulee sijoittaa mahdollisimman hyvin kulkemaan näiden halkeamapisteiden kautta, joten vinot teräkset toimivat parhaiten halkeamien rajoittajana.

Jos reikien kohdalla palkkia rasittava leikkausvoima otetaan kokonaan vastaan raudoituksella saadaan vinorausituksen määrä kaavasta:

$$A_{st} = \frac{b_1}{z} \cdot \frac{V_{ud}}{f_{yd} \cdot \cos \alpha}, \text{ missä}$$

$\alpha$  on vinon raudoituksen ja palkin akselin välinen kulma.

### 4.3 Elementin BP 2 reunaripojen rei'itys

#### 4.31 Reikien sijainti

Elementin BP 2 reunaripoihin pyrittiin tekemään reikiä LVI-laitteiden vaatimien vaakavetojen helpottamiseksi. Koska tällaisia vaakavetoja tarvitaan lähinnä vesi- ja viemäriputkistoille, joiden putket ovat melko kookkaita, valittiin tarkasteltavan reiän halkaisijaksi 80 mm.

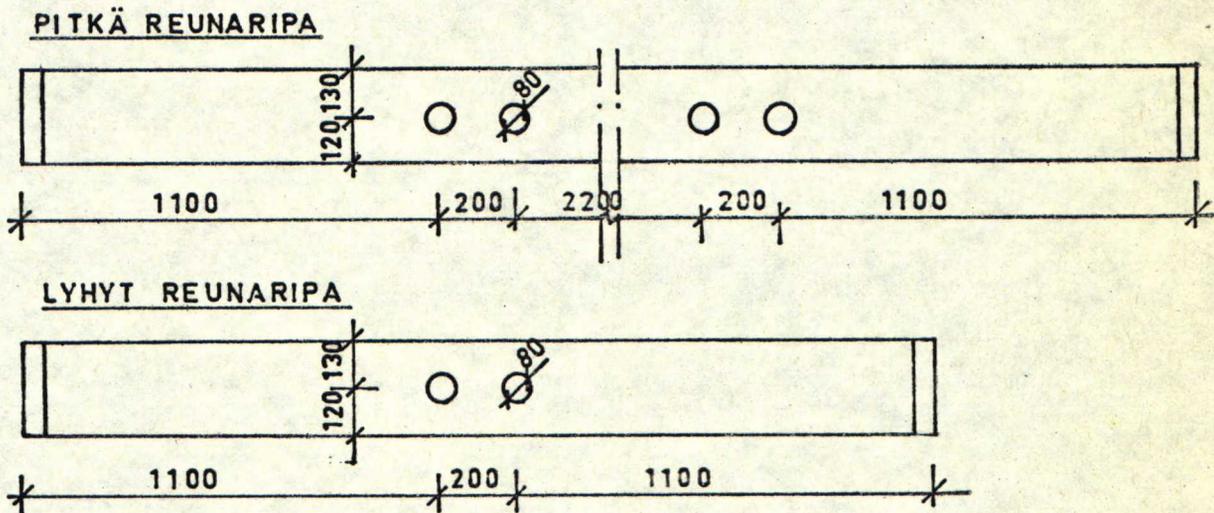
Reikien mahdollisia paikkoja tarkasteltaessa pyrittiin siihen, että elementit olisivat vielä rei'itettynäkin käännettävissä eli elementin kaksi lyhyttä sivua voitaisiin asentaa yhtä pitkää sivua vastaan. Tämän johdosta reikien tulisi sijaita yhtä kaukana elementin nurkakahlysyistä sekä elementin pitkällä että lyhyellä sivulla.

Toinen reikien sijaintiin vaikuttava tekijä on luonnollisesti betonipalkin lujuus reikien kohdalla. Koska palkkien mitoituksessa taivutukselle ei oteta huomioon betonin vetolujuutta ja taivutetun poikkileikkauksen puristettu osa on yleensä melko pieni, ei reikien tekeminen yleensä vaikuta palkin taivutuskapasiteettiin. Sen sijaan palkin leikkauskapasiteetti on reiän kohdalla huomattavasti pienempi kuin ehjällä palkilla. Näistä syistä johtuen on edullisinta sijoittaa reikä mahdollisimman lähelle taivutusmomentin maksimikohtaa, missä leikkausvoima on pieni. Tämä on edullista senkin vuoksi, että tällöin taivutusmomentti aiheuttaa reiän yläpuolelle puristavan voiman, joka lisää reikäkohdan leikkauskapasiteettia.

Elementin lujuuden kannalta olisi siis ollut edullisinta sijoittaa reiät reunaripojen keskelle. Juuri näihin kohtiin kiinnittyvät kui-

tenkin elementin keskirivat, joten reikiä jouduttiin hieman siirtämään. Samalla reikien lukumäärä jouduttiin kasvattamaan kahdeksi reiäksi reunaripaa kohden, jotta reiät osuisivat aina vastakkain rinnakkaisissa elementeissä.

Elementtien käännettävyyden säilyttämiseksi jouduttiin pitkän reunarivan rei'itystä vielä siirtämään siten, että reikäparit sijaitsivat samalla etäisyydellä nurkkahylsyistä kuin lyhyen reunarivan reikäpari. Täten reunaripojen rei'ityksestä muodostui kuvan 24 mukainen.



Kuva 24.

Elementin BP 2 reunaripojen rei'itys

Reikien korkeusasemaa valittaessa pyrittiin reiät tekemään mahdollisimman alas kuitenkin niin, että vetoteräksien ja reiän väliin jää riittävästi teräksiä suojaavaa betonia.

## 4.32 Ripojen mitoitus reikien kohdilla

Harkittaessa reikien tekemistä palkkeihin on ensimmäiseksi syytä tarkistaa palkin leikkausvoimakapasiteetti reiän kohdalla, koska se on yleensä määräävin tekijä mitoituksessa. Milloin rei'itetty palkki saa myös vääntörasituksia, kuten tässä tapauksessa, voidaan alustavassa tarkastelussa jättää taivutusmomentista aiheutuvan puristavan voiman aiheuttama lisäkapasiteetti huomioon ottamatta ja käyttää se hyväksi vasta kun tarkastellaan poikkileikkauksen kapasiteettia yhdistettyä leikkausta ja vääntöä vastaan.

Tässä tapauksessa reiän yläpuolisen osan leikkauskapasiteetin havaittiin olevan leikkausrasituksia huomattavasti pienemmän.

Palkille, jonka leveys on 8.4 cm ja hyötykorkeus n. 6.0 cm saadaan kohdan 2.212 mukaisesti maksimileikkauskapasiteetiksi ilman haoitusta  $V_u = 0.5 \cdot 2.2 \cdot 10^3 \cdot 6.0 \cdot 10^{-2} \cdot 8.4 \cdot 10^{-2} \text{ kN} = 5.54 \text{ kN}$ .

Maksimileikkausvoima saadaan kuormittamalla elementtiä 5.0 kN:n pistekuormilla pitkän reunarivan reikien kohdilta ja samanaikaisesti tasaisella kuormalla. Tällöin saatiin leikkausvoiman mitoitusarvoksi  $V_{ud} = 14.56 \text{ kN}$ , joka on noin kolminkertainen laskennolliseen leikkauskapasiteettiin verrattuna. Kun tämä kuormitusasento aiheuttaa reikien kohdille vielä huomattavan vääntömomentin ( $T_{ud} \approx 0.40 \text{ kNm}$ ), joka ylittää reikäkohdan vääntökapasiteetin ( $T_u \approx 0.20 \text{ kNm}$ ), oli reikien tekemisestä pitkiin reunaripoihin luovuttava. Kun lyhyissä reunarivoissakin leikkausvoiman mitoitusarvo tuli suuremmaksi kuin leikkauskapasiteetti, jouduttiin ripojen rei'ittämisestä luopumaan.

Myös reikien välisen palkinosan leikkauskapasiteetti osoittautui laskelmissa liian pieneksi, joten reikien k/k-väliä olisi tämän johdosta pitänyt kasvattaa. Sen sijaan muilta osin havaittiin elementin reunaripojen kapasiteetin reikien kohdalla olevan riittävän.

## 5. YHTEENVETO

Tämän tutkimuksen lähtökohtana on ollut pilari-laatta-elementti-järjestelmä, jonka tasoelementit on tähän asti valmistettu teräsrunkoisina puuelementteinä. Näiden rakennusmateriaalien suuren hinnannousun ja järjestelmän käyttöalueen laajentamisen vuoksi ryhdyttiin etsimään uusia tasoelementtivaihtoehtoja ja päädyttiin tasoelementtien tekemiseen teräsbetonisina ripalaattoina. Koska tällaisten elementtien suunnittelu ja mitoitus poikkeavat tavallisten teräsbetonirakenteiden suunnittelusta ja mitoituksesta, on tässä tutkimuksessa tarkasteltu niitä elementtien suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä ja mitoitusmenetelmiä, jotka ovat olleet perustana tässä tutkimuksessa esitettyjen sovellutusten suunnittelussa.

Teräsbetonisten ripalaattaelementtien suunnittelu ja mitoitus riippuvat kuitenkin niin monista tekijöistä, että näin suppean tutkimuksen yhteydessä ei niihin kaikkiin ole voitu kiinnittää riittävästi huomiota. Tutkimuksessa on kuitenkin pyritty selvittämään tärkeimpiä suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä ja antamaan mitoitusmenetelmät, joiden avulla vastaavanlaisten elementtien mitoitus voidaan suorittaa.

Suunnitteluun vaikuttavista tekijöistä on käsitelty eri käyttökohteiden asettamia vaatimuksia elementin hyötykuorman, palonkeston ja akustisten sekä lämpötekniisten ominaisuuksien suhteen. Lisäksi on tarkasteltu valmistus-, kuljetus- ja asennustekniisten seikkojen vaikutusta elementin suunnitteluun.

Tutkimuksen toisessa osassa on selostettu ripalaattaelementtien mitoitusmenetelmät ja niiden perusteet. Samoin on lyhyesti selostettu mitoituksen lopputulokset eli vakioelementtien rakenteet. Koska nämä rakenteet poikkeavat voimassa olevien betoninormien vaatimuksista ja niiden mitoitus on suoritettu normeista poikkeavalla tavalla, on elementtien varmuus tutkittu koekuormituksilla, joita tutkimuksen tässä osassa on myös tarkasteltu.

Tutkimuksen kolmannessa osassa on tarkasteltu porraskoelementin suunnittelua ja mitoitusta. Suurin poikkeama vakioelementin mitoitukseen verrattuna aiheutui porraskon viereen syntyneestä reunahäiriöalueesta, jossa vääntömomentit kasvoivat yllättävän suuriksi.

Tutkimuksen viimeisessä osassa on tarkasteltu palkkiin tehtävien pyöreiden reikien vaikutusta palkin rasitukseen ja johdettu vierendeel-teoriaa käyttäen rei'itetyn palkin mitoituskäytännöt. Lisäksi on tutkittu 2 400 mm x 4 800 mm -elementin reunaripojen rei'itysmahdollisuuksia.

## 6. SUMMARY

This study aims at giving it's reader an idea of what factors one must take into account while planning a plate element of reinforced concrete.

The requirements of Finnish standards and dictates concerning liveload, fireproofness, acoustics, heat technique etc. are examined in the first part of this study.

In the second part methods for the dimensioning of the plate elements have been given. And furthermore tests of these elements have been reported.

In the third part the dimensioning of an element with a stair opening is presented.

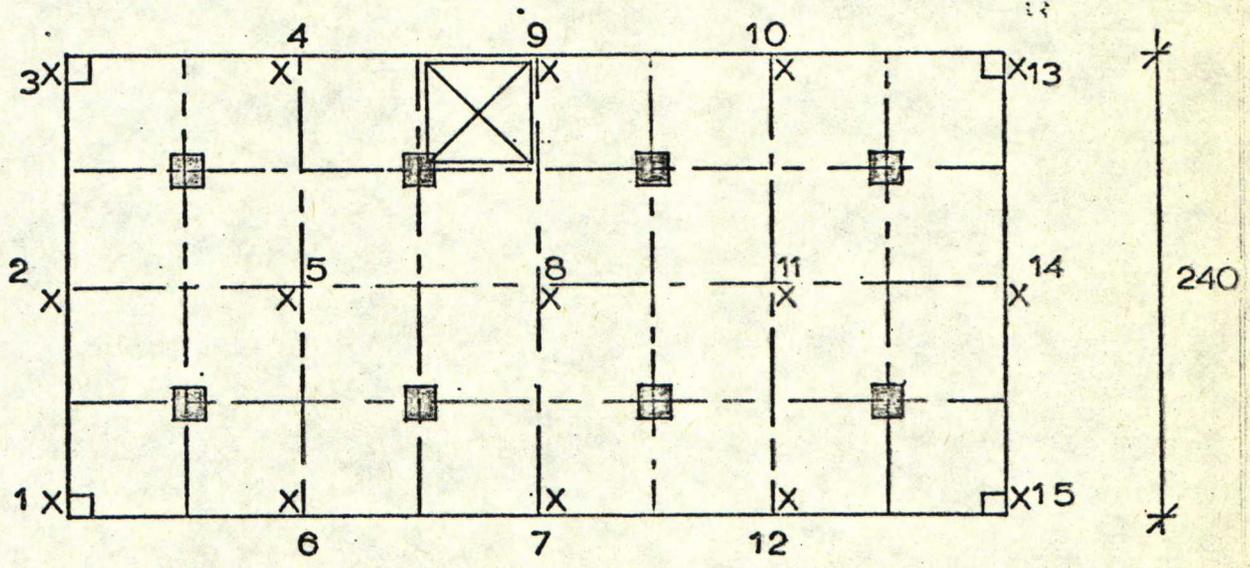
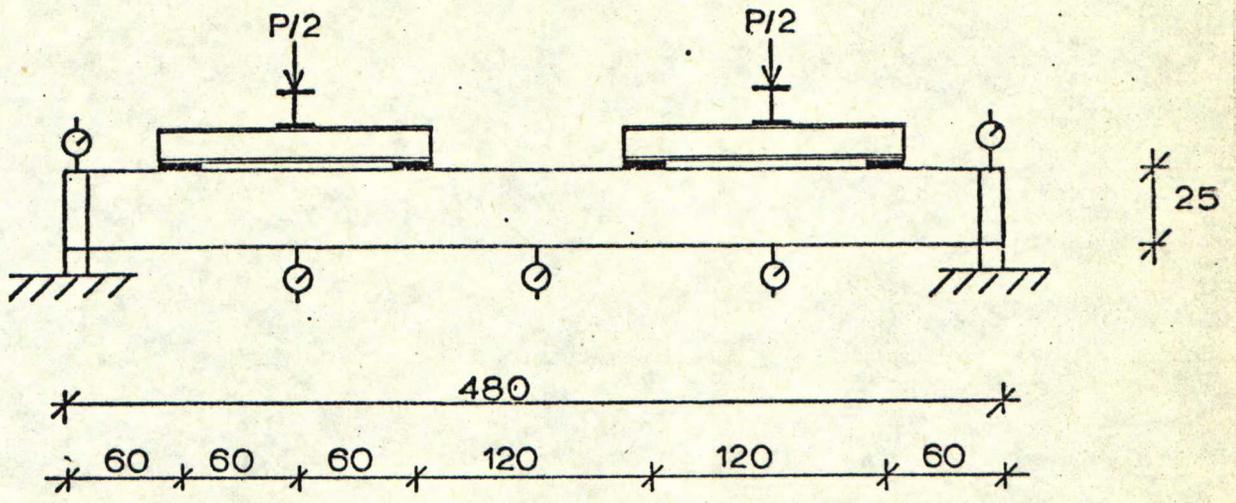
The last part of this study presents a method for the design of reinforced concrete beams with circular holes. The additional stresses caused by holes are solved using the theory of the Vierendeel beam.

## LÄHDELUETTELO

- /1/ Rakennustietosäätiö: PLS-80, Yleisen elementtijärjestelmän kehittämistutkimus, RTS 1972:1, Helsinki 1972
- /2/ BES, Tutkimus avoimen elementtijärjestelmän kehittämiseksi, Helsinki 1970
- /3/ Valtioneuvoston päätös betoni- ja teräs-betonirakenteita koskevista määräyksistä. Suomen asetuskokoelmat n:o 296/67, Helsinki 1970
- /4/ Kulkulaitosten ja yleisten töiden ministeriön päätös valtioneuvoston betoni- ja teräsbetonirakenteiden määräyksistä antaman päätöksen soveltamisesta. Suomen asetuskokoelmat n:o 297/67, Helsinki 1970
- /5/ Kulkulaitosten ja yleisten töiden ministeriön päätös valtioneuvoston betoni- ja teräsbetonirakenteiden määräyksistä antaman päätöksen soveltamisesta betonielementtirakenteisiin (betonielementtinormit). Suomen asetuskokoelmat n:o 298/67, Helsinki 1970
- /6/ Sisäasiainministeriön päätös rakennusten vähimmäiskuormista. Suomen asetuskokoelmat n:o 763/73, Helsinki 1973
- /7/ Asuntohallitus: Muutoksia ja täydennyksiä asuntohallituksen ohjekirjoissa annettuihin asuntolainoitettavien kiinteistöjen suunnitteluohjeisiin ja määräyksiin, Helsinki 1973
- /8/ Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus: Rakennusten eristysongelmat, Osa I, Helsinki 1970

- /9/ Sisäasiainministeriö/ Paloluokitustiedotukset, Helsinki 1971  
Paloasiainosasto :
- /10/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto: Ääneneristysnormit (1967) 1971,  
RIL 55 b, Helsinki 1971
- /11/ Tapani Rechartt: Betonirakenteiden luennot, Otaniemi  
1972-1973
- /12/ Valtion teknillinen tutkimuskeskus/  
Betonitekniiikan laboratorio: Tutkimusselostus n:o B 17339/73,  
Otaniemi 1973
- /13/ Valtion teknillinen tutkimuskeskus/  
Betonitekniiikan laboratorio: Tutkimusselostus n:o B 15227/74,  
Otaniemi 1974
- /14/ Valtion teknillinen tutkimuskeskus/  
Palotekniikan laboratorio: Tutkimusselostus n:o A 3237/74,  
Otaniemi 1974
- /15/ Matti Home: Pyöreä reikä teräsbetonipalkissa,  
Sementtiyhdistyksen tiedotuksia  
1974:2 (XIII), Helsinki 1974
- /16/ Pekka Kanerva: Reiällisen teräsbetonipalkin mitoittaminen,  
Helsingin Teknillinen korkeakoulu, Rakennetekniikan laitos, Julkaisu 8,  
Otaniemi 1974

	Palokuormaryhmä		
	pleni	keskisuuri	suuri
1. Kantavat seinät ja pilarit; muut rakennusosat, jolle tulee kuormitusta kahdesta tai useammasta kerroksesta . . . . .	a 1	a 2	a 4
11. Yli 45 m korkeissa rakennuksissa . . . . .	a 2	a 2	a 4
12. Kellarissa, jonka lattia on yli 3 m maanpinnan alapuolella	a 2	a 2	a 4
2. Välipohjat (ala-, väli- ja yläpohjat) . . . . .	a 1	a 1	a 2
21. Osaston sisäiset . . . . .	a 1/2	a 1/2	a 1
22. Kellarin väliset . . . . .	a 1	a 2	a 4
3. Porrassyöksyt ja tasanteet . . . . .	a 1/2	a 1/2	a 1
31. Palo- ja savuvarmassa uloskäytävässä . . . . .	a 1/2	a 1/2	a 1/2
32. Osastojen sisäiset porrassyöksyt ja tasanteet sekä huoltotasot ym. (rakennusluvan myöntävä viranomaisen antaa tarvittaessa määräykset).			
33. Jos porrassyöksyt ja tasanteet ovat osastoa rajoittavan rakennusosan asemassa, on niistä voimassa, mitä osastoivista rakennusosista on määrätty.			
4. Osastoja toisistaan erottavat seinät (osastoiva seinä) yleensä . .	a 1	a 2	a 4
41. Osastoivat seinät yhteenrakennettaessa . . . . .	a 4	a 4	a 4
42. Osastoivat seinät ullakon kohdalla yhteenrakennettaessa	a 2	a 2	a 2
43. Osastoivat, ei kantavat eikä runkoa koossa pitävät seinät A-, B- ja C-luokan rakennuksissa, lukuun ottamatta uloskäytävää rajoittavaa osastoivaa seinää, sekä osastoivat seinät yleensä D- ja E-luokan rakennuksissa . . . . .			
44. Osastoivissa seinissä olevien ovien, ikkunoiden ja muita pienehköjä aukkoja suojaavien rakennusosien tunti luokka on yleensä puolet seinälle asetetusta tunti luokasta, kuitenkin niin, että pieneen palokuormaryhmään kuuluvien enintään 28 m korkeiden asuinrakennusten kerrostasot ovat saavat olla c 1/4-luokkaa, mikäli samassa seinäaukossa on tämän oven lisäksi toinen ovi.	b 1	b 2	b 4

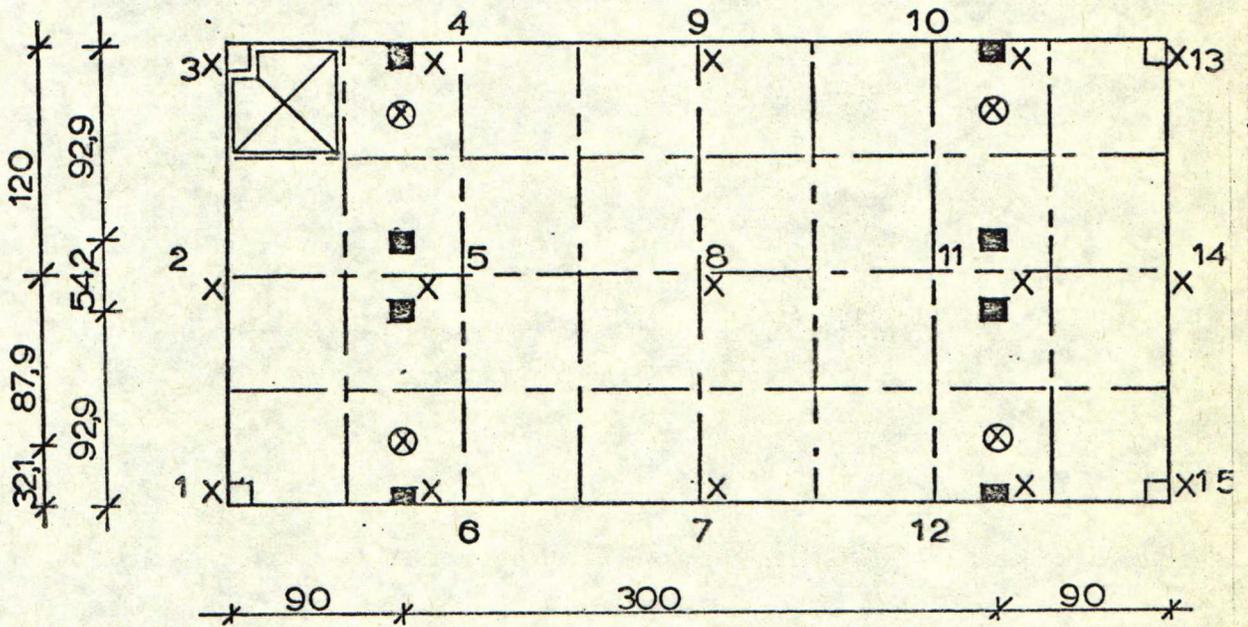
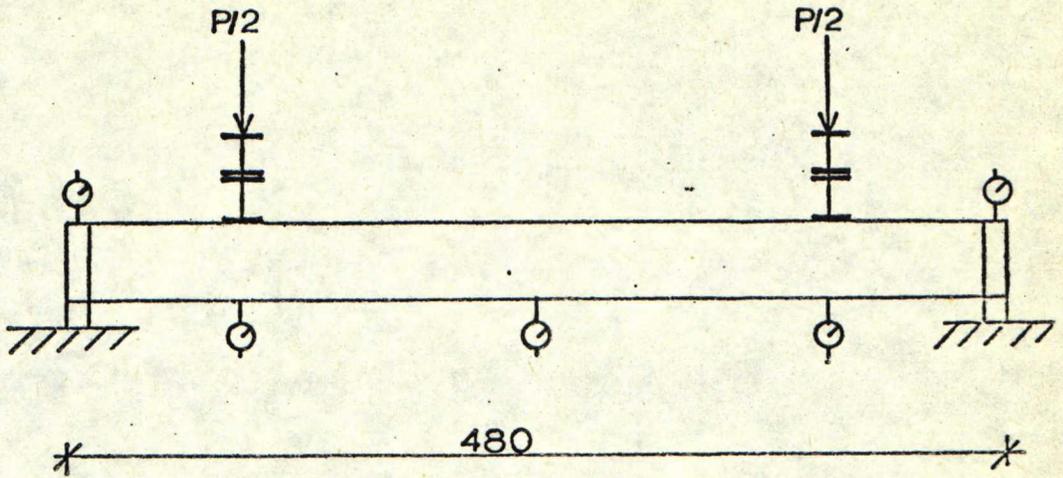


■ TAIVUTUSKOKKEEN PISTEKUORMA =  $P/8$

X ○ MITTAKELLO

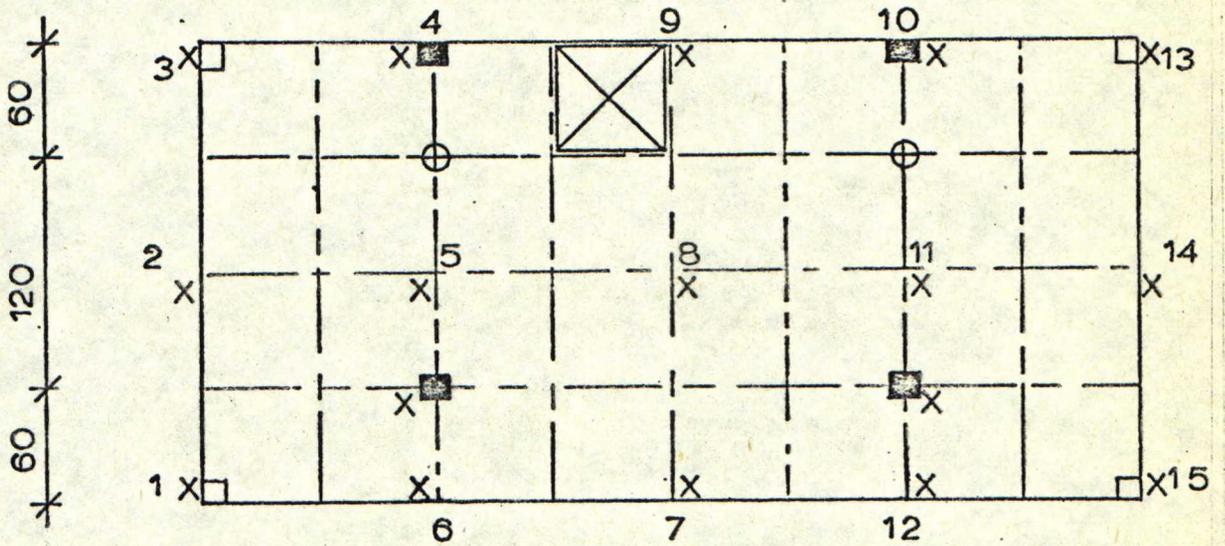
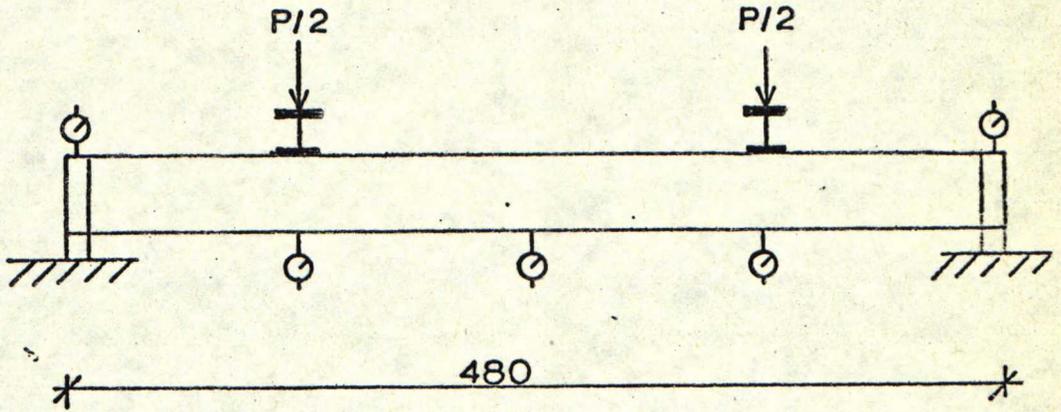
⊠ ELEMENTTIIN N<sup>o</sup> 3 TEHTY AUKKO

TAIVUTUSKOKKEEN KUORMITUSJÄRJESTELY



- LEIKKAUSKOKEEN PISTEKUORMA
- ⊗ VOIMAN P/4 VAIKUTUSPISTE
- X ⊙ MITTAKELLO
- ⊠ ELEMENTTIIN N<sup>o</sup>4 TEHTY REIKÄ
- ELEMENTIN REUNAVIIVA
- RIPOJEN KESKILINJAT

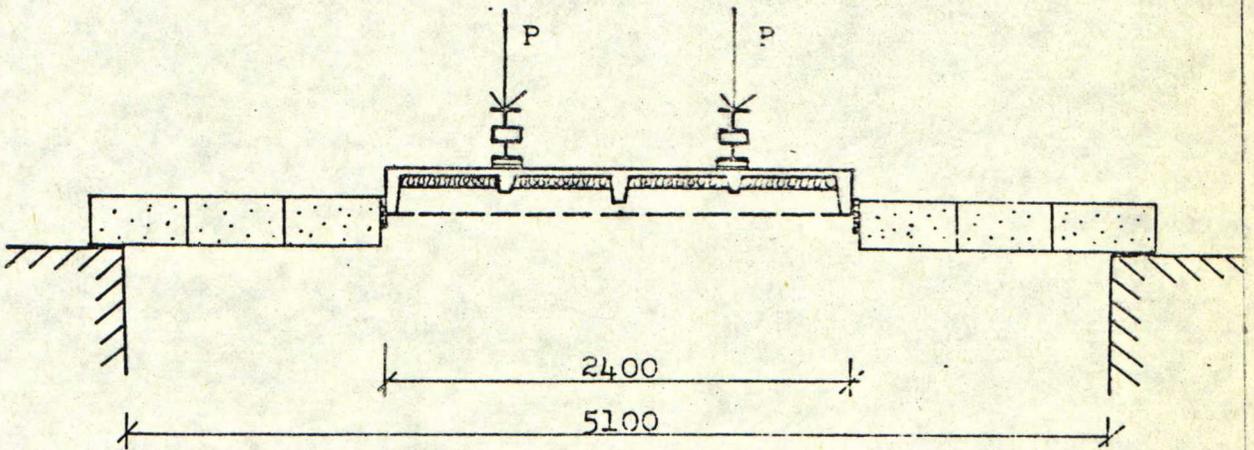
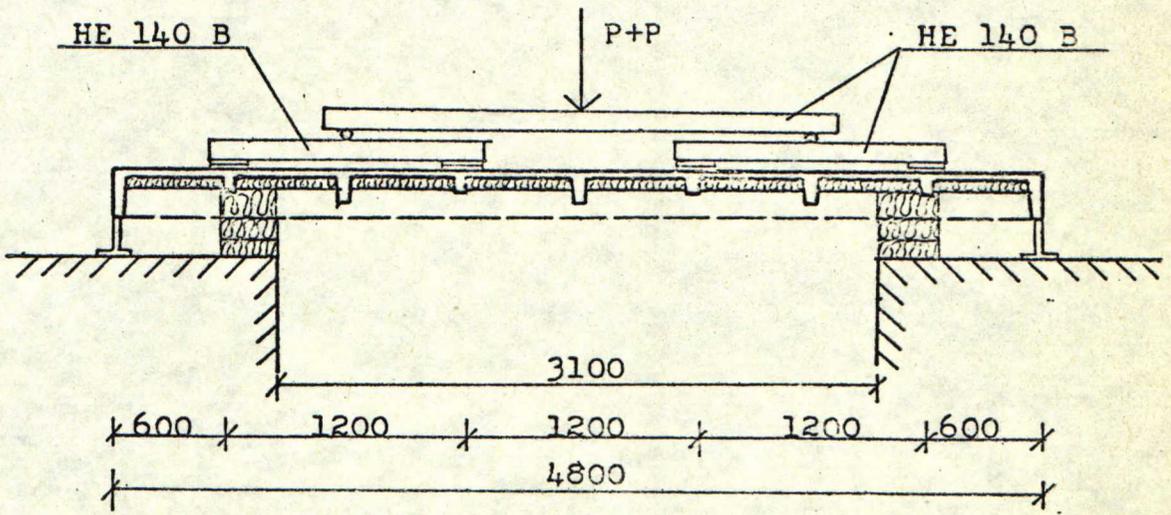
LEIKKAUSKOKEEN KUORMITUSJÄRJESTELY

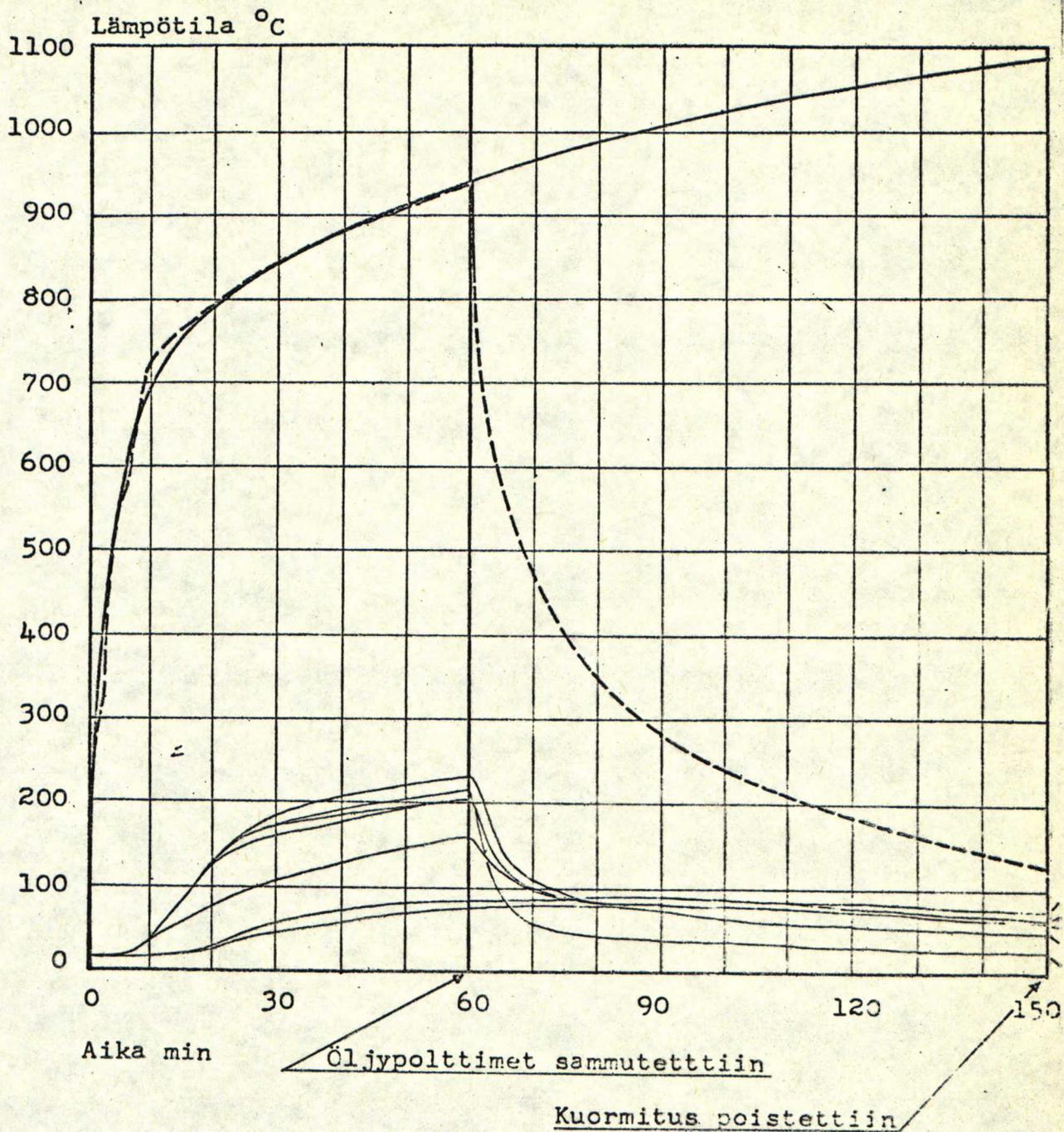


- EPÄSYMMETRISEN TAIVUTUSKOKKEEN PISTEKUORMA
- ⊕ VOIMAN  $P/2$  VAIKUTUSKOHTA
- X, ⊙ MITTAKELLO
- ⊠ ELEMENTTIIN N<sup>o</sup> 6 TEHTY REIKÄ

EPÄSYMMETRISEN TAIVUTUSKOKKEEN KUORMITUSJÄRJESTELY

Kuormitusjärjestely





Lämpötilakäyrät

- = uunin ohjelämpötila
- - - - - = mitattu uunin lämpötila
- = koekappaleen lämpötilat

	125	250	500	1000	2000	4000	Hz	I <sub>a</sub>	Rakenne
	38,4	42,1	46,9	52,4	57,5	63,5	52		Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto tasotettua karhulevyä
	38,6	43,7	50,7	58	62,5	65,5	56		Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto kipsoniittilevyä, välissä mineraalivilla
	40,6	47,4	48,2	50,6	59,6	67,0	53		Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto lastulevyä välissä mineraalivilla
	34,6	40,9	47,0	51,4	55,5	56,8	51		Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto puukehykseen kiinnitetty muovikalvo, johon kiinnitetty hiekkaa.

125	250	500	1000	2000	4000 Hz	I <sub>1</sub>	Rakenne
70,2	73,4	74,3	77,7	73,6	62,4	81	Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto puukehykseen kiinnitetty muovikalvo, johon kiinnitetty hiekkaa, lattianpäällysteenä linoleum
69,4	70,4	68,2	64,2	47,6	23,6	66	Kuten edellä, lattianpäällysteenä huopapohjainen muovimatto
65,8	65,2	67,3	67,7	68,7	53,8	73	Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto lastulevyä, välissä mineraalivilla, lattianpäällyste linoleum
65,5	63,5	62,5	55,3	41,3	18,5	60	Kuten edellä, lattianpäällysteenä huopapohjainen muovimatto
70,3	71,8	71,9	72,7	64,5	51,4	71	Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto tasotettua karhulevyä, ilman lattianpäällystettä
68,9	71,7	72	70,8	61,3	44,5	69	Kuten edellä, lattianpäällysteenä linoleum
69,1	69,3	66,7	58	39,3	15,3	62	Kuten edellä, lattianpäällysteenä huopapohjainen muovimatto
66	61,7	52,7	35,5	20,7	11,5	59	Kuten edellä, lattianpäällysteenä vahtokumipohjainen tekstiilinukkamatto
71,2	69,3	70,2	68,8	68,9	64,8	81	Teräsbetoninen ripalaattaelementti, laskettu katto kipsoniitti-levyä, välissä mineraalivilla, ilman lattianpäällystettä
69,7	67,8	68,2	67	64,2	55,3	71	Kuten edellä, lattianpäällysteenä linoleum
68,5	65,3	61,7	54	37,2	20,8	62	Kuten edellä, lattianpäällysteenä huopapohjainen muovimatto
66,4	57,9	49,8	31,6	21,2	13,4	59	Kuten edellä, lattianpäällysteenä vahtokumipohjainen tekstiilinukkamatto