

B4
SUOMEN RAKENTAMISMÄÄRÄYSKOKOELMA

kumottu

Betonirakenteet

OHJEET 1987, muutettu 1989 ja 1990

Y M P Ä R I S T Ö M I N I S T E R I Ö

Rakentamismääräyskokoelman määräykset koskevat uudisrakentamista ja ne ovat velvoittavia.

Määräyskokoelman ohjeet eivät ole velvoittavia. Muitakin kuin ohjeissa esitettyjä ratkaisuja voidaan käyttää, mikäli ne täyttävät rakentamiseen sovellettavien määräysten vaatimukset (RakL 14 §).

ISBN 951-37-0303-7

Valtion painatuskeskus
Helsinki 1990

B4 SUOMEN RAKENTAMISMÄÄRÄYSKOKOELMA

YMPÄRISTÖMINISTERIÖ, Kaavoitus- ja rakennusosasto

1

Betonirakenteet

OHJEET 1987, muutettu 1989 ja 1990

Ympäristöministeriö on rakennuslain 13 §:n (557/89) nojalla 19 päivänä joulukuuta 1989 muuttanut Suomen rakentamismääräyskokoelmaan kuuluvien 12 päivänä marraskuuta 1986 annettujen ohjeiden B4 Betonirakenteet kohdat 1.1, 1.2.2, 1.2.3, 2.6.1.5, 4.1.1.4, 4.1.2.5 ja 6.4.4.

Muutokset tulevat voimaan 1 päivänä tammikuuta 1990 ja koskevat rakentamistoimenpidettä, johon on haettu lupaa mainittuna päivänä tai sen jälkeen.

Ympäristöministeriö on rakennuslain 13 §:n (557/89) nojalla 7 päivänä elokuuta 1990 muuttanut Suomen rakentamismääräyskokoelmaan kuuluvien 12 päivänä marraskuuta 1986 annettujen ohjeiden B4 Betonirakenteet kohdat 1.2.1, 2.2.6.2, 2.2.6.3, 2.3.3.3, 4.1.1.4, 6.4.1 ja 8.3.3.4 sekä lisännyt kohdan 1.6.

Muutokset tulevat voidaan 1 päivänä tammikuuta 1991 ja koskevat rakentamistoimenpidettä, johon on haettu lupaa mainittuna päivänä tai sen jälkeen.

Helsingissä 7 päivänä elokuuta 1990

Osastopäällikkö ylijohtaja Sirkka Hautajärvi

Toimistopäällikkö Esko Mononen

Sisällys

1	YLEISOHJEET	3	2.2	Murtorajatilatarkastelut	13
1.1	Yleistä	3	2.2.1	Taivutus ja normaalivoima	13
1.2	Rakenteiden luokitus	3	2.2.2	Leikkaus	13
1.2.1	Yleistä	3	2.2.3	Vääntö	17
1.2.2	Suunnittelu	3	2.2.4	Yhdistetyt rasitukset	18
1.2.3	Rakenteiden valmistus	3	2.2.5	Rakenteiden vakavuus	19
1.3	Asiakirjat	3	2.2.6	Raudoituksen ankkurointi ja jatkokset	21
1.3.1	Laskelmat	3	2.2.7	Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat	24
1.3.2	Piirustukset ja työselitys	4	2.2.8	Väsäysmurtorajatila	25
1.3.3	Tyyppihyväksyntäpäätökset	4	2.3	Mitoitus käyttörajatilassa	25
1.3.4	Käyttöselosteet	4	2.3.1	Yleistä	25
1.3.5	Muut asiakirjat	4	2.3.2	Siirtymät	25
1.4	Määritelmät ja merkinnät	4	2.3.3	Halkeilu	27
1.5	Yksiköt	4	2.4	Rakenteiden koekuormitus ja kokeellinen mitoitus	28
1.6	Poistetut betoniterässtandardit	4	2.4.1	Yleistä	28
			2.4.2	Koekappaleet	28
			2.4.3	Kokeiden lukumäärä	29
2	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU RAJATILAMITOITUSTA KÄYTTÄEN	5	2.4.4	Koejärjestelyt ja kokeiden suoritus	29
2.1	Suunnittelun perusteet	5	2.4.5	Koetulosten tarkastelu	29
2.1.1	Yleistä	5	2.4.6	Koekuormituksen ja kokeellisen mitoituksen varmuus	29
2.1.2	Materiaalien laskentalujuudet	5	2.5	Rakenteelliset ohjeet	30
2.1.3	Kuormitukset	5	2.5.1	Rauditus	30
2.1.4	Ympäristöolosuhteet	7	2.5.2	Rakenneosat	31
2.1.5	Betonin materiaaliominaisuudet	8	2.6	Eritysisohjeet	34
2.1.6	Raudoituksen materiaaliominaisuudet	10	2.6.1	Elementtirakenteet	34
2.1.7	Voimasuureet	11	2.6.2	Jännitetyt rakenteet	35

3	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU SALLIT- TUJA JÄNNITYKSIÄ KÄYTTÄEN	35	6.3.9	Rakenteellisen saumaustaastin kelpoisuus	57
3.1	Suunnittelun perusteet	35	6.4	Betoni- ja jänneterästen kelpoisuus	58
3.1.1	Yleistä	35	6.4.1	Betoniteräksset	58
3.1.2	Sallitut jännitykset	35	6.4.2	Betoniterästankojen hitsausjatkokset	58
3.1.3	Voimasuureet	37	6.4.3	Jänneteräksset	58
3.2	Jännitystarkastelut	37	6.4.4	Kuormia siirtävät metalliosat ja nosto- ankkurit	59
3.2.1	Yleistä	37	6.5	Rakenteiden valmistuksen ja valmiiden rakenteiden tarkastus	59
3.2.2	Taivutus ja normaalivoima	37	6.6	Toimenpiteet rakenteiden epätyytyttävän laadun johdosta	60
3.2.3	Leikkaus ja vääntö	37	7	MINERAALISET SEOSAINHEET BETO- NIN SIDE- JA RUNKOAINEENA	60
3.2.4	Paikallinen puristus	38	7.1	Soveltamisala ja yleisohjeet	60
3.3	Raudoitus	38	7.2	Määritelmiä	60
3.3.1	Yleistä	38	7.3	Seosaineiden laadunvalvonta ja kelpoisuus	61
3.3.2	Terästankojen limijatkokset	38	7.3.1	Yleistä	61
3.3.3	Raudoituksen ankkurointi	39	7.3.2	Laadunvalvontasopimuksen mukainen laadunvalvonta ja viranomaistarkastukset	61
3.4	Rakenteiden halkeilu	39	7.3.3	Toimituseräkohtainen laaduntarkastus	61
3.5	Laattarakenteet	39	7.3.4	Näytteenotto	62
3.5.1	Yleisohjeet	39	7.3.5	Seosaineita koskeva tiedottaminen	62
3.5.2	Yhteen suuntaan raudoitettut laatat	40	7.3.6	Toimenpiteet epätyytyttävän laadun johdosta	62
3.5.3	Ristiin raudoitettut laatat	41	7.4	Lentotuhka	62
3.6	Palkkirakenteet	41	7.4.1	Lentotuhkan koostumus ja ominaisuudet	62
3.7	Pilarirakenteet	41	7.4.2	Lentotuhkan käyttö	62
3.8	Seinärakenteet	42	7.5	Masuunikuonajauhe	63
4	RAKENTEIDEN VALMISTUS	42	7.5.1	Masuunikuonajauheen koostumus ja ominaisuudet	63
4.1	Materiaalit	42	7.5.2	Masuunikuonajauheen käyttö	63
4.1.1	Betoni	42	7.6	Masuunikuona ja ferrokromikuona betonin runkoaineena	63
4.1.2	Teräs	45	7.6.1	Masuunikuonan ja ferrokromikuonan koostumus ja ominaisuudet	63
4.2	Työnsuoritus	46	7.6.2	Masuunikuonan ja ferrokromikuonan käyttö runkoaineena	63
4.2.1	Yleistä	46	7.7	Silika	63
4.2.2	Muotit ja niiden tukirakenteet	46	7.7.1	Silikan koostumus ja ominaisuudet	63
4.2.3	Raudoitustyöt	46	7.7.2	Silikan käyttö	64
4.2.4	Betonityöt	47	7.8	Seosaineiden käytön rajoitukset	64
4.2.5	Betonielementtejä koskevat erityisohjeet	49	7.9	Rakenteiden valmistuksen valvonta	65
4.2.6	Jännittämistöitä koskevat erityisohjeet	50	8	PALOTEKNINEN MITOITUS	65
4.2.7	Mittapoikkeamat	51	8.1	Yleisohjeet	65
5	LAADUNVALVONTA	51	8.2	Paloteknisen mitoituksen perusteet	65
5.1	Yleistä	51	8.2.1	Rakenteiden palonkestävyys	65
5.2	Betonin laadunvalvonta	52	8.2.2	Palonkestävyysvaatimukset	65
5.2.1	Betonin osa-aineet	52	8.2.3	Palon kehittyminen	65
5.2.2	Betonin ennakkokokeet	52	8.2.4	Rakenteiden palon aikaiset kuormitukset ja varmuuskertoimet	66
5.2.3	Betonin valmistuksen aikaiset kokeet	52	8.2.5	Rakennusaineiden termiset ja termo- mekaaniset ominaisuudet	66
5.2.4	Valmisbetonin vastaanottotarkastus	52	8.3	Kantavat ja osastoivat betonirakenteet	66
5.3	Rakenteiden valmistuksen laadunvalvonta	53	8.3.1	Sovellusalue	66
5.3.1	Betoni- ja jänniteterästen, raudoitteiden ja muiden metalliosien sekä elementtien vastaanottotarkastukset	53	8.3.2	Laskennallinen mitoitus	66
5.3.2	Työnsuorituksen laadunvalvonta	53	8.3.3	Taulukkomitoitus	69
6	RAKENTEIDEN KELPOISUUDEN TOTEAMINEN	53	LIITE 1	Määritelmät	75
6.1	Yleistä	53	LIITE 2	Merkinnät	78
6.2	Rakennussementin kelpoisuus	53			
6.3	Betonin kelpoisuus	53			
6.3.1	Yleistä	53			
6.3.2	Koesuunnitelma	54			
6.3.3	Betonin puristuslujuus normikokein	54			
6.3.4	Betonin puristuslujuus rakennekokein	55			
6.3.5	Vertailulujuuslaskelma normikokeita käytettäessä	56			
6.3.6	Vertailulujuuslaskelma rakennekokeita käytettäessä	56			
6.3.7	Betonin säilyvyysominaisuuksien ja muiden ominaisuuksien toteaminen	57			
6.3.8	Injektointilaastin kelpoisuus	57			
				Muutoksia 12.11.1986 annettuihin ohjeisiin on seuraavissa kohdissa: 1.1, 1.2.1, 1.2.2, 1.2.3, 1.3.4, 1.6 (uusi), 2.2.6.2, 2.2.6.3, 2.3.3.3, 2.6.1.5, 4.1.1.4, 4.1.2.4, 4.1.2.5 (poistettu), 6.4.1, 6.4.4 ja 8.3.3.4. Muutettujen kohtien ot- sakkeen eteen on lisätty *.	

YLEISOHJEET

*1.1 Yleistä

Näissä ohjeissa esitetään rajatilatarkasteluihin ja sallittuihin jännityksiin perustuvat mitoitusmenetelmät kantavien betonirakenteiden suunnittelua varten sekä menetelmä betonirakenteiden valmistamiseksi. Yhtenä kokonaisuutena toimivat rakenneosat mitoitetaan yhtä menetelmää käyttäen. Määräysten edellyttämä rakenteiden varmuustaso ja säilyvyys katsotaan saavutetuksi, kun rakenteet suunnitellaan ja valmistetaan sekä niiden kelpoisuus osoitetaan näiden ohjeiden mukaisesti.

Betonirakenteet voivat olla raudoittamattomia tai raudoitettuja, osittain tai kokonaan jännitettyjä, paikalla-valuttuja tai elementtejä. Betonin runkoaineena käytetään luonnon kiviainesta tai muuta tarkoitukseen soveltuvaa mineraalipohjaista runkoainetta.

Nämä ohjeet koskevat lujuusluokkiin K10...K60 kuuluvien rakenteiden suunnittelua ja valmistusta. Lujuusluokkien K70...K100 osalta noudatetaan näihin ohjeisiin perustuvia yleisesti hyväksyttyjä lisäohjeita.

1.2 Rakenteiden luokitus

*1.2.1 YLEISTÄ

Betonirakenteet jaetaan kolmeen rakenneluokkaan, joita nimitetään 1-, 2- ja 3-luokiksi. Rakenteen saa lukea tiettyyn luokkaan kuuluvaksi, kun noudatetaan kyseiseen luokkaan liittyviä suunnittelu- ja työnsuoritusohjeita. Rakenteiden suunnittelijalla ja betonityönjohtajalla tulee olla käytettävän rakenneluokan mukainen pätevyys. Rakenneluokka ilmaistaan lujuusluokan jälkeen tehtävällä merkinnällä, esimerkiksi K30-2.

Rakenteet ja rakenneosat, joiden suunnittelun katsotaan vaativan erityistä pätevyyttä tai joiden valmistaminen niiden rakenteellisen toiminnan varmistamiseksi edellyttää erityistä huolellisuutta, toteutetaan 1-rakenneluokassa. Vaativiksi katsotaan jännitetyt rakenteet ja esimerkiksi tavanomaisesta poikkeavat suuret tai monikerroksiset elementtirakenteet.

2-luokan rakenteen suunnittelussa ei laskelmissa saa käyttää korkeampaa betonin lujuusluokkaa kuin K40 eikä 3-luokan työssä korkeampaa kuin K20.

1-luokkaan kuuluvat elementit ja 1-luokan rakenteissa käytettävä valmisbetoni tulee valmistaa ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan valvomassa valmistuslaitoksessa.

*1.2.2 SUUNNITTELU

Betonirakenteiden suunnittelijalla tulee olla rakenne-luokan mukainen riittävä koulutus betonirakenteiden suunnitteluun sekä tehtävään soveltuva ja riittävä suunnittelukokemus.

1-luokan rakenteiden suunnittelijan tulee olla suorittanut teknillisen korkeakoulun tai yliopiston rakennustekniikan koulutusohjelman rakennetekniikan tai vastaavalla suunnalla tutkinnon, joka sisältää betonirakenteiden suunnittelun erikoiskurssit. Muun tutkinnon suorittaneella tulee olla betonirakenteiden suunnittelun kannalta vastaavat tiedot.

2-luokan rakenteiden suunnittelijan tulee olla suorittanut teknillisen oppilaitoksen rakennusosastolla insinöörin tutkinnon, johon sisältyvät betonirakenteiden suunnittelua ja toimintaa käsittelevät kurssit, tai tätä korkeamman tutkinnon. Teknillisessä korkeakoulussa tai yliopistossa suoritetun tutkinnon osalta katsotaan betonirakenteiden suunnittelun yleiskurssit riittäviksi.

3-luokan rakenteiden suunnittelijalla tulee olla tehtävän laajuuteen ja vaikeuteen nähden riittävä koulutus ja kokemus.

Jos rakennuskohteella on useita rakennesuunnittelijoita, on yksi heistä nimettävä rakenteiden pääsuunnittelijaksi, joka huolehtii siitä, että osasuunnitelmista muodostuu rakenteelliset vaatimukset täyttävä kokonaisuus.

*1.2.3 RAKENTEIDEN VALMISTUS

Betonityönjohtajalla tulee olla rakenneluokan mukainen riittävä koulutus sekä riittävä käytännön kokemus.

1-luokan työssä betonityönjohtajan tulee olla suorittanut vähintään teknillisen oppilaitoksen rakennusosaston insinööritutkinnon, johon sisältyvät betonirakenteiden toimintaa ja suunnittelua käsittelevät kurssit. Tätä alemman tutkinnon suorittaneella tulee olla vastaavat tiedot betonirakenteiden valmistuksesta ja toiminnasta.

2-luokan työssä betonityönjohtajan tulee olla suorittanut teknillisen oppilaitoksen rakennusosastolla teknikkotutkinnon ja hänen tulee olla perehtynyt betonin teknologiaan ja betonitöiden suoritukseen.

3-luokan työssä betonityönjohtajalla tulee olla riittäväksi katsottavat betonin valmistusta ja ominaisuuksia sekä rakenteellisia seikkoja koskevat tiedot.

1.3 Asiakirjat

1.3.1 LASKELMAT

1- ja 2-rakenneluokissa laskelmissa esitetään:

- rakennemalli
- rakenteelle tulevat kuormat ja kuormitukset kohdan

2.1.3 mukaisesti

- kohdan 2.1.7 tai 3.1.3 mukaisesti lasketut voimasuureet
- rakennemitat ja materiaalitiedot
- murtovarmuustarkastelu kohdan 2.2 ja käyttötilan tarkastelu kohdan 2.3 mukaisesti tai mitoitus sallittujen jännitysten perusteella kohdan 3 mukaisesti
- arvio rakenteen ympäristöolosuhteista ja niiden huomioonottamisesta kohdan 4.1.1.2 mukaisesti
- rakentamisen aikainen ja valmiin rakenteen vakavuustarkastelu sekä varmuus kaatumista vastaan tarvittaessa.

Vastaavat tarkastelut tehdään 3-rakenneluokassa tarvittavin osin.

1.3.2 PIIRUSTUKSET JA TYÖSELITYS

Piirustuksissa esitetään:

- rakenneluokka
- suunnittelussa käytetyt ominaiskuormat
- kantavien rakenteiden materiaaleille asetetut vaatimukset:
 - betonista rakenne- ja lujuusluokka sekä tarvittaessa sementtilaji, runkoaineen suurin raekoko ja tiheys sekä pakkasenkestävyys, vedenpitävyys ja muut tarpeelliset vaatimukset, raudoituksesta teräksen tunnus standardin tai käyttöselosteen mukaan
 - muiden materiaalien vaatimukset tarvittaessa
- tarvittavat toleranssit; rakenneluokan mukaan määrittäviä ei kuitenkaan tarvitse esittää (kohta 4.2.7)
- täydelliset tiedot rakenteiden muodosta ja koosta sekä työsaumojen, kiinnikkeiden ja varausten paikoista
- raudoitteiden tankojen halkaisija, pituus, taivutukset, lukumäärä, sijoitus, jatkokset, betonipeite; jänneraudoitteista lisäksi jännetyyppi sekä injektointi- ja apu-putkien paikat
- muut tarpeelliset tiedot.

Elementtipiirustuksissa esitetään lisäksi elementtien osalta

- paino
- vähimmäistukipinnat
- nostolenkit
- käsittely-, tuenta- ja nosto-ohjeet tarvittaessa.

Betonirakenteiden valmistusta ohjaamaan tehdään tarvittaessa työselitys kohdan 2.1.1 mukaisesti.

1.3.3 TYYPPIHVÄKSYNTÄPÄÄTÖKSET

Tyyppihvähäksyttyjä tuotteita käytetään tyyppihvähäksyntäpäätöksen ja siihen perustuvien valmistajan antamien ohjeiden mukaisesti. Tuotteiden kelpoisuutta ei rakennuspaikalla tarvitse erikseen osoittaa, ellei tyyppihvähäksyntäpäätöksessä ole toisin sanottu.

*1.3.4 KÄYTTÖSELOSTEET

Seuraavilla betonirakenteissa käytettävillä aineilla, osaineilla, tarvikkeilla ja menetelmillä tulee olla voimassa oleva, varmennettu käyttöseloste:

- betonin lisäaineet (kohta 4.1.1.1)
- erikoislaastit ja -betonit (4.1.1.7)
- jänneteräksiset (4.1.2.3)
- kuormia siirtävät metalliosat ja nostoankkurit (4.1.2.4)
- jännemenetelmät (4.2.3.2)
- betoniterästankojen erikoisjatkokset (4.2.3.2)
- betoniterästankojen erikoisankkurit (4.2.3.2)

Käyttöselostepäätöksessä voidaan määritellä tarpeellinen laadunvalvonta.

1.3.5 MUUT ASIAKIRJAT

Muut alla luetellut asiakirjat laaditaan silloin, kun asianomaisessa kohdassa niin edellytetään:

- betonityösuunnitelma (kohta 4.2.4.1)
- valmisbetonierän kuormakirja (kohta 4.2.4.4)
- lämpökäsittelysuunnitelma (kohta 4.2.4.7)
- erityismenetelmien työselitys (kohta 4.2.4.10)
- tiedot betonielementeistä (kohta 4.2.5.1)
- elementtirakenteiden asennussuunnitelma (kohta 4.2.5.2)
- jännittämistöihin liittyvät asiakirjat (kohta 4.2.6)
- laadunvalvontaan liittyvät suunnitelmat ja muistiinpanot (kohta 5.1)
- kelpoisuuden osoittamiseen liittyvät asiakirjat (kohta 6).

1.4 Määritelmät ja merkinnät

Määritelmät ja merkinnät on esitetty liitteissä 1 ja 2.

1.5 Yksiköt

Näissä ohjeissa käytetään SI-järjestelmän mukaisia yksiköitä. Yksiköt on esitetty standardissa SFS 2300 (ISO-1000-1973).

1.6 Poistetut betoniterässtandardit

Seuraavat SFS-standardit on poistettu ja vastaavien betoniterästen valmistus lopetettu.

- A600H /SFS 1212
- A500H /SFS 1214
- A400H /SFS 1210
- A400HW /SFS 1213
- B500P /SFS 1256

Näissä ohjeissa on kuitenkin toistaiseksi säilytetty myös näistä teräslaaduista valmistettuja raudoituksia koskevat tiedot.

2

RAKENTEIDEN SUUNNITTELU RAJATILAMITOITUSTA KÄYTTÄEN

2.1 Suunnittelun perusteet

2.1.1 YLEISTÄ

Rakenteet on suunniteltava siten, että niiden käyttökelpoisuus on riittävä rakenteen kannalta merkittävässä käyttötiloissa ja että niiden säilyvyys on näiden ohjeiden mukainen suunnittelun perustaksi asetetuissa ympäristöolosuhteissa.

Taivutetut rakenteet on suunniteltava riittävän sitkeiksi.

Laskelmilla on osoitettava, että rakenteilla on riittävät kapasiteetit seuraavissa murtorajatilatarkasteluissa

- Taivutus ja normaalivoima (2.2.1)
- Leikkaus (2.2.2)
- Vääntö (2.2.3)
- Yhdistetyt rasitukset (2.2.4)
- Rakenteiden vakavuus (2.2.5)
- Raudituksen ankkurointi ja jatkokset (2.2.6)
- Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat (2.2.7)
- Väsytyt (2.2.8)

Taulukko 2.1

Materiaalien osavarmuuskertoimet murtorajatilassa

Betonin osavarmuuskerroin	Rakenneluokka	Raudoitettu rakenne		Raudoitamaton rakenne
γ_c	1	1,35		2,0
	2	1,50		2,3
	3	1,90		2,7
Teräksen osa- varmuuskerroin	Rakenne- luokka	A600H A500H A500HW A400H A400HW B500K Pyörötan- ko Fe 37 B	B500P Jänneteräs	
γ_s	1	1,10	1,15	
	2	1,20	1,25	
	3	1,35	1,35	

Laskelmilla on osoitettava, että rakenteet täyttävät niille asetetut vaatimukset seuraavissa käyttörajatilatarkasteluissa

- Siirtymät (2.3.2)
- Halkeilu (2.3.3)
- Jänteiden jännitykset (2.6.2)

Rakenteiden ja raudoitusten tulee muodoltaan, kooltaan ja sijainniltaan täyttää niille eri rajatilatarkastelujen, rakenteellisten ohjeiden (2.5) ja erityisohjeiden (2.6) perusteella asetetut vaatimukset.

Rakenteiden suunnittelussa on otettava huomioon valmistustekniikan asettamat vaatimukset. Jos rakenne tai rauditus on vaikeatekoinen, merkitään piirustuksiin tai työselitykseen ne erityistoimenpiteet, joita noudattamalla eri työvaiheiden ja niiden valvonnan voidaan katsoa täyttävän työnsuoritukselle kohdassa 4 asetetut vaatimukset.

2.1.2 MATERIAALIEN LASKENTALUJUUDET

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät materiaalien laskentalujuudet saadaan jakamalla kohdien 2.1.5 ja 2.1.6 mukaiset materiaalien ominaislujuudet taulukossa 2.1 annetuilla osavarmuuskertoimilla. Kun kuormitusyhdistelmä sisältää onnettomuuskuormia, käytetään materiaalien laskentalujuuksina niiden ominaislujuuksia.

2.1.3 KUORMITUKSET

2.1.3.1 Yleistä

Laskentakuormat määritetään rakentamismääräyskoelman osan B1 "Rakenteiden varmuus ja kuormitukset" mukaan. Lisäksi noudatetaan muita viranomais-
ten antamia ohjeita ja seuraavassa annettuja betonirakenteita koskevia ohjeita.

Raudoitettujen, tavanomaista runkoainetta sisältävien betonirakenteiden omaa painoa laskettaessa käytetään tilavuuspainolle vähintään arvoa 25 kN/m³.

2.1.3.2 Pitkä- ja lyhytaikaikuormat

Pitkäaikaikuormat aiheuttavat betonirakenteisiin ajasta riippuvia muodonmuutoksia. Kuormien ominaisarvoista katsotaan taulukon 2.2. mukainen osuus pitkäaikaiseksi. Lyhytaikaikuormat ovat suuruudeltaan samat kuin kuormien ominaisarvot.

Taulukko 2.2

Kuormien pitkäaikaisiksi katsottavat osuudet

Kuorma	Kuorman pitkäaikaisosuus %
Pysyvät kuormat	100
Oleskelukuormat	
pintakuorma	30
pistekuorma	0
Kokoontumiskuorma	30
portaot ja käytävät	0
Tungoskuorma	0
Tavarakuorma harkinnan mukaan, kuitenkin vähintään	50
Vaakasuurat viiva- ja pistekuormat	0
Lumikuorma	20
Lämpötilasta aiheutuva kuormitus (katso kohta 1.3.3)	0
Epätasaisesta lämpötilasta aiheutuva kuormitus	0
Tuulikuorma	0
Liikennekuormat (ei pysäköintiä)	30
Betonin kutistumisen ja virumisen aiheuttamat voimasuureet	100

Muiden kuormien (esim. veden- ja jäänpaine) pitkäaikaisosuus otetaan huomioon suunnittelijan harkinnan mukaisesti.

2.1.3.3 Pakkovoimat

Mm. seuraavat tekijät aiheuttavat betonirakenteisiin pakkovoimia:

- lämpötilan muutos (2.1.4.3)
- kutistuminen (2.1.5.3)
- viruminen (2.1.5.4)
- jännevoima (2.1.3.5)
- tukien painuminen

Pakkovoimat otetaan huomioon mitoittaessa rakennetta käyttötilassa. Lisäksi selvitetään tarpeen mukaan mikä näiden tekijöiden vaikutus on murtorajatilassa voimasuureisiin ja muodonmuutoksiin. Raudoittamattomia rakenteita suunniteltaessa otetaan pakkovoimat aina huomioon.

2.1.3.4 Dynaamiset kuormat

Betonirakenteille voivat mm. seuraavat tekijät aiheuttaa mitoituksessa huomioon otettavia dynaamisia rasituksia:

- elementtien kuljetus ja asennus
- liikenne
- koneet ja laitteet
- tuuli (suuret, korkeat tornit)
- aallokko (avomerirakenteissa)
- jään liikkeitä.

Dynaamiset kuormat voivat eräissä tapauksissa olla myös väsytyskuormia (2.2.8) tai aiheuttaa rakenteen värähtelyjä.

2.1.3.5 Jännevoima

Jännevoima rinnastetaan pysyviin kuormiin.

Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jänniteen jännitykseen lasketaan kaavasta

$$\sigma_{px} = \sigma_{po} e^{-\mu(\Sigma\alpha + \beta x)} \quad (2.1)$$

missä σ_{px} on jännityksen arvo matkan x päässä σ_{po} :sta
 μ on kitkakerroin jänniteen ja suojaputken välillä

$\Sigma\alpha$ on jänniteen taivutuksien kulmasumma matkalla x ja

β on jännitemenetelmän mukainen aaltoisuusluku

Jännevoiman jännityshäviöt muodostuvat välittömistä ja pitkäaikaisista häviöistä.

Betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta aiheutuva välitön häviö lasketaan kaavasta

$$\Delta\sigma_{pe} = \sigma_{cp} \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (2.2)$$

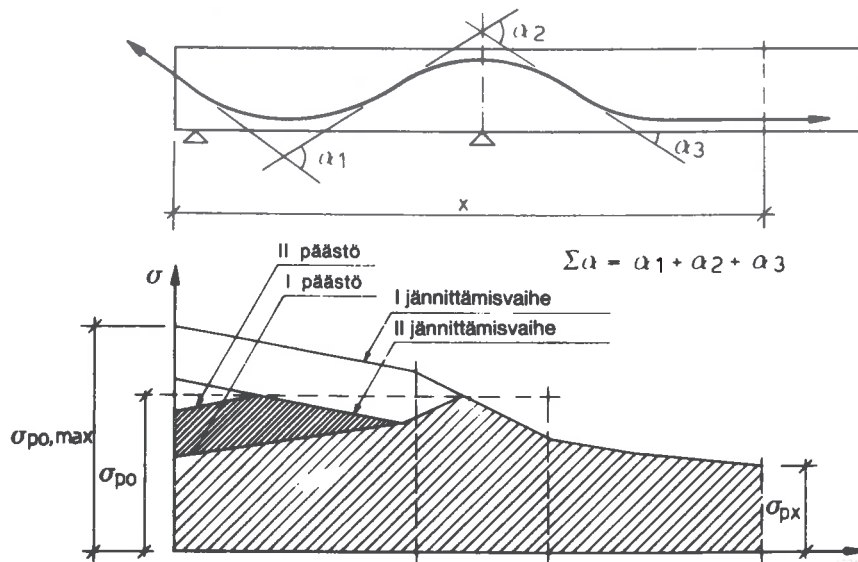
missä σ_{cp} on betonin jännitys jännevoimasta jänniteiden painopisteen kohdalla ja

E_{cj} on betonin kimmomoduuli jännittämishetkellä.

Kun useita jäniteitä jännitetään vuorotellen ilman jälki-jännittämistä, lasketaan välitön häviö kaavasta

$$\Delta\sigma_{pe} = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (2.3)$$

missä n on jänniteiden lukumäärä.



Kuva 2.1

Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänteillä

Ankkurointiliukumasta tai muista ankkurointikappaleissa esiintyvistä siirtymistä aiheutuva välitön häviö $\Delta\sigma_p$ määritetään käyttöselosteissa annettujen ohjeiden mukaan.

Betonin virumisen ja kutistumisen aiheuttamat pitkäaikaiset häviöt $\Delta\sigma_{p,s+c}$ lasketaan kohtien 2.1.5.3 ja 2.1.5.4 mukaan.

Jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuva pitkäaikainen häviö lasketaan kaavasta

$$\Delta\sigma_{p,rel} = \Delta\sigma_{p,rel,\infty} \left(1 - \frac{2\Delta\sigma_{p,s+c}}{\sigma_{po}}\right) \quad (2.4)$$

missä $\Delta\sigma_{p,rel,\infty}$ on jänneteräksen relaksaatio kun alkujännitys on σ_{po}

Relaksaation suuruudeksi voidaan valita 3 kertaa 1000 h relaksaatiokokeen mukainen arvo kun alkujännitys on σ_{po} .

$\Delta\sigma_{p,s+c}$ on betonin kutistumisesta ja virumisesta aiheutuva jännityshäviö ja

σ_{po} on teräksen jännitys jännittämishetkellä tarkasteltavassa kohdassa.

2.1.4.2 Kosteus

Yleensä riittää kosteusolosuhteiden arviointi taulukon 2.3 (Loppukutistuma) mukaan. Tarvittaessa selvitetään rakenteen ympäristöolosuhteet tarkemmin.

2.1.4.3 Betonirakenteen lämpötila

Lämpöeristämättömien betonirakenteiden lämpötilat valitaan kuvasta 2.2

Vedessä olevan rakenteen korkeimmaksi lämpötilaksi oletetaan $+20^\circ\text{C}$ ja alimmaksi 0°C .

Epätasaisen lämpötilan vaikutusta laskettaessa otaksutaan suurimmaksi lämpötilaeroksi ulkosalla olevassa suojaamattomassa rakenteessa 5°C .

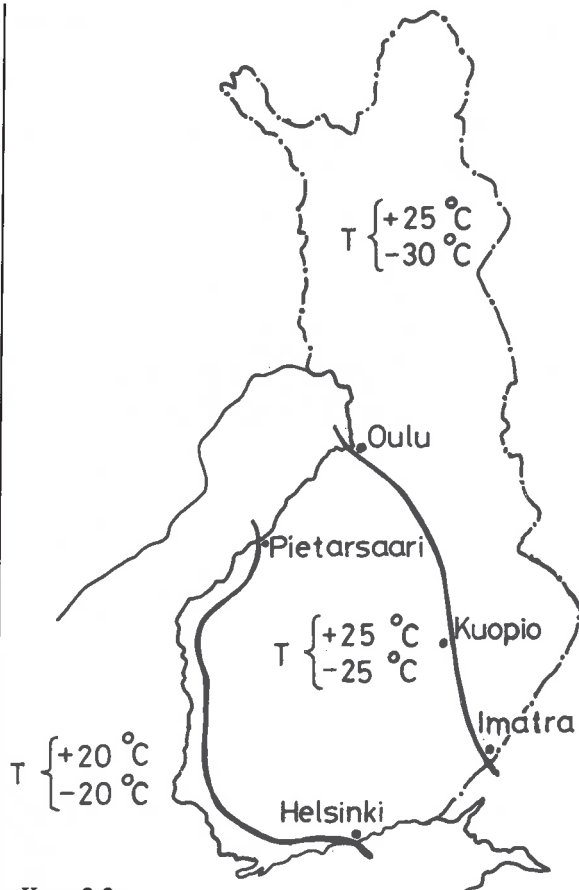
Rakenteissa keinotekoisesti aikaansaadut lämpötilan vaihtelut sekä lämmön epätasainen jakaantuminen on laskelmissa tarvittaessa otettava huomioon.

2.1.4 YMPÄRISTÖOLOSUHTEET

2.1.4.1 Yleistä

Ympäristöolosuhteet, jotka vaikuttavat rakenteiden säilyvyyteen, otetaan huomioon kohdan 2.3.3 (Halkeilu) ja kohdan 4.1.1.2 (Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen) mukaan.

Ympäristöolosuhteet (kosteus ja lämpötila), jotka aiheuttavat rakenteeseen muodonmuutoksia ja pakko-voimia, otetaan tarvittaessa huomioon.



Kuva 2.2
Lämpöeristämättömien betonirakenteiden korkeimmat ja matalimmat lämpötilat

2.1.5 BETONIN MATERIAALIOMINAI-SUUDET

2.1.5.1 Yleistä

Betoni jaetaan lujuusluokkiin taulukon 4.5 (Lujuusluokitusta vastaavat lujuudet eri koekappaleilla) mukaan. Laskelmissa käytetään materiaaliominaisuuksina seuraavassa esitettyjä arvoja.

2.1.5.2 Lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Rakenteen toimivan betonin puristuslujuuden ominaisarvo lasketaan kaavasta

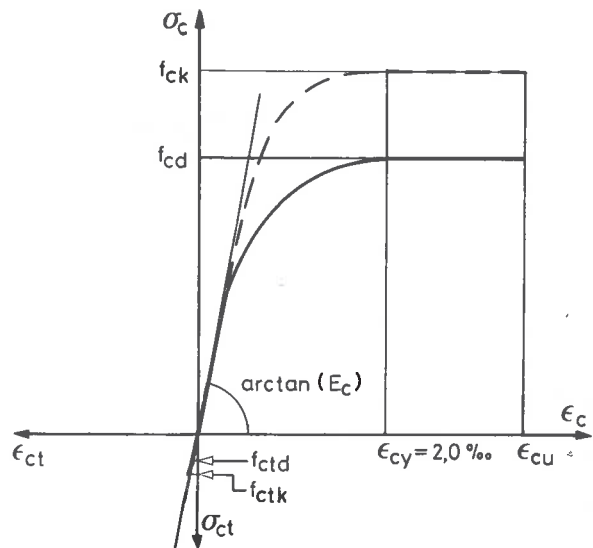
$$f_{ck} = 0,7K \quad (2.5)$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo lasketaan kaavasta

$$f_{ctk} = \alpha K^{2/3} \text{ MN/m}^2 \quad (2.6)$$

missä $\alpha = 58 \epsilon_{cu} \leq 0,2$
 ϵ_{cu} lasketaan kaavasta 2.8

Betonin jännitys-muodonmuutoskuvion otaksutaan olevan kuvan 2.3 mukainen.



Kuva 2.3
Rajatilatarkasteluissa käytettävä betonin jännitys-muodonmuutoskuvio

Betonin kimmomoduulin E_c arvo lasketaan kaavasta

$$E_c = 5000 k \sqrt{K} \text{ MN/m}^2 \quad (2.7)$$

missä K on betonin nimellislujuus MN/m^2

$$k = \frac{\rho_c}{2400} \leq 1,0$$

ρ_c on betonin tiheys kg/m^3 .

Betonin murtopuristuma ϵ_{cu} lasketaan kaavasta

$$\epsilon_{cu} \left(1,1 + \frac{\rho_c}{1000} \right) \text{ ‰} \geq 2 \text{ ‰} \quad (2.8)$$

$$\leq 3,5 \text{ ‰}$$

Betonin jännitys-muodonmuutoskuvion käyräviivaiset osat voidaan korvata tarkoituksenmukaisilla yksinkertaisilla, yleensä suoraviivaisilla osilla (esim. kuvan 2.9 mukaisesti).

Betonin Poisson'in luku voidaan valita väliltä

$$\nu = 0 \dots 0,2 \quad (G_c = 0,5 \dots 0,42 E_c) \quad (2.9)$$

Pitkäaikaikuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia laskettaessa on otettava huomioon betonin virumisen vaikutus.

2.1.5.3 Kutistuminen

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, voidaan tavannoimaista runkoainetta sisältävän betonin loppukutistuma laskea kaavasta

$$\epsilon_{cs} = k_{sh} \epsilon_{cso} \quad (2.10)$$

missä ϵ_{cso} on betonin loppukutistuman perusarvo, jolle rakenteen eri ympäristöolosuhteissa otaksutaan taulukon 2.3 mukaiset arvot,

k_{sh} on rakenteen muunnetusta paksuudesta h_e riippuva kerroin, joka saadaan taulukosta 2.4. Muunnettu paksuus lasketaan siten, että poikkileikkauksen pinta-ala jaetaan sen piirin puolikkaalla.

Taulukko 2.3

Loppukutistuman perusarvo ϵ_{cso}

Rakenteen ympäristöolosuhteet	Suhteellinen kosteus %	ϵ_{cso} ‰
Vesi	100	0
Hyvin kostea ilma	90	0,15
Ulkoilma	70	0,25
Kuiva ilma	40	0,45

Taulukko 2.4

Kerroin k_{sh}

h_e (mm)	k_{sh}
≤ 50	1,20
100	1,00
200	0,80
300	0,65
≥ 500	0,50

Raudoituksen kutistumaa pienentävä vaikutus voidaan ottaa huomioon kertomalla ϵ_{cs} arvolla $(1-10 \rho)$ pääasiassa puristetuissa rakenteissa ja $(1-0,6 \frac{\rho}{\rho_p})$ pääasiassa taivutetuissa rakenteissa.

Aikavälillä $t_1 \dots t_n$ (vuorokautta) tapahtuva kutistuma voidaan laskea kaavasta

$$(k_{sn} - k_{si}) \epsilon_{cs} \quad (2.11)$$

missä kertoimet k_s valitaan taulukosta 2.5.

Taulukko 2.5

Kertoimet k_s ja k_c

Aika	k_s	k_c
1d	0,10	0,2
3d	0,15	0,25
28d	0,4	
0,5a	0,7	
1a	0,85	
$\geq 5a$	1,0	

Rakenteiden pintojen välinen epätasainen kutistuminen otetaan tarvittaessa huomioon.

Kevyttä runkoainetta sisältävän betonin kutistuma saadaan kertomalla edellä olevan mukaan lasketut arvot lausekkeella

$$\frac{1}{0,3 + \frac{0,7\rho_c}{2400}} \quad (2.12)$$

2.1.5.4 Viruminen

Jäljempänä esitetyt laskukaavat ovat voimassa, jos betonin käyttötilan jännitys pitkäaikaikuormista ei ylitä arvoa $0,6 f_{ck}$.

Betonin loppuviruma lasketaan kaavasta

$$\epsilon_{cc} = \phi \epsilon_c \quad (2.13)$$

missä ϵ_c on pitkäaikaikuormituksen aiheuttama betonin hetkellinen muodonmuutos $\frac{\sigma_c}{E_c}$
 ϕ on virumaluku.

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, virumaluku voidaan laskea kaavasta

$$\phi = k_t k_{ch} \phi_o \quad (2.14)$$

missä ϕ_o on virumaluvun perusarvo, jolle rakenteen eri ympäristöolosuhteissa otaksutaan taulukon 2.6 mukaiset arvot,

k_{ch} on rakenteen muunnetusta paksuudesta h_e riippuva kerroin, joka saadaan taulukosta 2.7,

k_t on $(2,5-1,5 K_j) \geq 1,0$, missä K on betonin nimellislujuus ja K_j betonin puristuslujuus kuormituksen alkamis- tai muutosajankohdasta

Tarvittaessa otetaan huomioon muiden tekijöiden kuten sementtimäärän ja vesi-sementtisuhteen vaikutus virumaan.

Raudoitus pienentää virumaa samalla tavalla kuin kutistumaa.

Taulukko 2.6

Virumaluvun perusarvo ϕ_o

Rakenteen ympäristöolosuhteet	Suhteellinen kosteus %	ϕ_o
Vesi	100	1
Hyvin kostea ilma	90	1,5
Ulkoilma	70	2
Kuiva ilma	40	3

Taulukko 2.7

Kerroin k_{ch}

h_e (mm)	k_{ch}
≤ 50	1,20
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Aikavälillä $t_i \dots t_n$ tapahtuva viruma lasketaan kaavasta

$$(k_{cn} - k_{ci}) \epsilon_{cc} \quad (2.15)$$

Kertoimet k_c valitaan taulukosta 2.5.

Jos rakenteen kuormitus muuttuu hetkellä $t_i < t_j$, lasketaan tästä johtuva viruman muutos hetkellä t_j kaavasta

$$\Delta \epsilon_{cc} = \Delta \epsilon_c \cdot \phi(k_{ci} - k_{cj}) \quad (2.16)$$

missä $\Delta \epsilon_c$ on kuormitusmuutoksen aiheuttama hetkellinen muodonmuutos.

Kevyttä runkoainetta sisältävän betonin virumaluku saadaan kertomalla edellä olevan mukaan laskettu virumaluku lausekkeella

$$(0,3 + 0,7 \frac{\rho_c}{2400}) \quad (2.17)$$

2.1.5.5 Muut materiaaliominaisuudet

Tavanomaista runkoainetta sisältävän betonin pituuden lämpötilakerroin on

$$\alpha_{ct} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Kevyttä runkoainetta sisältävän betonin pituuden lämpötilakerron on

$$\alpha_{ct} = 8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

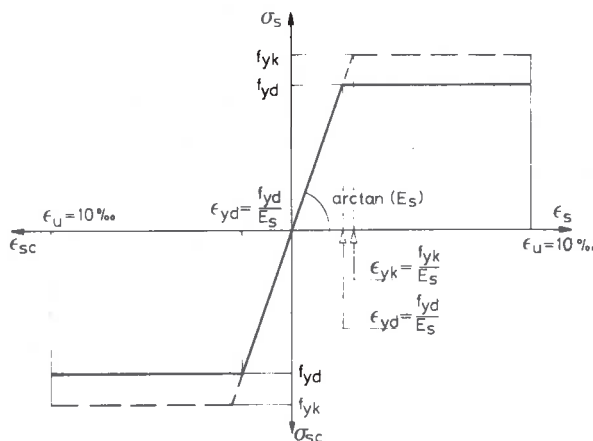
Tavanomaista runkoainetta sisältävän betonin tiheytenä käytetään arvoa 2400 kg/m^3 . Muiden betonien tiheyttä määritetään erikseen.

2.1.6 RAUDOITUKSEN MATERIAALIOMINAISUUDET

2.1.6.1 Yleistä

Betonirakenteiden raudoitus voidaan muodostaa käyttämällä kohdassa 4.1.2.2 mainittujen standardien mukaisia betoniteräksiä ja käyttöselosteiden mukaisia jänneteräksiä.

2.1.6.2 Betoniteräs



Kuva 2.4

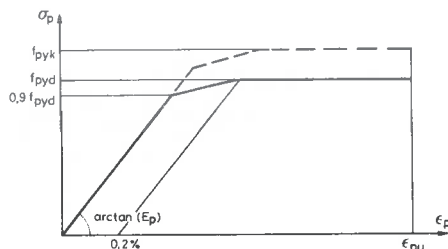
Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvio

Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion otaksutaan olevan kuvan 2.4 mukainen. Myötörajan ominaisarvona käytetään standardien mukaista alempaa myötörajavaatimusta tai 0,2-rajaa vastaavaa jännitystä. Betoniteräksen kimmomoduuli on

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (2.18)$$

2.1.6.3 Jänneraudoitus

Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion voidaan otaksua olevan kuvan 2.5 mukainen.



Kuva 2.5

Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvio

Jänneterästen 0,2-rajooja vastaavina ominaisarvoina käytetään käyttöselosteiden mukaisia vähimmäisarvoja.

Jänneteräksen kimmomoduuli on

$$E_p = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (2.19)$$

Jänteiden, esimerkiksi punosten, kimmomoduulina käytetään käyttöselosteiden mukaisia vähimmäisarvoja.

Jänneterästen relaksaatio määrätään kokeellisesti. Lämpötilan vaikutus relaksaatioon selvitetään erikseen.

Jänneteräspunosten SFS-standardin mukaiset ominaisuudet on esitetty taulukossa 2.7 a.

Taulukko 2.7 a

Jänneteräspunosten nimellishalkaisijat (D_n), nimellis-poikkipinta-alat (A_p), lujuusluokat ($f_{p0,2k}/f_{puk}$), ja kimmoduuli (E_p) sekä alkujännitystä $0,7 f_{puk}$ ja 1000 h aikaa vastaavan relaksaatiokokeen mukainen relaksaatio ($\Delta\sigma_{p,rel,1000 h}$) SFS-standardin mukaisille punostyypeille.

Punostyyppi	D_n mm	A_p mm ²	Lujuusluokka $f_{p0,2k}/f_{puk}$ N/mm ² /N/mm ²	E_p N/mm ²	Relaksaatio $\Delta\sigma_{p,rel,1000h}$ 0,7 f_{puk} %
Vakiopunos STD STD-P	6,4 9,3 12,5	25 52 93	1570/1770	195 000	2,5
	15,2	139	1470/1670		
Erikoispuenos SUP SUP-P	9,6 12,9 15,7	55 100 150	1630/1860 1570/1770		

2.1.6.4 Raudoituksen muut ominaisuudet

- Terästen pituuden lämpötilakerroin on

$$\alpha_{st} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$
- Raudoituksen korroosioherkkyys arvioidaan kohdan 4.1.2.1 mukaisesti.
- Rauditus jaetaan tartuntaominaisuuksiensa perusteella eri luokkiin.
- Terästen hitsattavuus on voimassa olevien SFS-standardien mukainen.

2.1.6.5 Muut betonirakenteissa käytettävät metalliosat

Muiden metalliosien materiaaliominaisuudet on selvitettävä. Muita metalliosia koskevia ohjeita annetaan kohdassa 4.1.2.4.

2.1.7 VOIMASUUREET

2.1.7.1 Yleistä

Rakennemalli voidaan muodostaa 1-, 2- ja 3-ulotteisista osista. Rakennemallin toimintaa voidaan kuvata käyttäen kimmoteoriaa, epälineaarista teoriaa ja murtorajatilataarkasteluissa lisäksi plastisuusteoriaa. Laskettaessa voimasuureita plastisuusteorian mukaan tulee tarkistaa, että rakenteilla on riittävä muodonmuutoskyky.

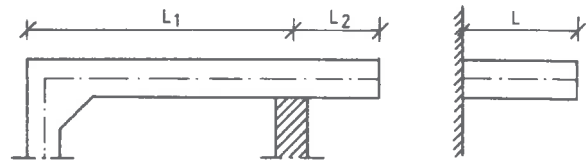
Kimboteorian mukaisesta voimasuureiden jakautumasta poikettaessa on huolehdittava siitä, että tasapainoehdot ovat voimassa.

Jos rakenteen halkeilu otetaan huomioon, voidaan osien jäykkyudet laskea kohdan 2.3.2 (Siirtymät) mukaan. Suurten muodonmuutosten aiheuttamat rasitukset puristetuissa rakenneosissa otetaan tarvittaessa huomioon kohdan 2.2.5 (Rakenteiden vakavuus) mukaan. Käyttörajatiloissa näitä rasituksia ei yleensä tarvitse ottaa huomioon.

Raudoittamattomien betonirakenteiden voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7.8 mukaan.

2.1.7.2 Laskentaotaksumia

Laskelmissa käytetään rakenteiden nimellismittoja. Rakenneosan jänneväliksi valitaan yleensä tukien keskikilintojen välinen etäisyys (kuva 2.6). Leveiden tukien vaikutus selvitetään erikseen. Hoikkien puristettujen rakenteiden laskennalliset nurjahduspituudet, epäkeskisyydet ja voimasuureet annetaan kohdassa 2.2.5 (Rakenteiden vakavuus).



Kuva 2.6

Rakennemallin muodostaminen

2.1.7.3 Poikkileikkaussuureet

Laskelmissa rakenteen poikkileikkaus voidaan yleensä olettaa kohtien 2.1.7.4 (1-ulotteiset rakenneosat) tai 2.1.7.5 (2-ulotteiset rakenneosat) mukaiseksi. Muunlaisten poikkileikkausten rakennemalli voidaan muodostaa edellä mainitun mukaisia osapoikkileikkauksia yhdistämällä.

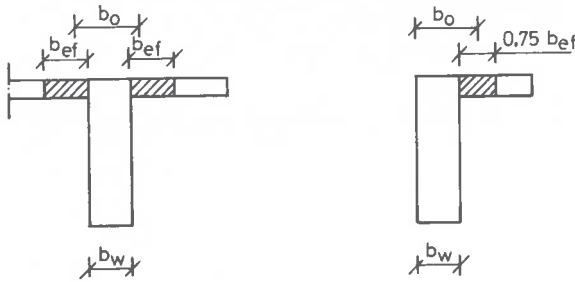
Työsaumoja sisältävät poikkileikkaukset saadaan laskea yhtenäisinä, jos saumat on mitoitettu kohdan 2.2.2.8 (Työsauman leikkauskapasiteetti) mukaan. Muussa tapauksessa mitoitetaan kukin osapoikkileikkaus erikseen.

Laattapalkin puristuslaipan toimiva leveys (kuva 2.7) yhdellä puolella uumaa on

$$b_{ef} = kL_o \quad (2.20)$$

- missä k on 0,10 kun kuormitus muodostuu pääasias-
sa pistekuormista,
 k on 0,15 kun kuormitus muodostuu pääasias-
sa jakaantuneista kuormista,
 L_o on momentin nollakohtien väli.

Jos laippa on yksipuolinen ja rakenne sivusuunnassa tukematon, on toimivan leveyden arvo $0,75 b_{ef}$.



Kuva 2.7

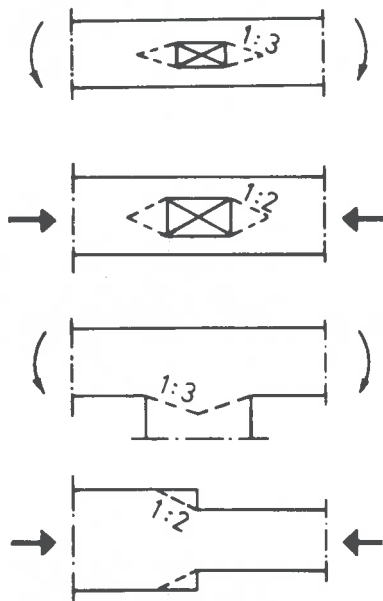
Laskelmissa käytettävät laattapalkin leveyden arvot

Rakenteen mitoituksessa käytettävää leveyttä

$$\begin{aligned} b_o &\leq 2b_{ef} + b_w \quad (\text{molemmipuoliset laipat}) \quad \text{tai} \quad (2.21) \\ b_o &\leq 0,75b_{ef} + b_w \quad (\text{yksipuolinen ja sivusuunnassa} \\ &\quad \text{tukematon laippa}) \end{aligned}$$

ei tarvitse murtorajatilatarkasteluissa valita suuremaksi kuin kapasiteettien suhteen on tarpeellista.

Kapasiteetteja laskettaessa saa tehollisen poikkileikkauksen olettaa muuttuvan enintään suhteessa 1:3 pääasiassa taivutetuissa rakenteissa ja 1:2 pääasiassa puristetuissa rakenteissa (kuva 2.8).



Kuva 2.8

Poikkileikkauksen muutoksen huomioonottaminen laskelmissa

2.1.7.4 1-ulotteiset rakenneosat

1-ulotteisina lasketaan yleensä rakenneosat, joilla

$$\begin{aligned} \frac{L}{d} &\geq 3, \quad (\text{ulokepalkeilla}) \quad \frac{L}{d} \geq 1,5 \\ \text{ja } b_o &\leq 5d \end{aligned}$$

Jatkuvien rakenteiden kimmoteorian mukaisia tukimomenteja voidaan murtorajatilassa muuntaa enintään pienemmällä määrällä seuraavista

$$\begin{cases} (0,60 - \frac{x}{d}) \cdot 100 \% \\ 30 \% \end{cases} \quad (2.22)$$

missä x on poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus tuella murtorajatilassa.

Kenttämomentit on laskettava muunnettujen tukimomenttien perusteella.

Jos puristetun rakenteen hoikkuus $\lambda \leq 25$, saa momentteja muuntaa enintään 10 %.

Jos rakennetta kuormittaa väsytkuorma tai puristetun rakenteen hoikkuus $\lambda > 25$, ei momentteja saa muuntaa.

Plastisuusteorian mukaan laskettaessa tulee tarkistaa, että rakenneosalla on riittävä muodonmuutoskyky plastisoituvissa kohdissa.

Yhteensopivuussäännön mukaista vääntöä ei tarvitse murtorajatilassa ottaa huomioon, jos rakenteen kriittisissä kohdissa on riittävä yhteensopivuuden edellyttämä muodonmuutoskyky.

Tasapainottava vääntö on otettava murtorajatilassa huomioon. Rakenneosien vääntöjäykkyydet voidaan laskea kohdan 2.3.2.3 mukaan.

Käyttöraajatilassa rakenteen voimasuureet lasketaan yleensä kimmoteorian mukaan olettaen rakenne halkeilemattomaksi. Ellei rakenteen halkeilua käyttötilassa ole muuten otettu huomioon, voidaan momentteja muuntaa kuten murtorajatilassa tapauksessa, kuitenkin enintään 20 %.

2.1.7.5 2-ulotteiset rakenneosat

2-ulotteisina lasketaan yleensä rakenneosat, joilla

$$\begin{aligned} \frac{L}{d} &\geq 3 \quad (\text{laatat}), \quad \frac{L}{d} \geq 1,5 \quad (\text{laatta-uloskeet}) \quad \text{ja } b_o > 5d \\ \frac{L}{d} &< 3 \quad (\text{korkeat palkit}). \end{aligned}$$

Kimmoteorian mukaan laskettujen momenttien muuntaminen tehdään kuten kohdassa 2.1.7.4 (1-ulotteiset rakenneosat). Laskettaessa laattoja plastisuusteorian mukaan tulee tarkistaa, että rakenneosalla on riittävä muodonmuutoskyky plastisoituvissa kohdissa.

Laattaa tukevien rakenneosien siirtymien vaikutus laatan voimasuureisiin otetaan tarvittaessa huomioon.

Kun rauditus ei seuraa päävetojännitysten suuntaa, mitoitetaan laatta tarvittaessa myös tällöin syntyvälle väännölle.

Laatan käyttötilan voimasuureet voidaan laskea kuten kohdassa 2.1.7.4 (1-ulotteiset rakenneosat).

Laatan momentteja saadaan tuen suunnassa tasata, kun varmistutaan siitä, ettei tasaamisella ole haitallisia vaikutuksia toiminnalle.

Korkeiden palkkien voimasuureet lasketaan yleensä kimmoteorian mukaan. Erityistä huomiota kiinnitetään voimasuureita laskettaessa tukien painumiin.

2.1.7.6 3-ulotteiset rakenneosat

Kuoren voimasuureet määrätään yleensä kimmoteorian mukaan. Kuoren lommahtaminen saattaa tulla kysymykseen eräänä murtorajatilana.

Kun raudoitus ei seuraa päävetojännitysten suuntaa, mitoitetaan kuori tarvittaessa myös tällöin syntyvälle leikkaukselle.

2.1.7.7 Muut rakenneosat

Esim. lyhyt uloke tai raudoitettu paksu antura voidaan mitoittaa käyttäen kuormittavan voiman, betonin puristusjännitysten resultantin ja raudoituksen vetovoiman vektorisummaa.

2.1.7.8 Raudoittamattomat rakenteet

Raudoittamattomien rakenteiden voimasuureet lasketaan kimmoteorian tai epälineaarisen analyysin mukaan. Tarvittaessa otetaan huomioon pakkovoimien (kohta 2.1.3.3) aiheuttamat voimasuureet.

2.2 Murtorajatilatarkastelut

2.2.1 TAIVUTUS JA NORMAALIVOIMA

2.2.1.1 Yleistä

Rakenteen määräävät poikkileikkaukset mitoitetaan käyttäen kohdan 2.1.7 mukaan laskettuja voimasuureita siten, ettei poikkileikkauksen yhdistettyä taivutus- ja normaalivoimakapasiteettia ylitetä.

2.2.1.2 Poikkileikkauksen kapasiteetti

Laskelmissa tehdään seuraavat oletukset:

- Poikkileikkaustasot pysyvät tasoina muodonmuutosten tapahtuessa.
- Materiaalien jännitys-muodonmuutoskuviot ovat kohtien 2.1.5.2 (Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet) ja 2.1.6.2 (Betoniteräs) sekä 2.1.6.3 (Jänneraudoitus) mukaiset.
- Raudoitetuissa rakenteissa betonin vetolujuutta ei yleensä oteta huomioon.
- Betonin puristuma poikkileikkauksen painopisteestä ei saa ylittää arvoa

$$\epsilon_c = \left(0,50 + \frac{\rho_c}{1600}\right) \text{‰} \leq 2 \text{‰} \quad (2.23)$$

– Betonin puristuma poikkileikkauksen reunalla ei saa ylittää arvoa

$$\epsilon_{cu} = \left(1,1 + \frac{\rho_c}{1000}\right) \text{‰} \leq 3,5 \text{‰} \quad (2.24)$$

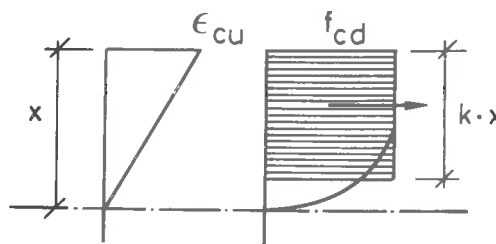
– Raudoituksen puristumalle käytetään betonin puristuman arvoa ko. kohdassa.

– Raudoituksen venymä, laskettuna poikkileikkauksen vedetyn reunan jännityksettömästä tilasta, saa olla enintään 10 ‰.

Poikkileikkaukseen ei saa sijoittaa enempää vetoraudoitusta kuin tasapainoraudoitus pelkässä taivutuksessa, kun raudoituksen venymälle käytetään arvoa ϵ_{yk} .

Betonin puristusjännitysten jakautumiskuvion saa yleensä korvata kuvan 2.9 mukaan suorakaiteella, jonka korkeus lasketaan lausekkeesta kx ,

$$k = \frac{\epsilon_{cu} - 0,7 \cdot 10^{-3}}{\epsilon_{cu}} \leq 0,8 \quad (2.25)$$



Kuva 2.9
Betonin jännitysjakautumat

2.2.2 LEIKKAUS

2.2.2.1 Yleistä

Kohdan 2.1.7 mukaiset 1- ja 2-ulotteisina lasketut rakenneosat mitoitetaan leikkausvoimalle tämän kapapaleen mukaisesti. Leikkausvoiman maksimiarvona pidetään arvoa, joka on laskettu etäisyyden d päässä tuen reunasta.

Rakenteet jaetaan leikkauskapasiteettia laskettaessa leikkausraudoittamattomiin ja leikkausraudoitettuihin.

Laskelmissa käytetään rakenteen uuman leikkausrasitusten suhteen määräävää leveyttä b_w . Leikkauskapasiteettien perusarvoja tarkennetaan tarvittaessa kohdan 2.2.2.5 mukaisesti. Uuman puristumurtuman estämiseksi ei leikkauskapasiteetti saa ylittää kohdan 2.2.2.4 mukaista ylärajaa. Leikkauksen erikoistapauksina käsitellään laipan leikkautumista, laatan lävistystä ja työsauman mitoittamista.

2.2.2.2 Leikkausraudoittamaton rakenne

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetin perusarvo lasketaan kaavasta

$$V_{co} = 0,3 k (1+50 \rho) f_{ctd} b_w d \quad (2.26)$$

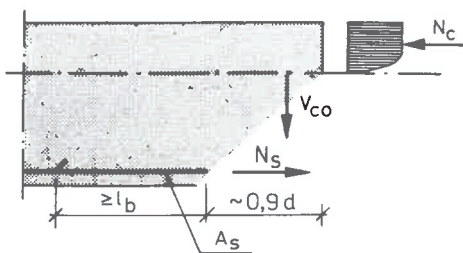
missä $\rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$

$$k = 1,6 - d [m] \geq 1,0 \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 1,0 \text{ kun } 1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 0,85 \text{ kun } \rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$$

A_s on vetorausoitusta, jonka tarkasteltavassa kohdassa tulee olla riittävän hyvin ankkuroitu kuvan 2.10 mukaisesti.



Kuva 2.10

Leikkausraudoittamaton rakenne

2.2.2.3 Leikkausraudoitettu rakenne

Leikkausraudoitetun rakenteen kapasiteetin perusarvo on kaavan 2.30 mukaisen betonin ja kaavojen 2.28 ja 2.29 mukaisen raudituksen kapasiteettien summa

$$V_u = V_s + V_c \quad (2.27)$$

Leikkausraudoitus voidaan muodostaa haoista tai ylöstaivutetuista tangoista. Leikkausraudoituksena voidaan käyttää myös jännitettyä raudoitusta. Leikkausraudoituksen ja rakenteen pituusakselin välisen kaltevuuskulman tulee olla 45° . Teräksen ominaislujuutta ei saa laskelmissa olettaa suuremmaksi kuin

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \text{ harjatangoilla}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \text{ verkoilla, joissa uuman matkalla on haan leikettä kohti vähintään 3 hitsattua poikittaistankoa, joiden väli on korkeintaan 250 mm}$$

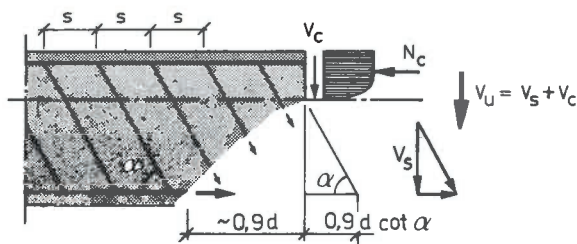
$$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \text{ kuviopintaisilla tangoilla}$$

$$f_{yk} = 300 \text{ N/mm}^2 \text{ sileillä tangoilla.}$$

Rakenteeseen tasaisesti tai likimain tasaisesti jaetun raudituksen (kuva 2.11) kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_s = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.28)$$

missä A_{sv} on leikkausraudoituksen leikkeiden yhteenlaskettu poikkileikkausala.



Kuva 2.11

Leikkausraudoitettu rakenne

Yksittäisten ylöstaivutettujen tankojen kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_s = f_{yd} A_s \sin \alpha \quad (2.29)$$

Leikkausraudoitetun rakenteen betonin kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_c = 0,50 b_w d f_{ctd} \quad (2.30)$$

2.2.2.4 Leikkauskapasiteetin yläraja

Rakenteen leikkauskapasiteetti ei saa ylittää ylärajaa, joka lasketaan kaavasta

$$V_{umax} = k b_w d f_{cd} \quad (2.31)$$

$$\text{missä } k = 0,25 (1 + \cot \alpha) \leq 0,45 \text{ kun } \rho \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

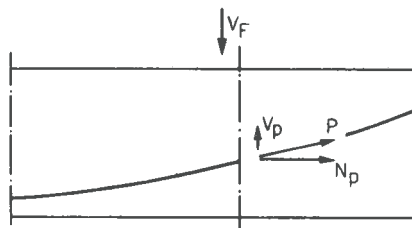
$$k = 0,25 \text{ kun käytetään ylöstaivutettuja tankoja}$$

$$k = 0,2 \text{ kun } \rho < 2400 \text{ kg/m}^3.$$

Jos rakenteen uuma sisältää rakenteen pituussuuntaisia reikiä tai raudotteita, joiden halkaisija $\phi > 0,13 b_w$, on uuman leveytenä käytettävä arvoa

$$(b_w - 0,5 \Sigma \phi) \quad (2.32)$$

2.2.2.5 Lisäohjeita



Kuva 2.12

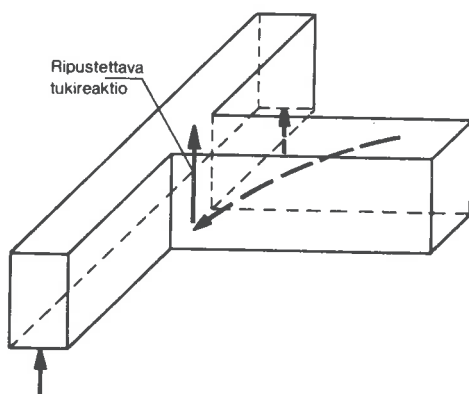
Leikkausvoiman suuntainen jännevoiman komponentti

Leikkausvoiman suuntainen rakenteen sisäisen voiman komponentti otetaan huomioon leikkausvoimaa V_d määrittäessä. Tällaisia komponentteja aiheuttavat esimerkiksi viisteet ja jännevoima (kuva 2.12).

Jos rakenteeseen on välillisesti tuettu toinen rakenne (kuva 2.13) tai kuorma on ripustettu rakenteen alareunasta, asetetaan kuorman kohdalle raudoitus

$$A_{sv} = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (2.33)$$

missä F_d on ripustettava osuus kuormasta.



Kuva 2.13
Välillisesti tuettu rakenne

Jos rakenteeseen vaikuttaa sen akselin suuntainen puristava normaalivoima N_d , saadaan betonin leikkauskapasiteettia suurentaa kertoimella

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2 \quad (2.34)$$

missä M_d = tarkasteltavassa kohdassa esiintyvä leikkausvoimaa vastaava taivutusmomentti

M_o = nollavenymämomentti, joka yhdessä normaalivoiman N_d kanssa aikaansaa jännityksettömän tilan poikkileikkauksen siinä reunassa, johon kuormitus aiheuttaa vetoa. M_o vaikuttaa samassa poikkileikkauksessa kuin M_d .

Jos rakenteeseen vaikuttaa vetävä normaalivoima, joka on otettava huomioon rakenteen tasapainoehtoissa murtotilassa, otaksutaan betonin leikkauskapasiteetti nolaksi ellei tarkempia laskelmia suoriteta.

Tuen lähellä betonin leikkauskapasiteettia voidaan suurentaa kertoimella

$$\beta_2 = \frac{V_d}{V_{d,red}} \leq 2 \quad (2.35)$$

missä $V_{d,red}$ on leikkausvoima, jota laskettaessa enintään etäisyydeltä $2d$ tukilinjasta olevat pistekuormat on kerrottu luvulla $a/2d$, missä a on kuorman etäisyys tukilinjasta. Lisäksi seuraavien ehtojen on oltava voimassa:

- kuorma ja tukireaktio vaikuttavat rakenteen eri puolilla siten, että rakenteeseen syntyy vino puristus
- kuorman kohdalla vaikuttavan taivutusmomentin vaatima raudoitus ulottuu rakenteen reunatuolelle ja on ankkuroitu tuen reunan taakse.
- tukimomentin vaatima raudoitus ulottuu tarkasteltavan kuorman vaikutuskohdan ohitse ja on ankkuroitu sen taakse.

Käytettäessä kertoimia β_1 ja β_2 samanaikaisesti lasketaan niiden leikkauskapasiteettia suurentava vaikutus kaavasta

$$\beta_1 \beta_2 V_{co} \leq V_{umax} \quad (2.36)$$

2.2.2.6 Laipan leikkautuminen

Jos palkin laipat lasketaan toimiviksi taivutusmurtorajatilassa, on uuman ja laipan välisen leikkauskapasiteetin palkin tehollisen korkeuden pituista osaa kohti jännevälän suunnassa täytettävä ehto

$$V_{uf} = V_{cf} + V_{sf} \geq k_f V_d \quad (2.37)$$

missä V_d on palkin leikkausvoima

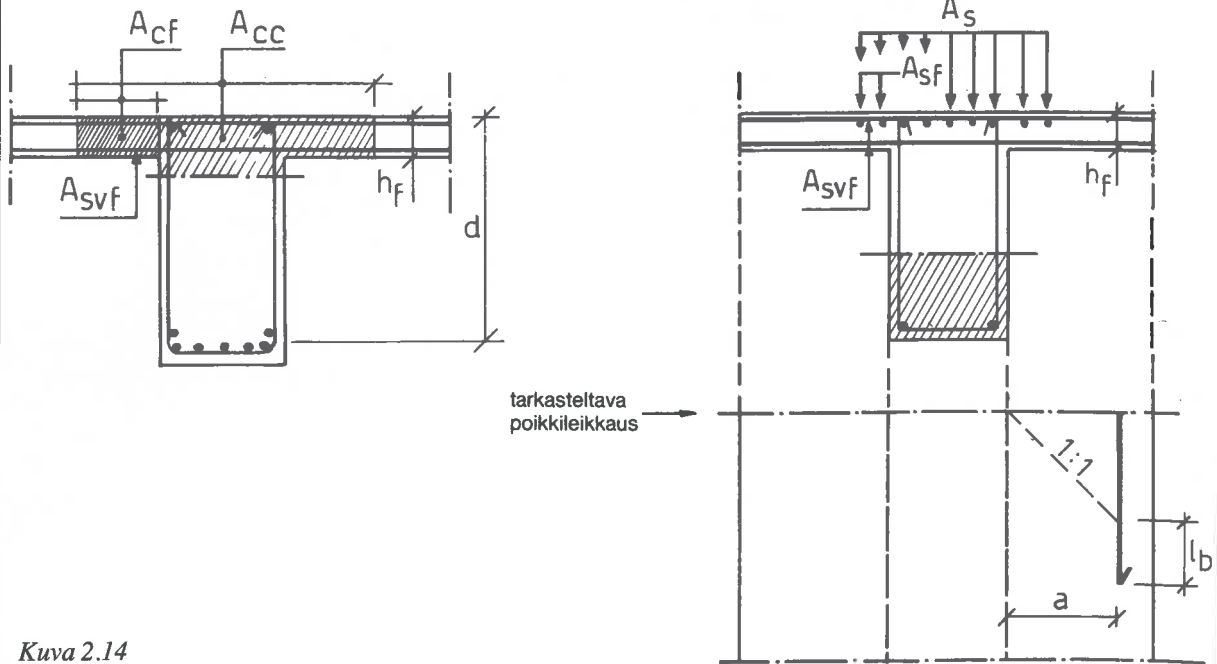
$k_f V_d$ on leikkausvoima laipan ja uuman välisessä leikkauksessa

$k_f = \frac{A_{cf}}{A_{cc}}$, tarpeellisen taivutuskapasiteetin vaatima laipan puristusvyöhykkeen osuus koko puristusvyöhykkeestä laipan ollessa puristettu

$k_f = \frac{N_{sf}}{N_s}$ (tai $\frac{P_f}{P}$), laipan alueella olevan raudoituksen resultantin osuus koko raudoituksen resultantista laipan ollessa vedetty

V_{cf} ja V_{sf} lasketaan kohdan 2.2.2.3 (Leikkausraudoitettu rakenne) mukaisesti käyttämällä uuman leveytenä arvoa b_f ja tehollisena korkeutena palkin tehollista korkeutta d .

Laippoihin ankkuroitua pääraudoitusta jatketaan kohdan 2.5.1.2 (Raudoituksen suunnittelu) sääntöjen lisäksi määrällä a , missä a on yksittäisen tangon etäisyys uumasta.



Kuva 2.14
Laippapalkki

2.2.2.7 Laatan lävistys

Lävistysvoimaa laskettaessa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat tuen reunasta etäisyydellä d olevan leikkauksen rajoittamalla alueella.

Laatan betonin lävistyskapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_c = k\beta(1+50\rho) udf_{ctd} \quad (2.38)$$

missä $k = 1,6 - d \text{ [m]} \geq 1$, kun $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$
 $k = 1,0$, kun $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$
 $k = 0,85$, kun $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8 \text{ ‰}$$

ρ_x ja ρ_y ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa etäisyydellä $0,5 d$ tuen reunasta sijaitsevilla poikkileikkauksissa olevat suhteellisesti teräspinta-alat. Vedetyn pinnan raudoitusten tulee olla ankuroitu mainittujen poikkileikkausten ulkopuolelle.

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

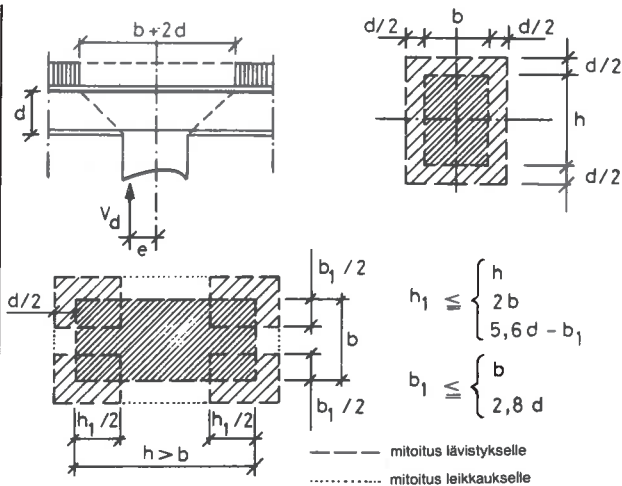
e on lävistysvoiman epäkeskisyyden laskettuna leikkautuvan alueen painopisteestä (kuva 2.15)

A_u ja u ovat tuen reunasta etäisyydellä $0,5 d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala sekä piiri

- tuen reunasta etäisyydellä $0,5 d$ oleva piiri tai
- piiri joka saadaan korvaamalla a)-kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat tältä piiriltä vapaille reunoille piirrettyillä normaaleilla (kuva 2.16).

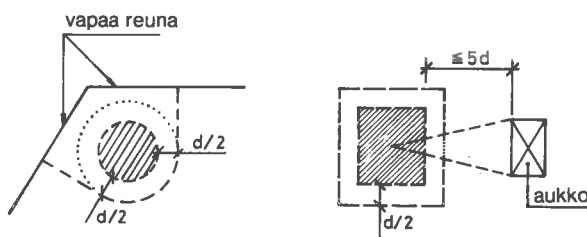
Suurien tukien kohdalla mitoitetetaan vain nurkat lävistykselle (kuva 2.15). Poikkileikkaukseltaan pyöreät tuet, joiden halkaisija $\geq 3,5 d$, mitoitetetaan leikkaukselle.

Jos tuen kuormitettu reuna on lähellä laatan vapaata reunaa, valitaan piiriksi u lyhyempi seuraavista:



*Kuva 2.15
Laatan lävistys*

Jos laatassa on reikiä tuen reunasta etäisyydellä 5d olevan leikkauksen rajoittamalla alueella, ei piiriin u saa laskea niitä osia, jotka jäävät reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen suorien väliin (kuva 2.16).



*Kuva 2.16
Laatan lävistys*

Jos käytetään leikkausraudoitusta, lasketaan lävistyskapasiteetti kaavasta

$$(0,25 V_c + V_s) \leq 2 V_c \quad (2.39)$$

2.2.3.2 Vääntöraudoittamaton rakenne

Erillistä vääntöraudoitusta ei tarvita, paitsi kohdan 2.5.2.3 (Palkit) mukaiset vähimmäishaat, jos

$$T_c = 0,3 f_{ctd} W_{te} \geq T_d \quad (2.42)$$

missä W_{te} on poikkileikkauksen kimmoinen vääntövastus, jota laskettaessa laipan leveydeksi saadaan otaksua enintään kolminkertainen laipan paksuus.

Normaalivoiman vaikutus voidaan ottaa huomioon laskemalla päävetojännitys σ_t , joka saa olla enintään $0,3 f_{ctd}$.

Betonin vääntökapasiteetti otaksutaan nollassa, jos rakennetta kuormittaa väsytyskuorma.

2.2.3.3 Vääntöraudoitettu rakenne

Vääntöhakojen ominaislujuutta koskevat samat rajoitukset kuin kohdassa 2.2.2.3 (Leikkausraudoitettu rakenne).

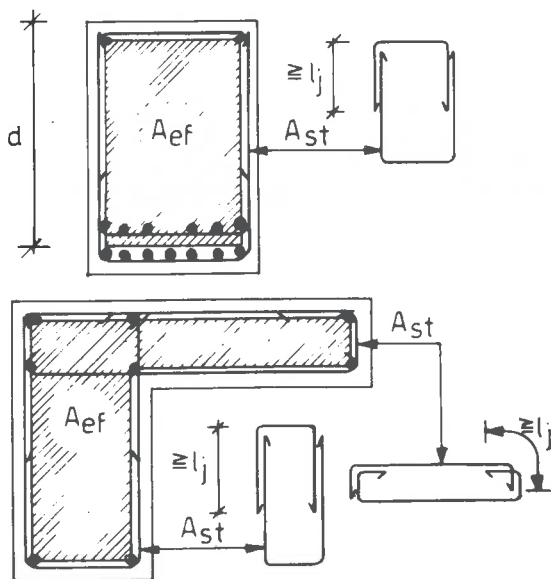
Vääntöraudoitus muodostetaan pitkittäisistä tangoista (A_{st}) ja niitä vastaan kohtisuorista umpihaoista (A_{st}). Vääntöraudoituksen kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$T_s = 2A_{ef} \sqrt{\frac{A_{st} f_{yld}}{s} \cdot \frac{A_{st} f_{yld}}{u_{ef}}} \quad (2.43)$$

missä s on hakaväli

A_{ef} ja u_{ef} ovat pitkittäistankojen painopisteakseleiden kautta piirretyn monikulmion pinta-ala ja piiri.

Vääntöraudoituksen sijainnin katsotaan määräytyvän pitkittäistankojen painopisteakseleiden mukaan (kuva 2.17).



Kuva 2.17
Vääntöraudoitus

Pitkittäistankojen yhteenlasketun poikkileikkausalan A_{st} ja hakojen poikkileikkausalan A_{st} on täytettävä ehto

$$\frac{1}{3} \leq \frac{A_{st}}{A_{st}} \cdot \frac{f_{yld}}{f_{yld}} \cdot \frac{s}{u_{ef}} \leq 3 \quad (2.44)$$

Pitkittäistankojen tulee olla tasaisesti jakautuneina vääntöraudoituksen rajoittaman alueen piirille siten, että ainakin jokaisessa haan ja poikkileikkauksen nurkassa on teräs. Pitkittäisraudoitus voidaan myös jännittää, jolloin f_{yld} kaavoissa 2.43 ja 2.44 korvataan arvolla f_{pyd} .

Vääntökapasiteetin yläraja tarkistetaan kaavasta

$$T_{umax} = 0,25 f_{cd} W_{tr} \quad (2.45)$$

missä W_{tr} on vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus = $2A_{ef} h_{ef}$

h_{ef} on kotelon paksuus, joksi oletetaan 30 % pinta-alan A_{ef} sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän säteestä.

2.2.4 YHDISTETYT RASITUKSET

Rakenteet mitoitetaan yleensä siten, että edellisten kohtien mukaan laskettujen raudoitusten summa sijoitetaan rakenteeseen ja tehdään niiden suhteen seuraavat tarkistukset:

– puristuksen ja taivutuksen vaikuttaessa yht'aikaa väännön kanssa, voidaan teräspinta-alaa A_{st} poikkileikkauksen puristetulla osalla vähentää määrällä

$$\frac{N_c}{f_{yd}} \quad (2.46)$$

missä N_c on betonin puristusjännitysten resultantti,

– yhdistetyssä väännössä ja leikkauksessa varmuus betonin vinoon puristumurtumaan nähden tarkistetaan kaavasta

$$\frac{V_d}{V_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 1,0 \quad (2.47)$$

– yhdistetyssä väännössä ja taivutuksessa varmuus betonin vinoon puristumurtumaan nähden tarkistetaan kaavoista

$$\frac{M_d}{M_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 1,0 \quad (1\text{-ulotteisina lasketut rakenneosat}) \quad (2.48)$$

tai

$$\frac{M_x}{M_{ux,max}} + \frac{M_{xy}}{M_{ux,max}} \leq 1,0 \quad \text{ja} \quad (2.49)$$

$$\frac{M_y}{M_{uy,max}} + \frac{M_{xy}}{M_{uy,max}} \leq 1,0 \quad (2\text{-ulotteisina lasketut rakenneosat})$$

– vääntö- ja leikkausraudoitusta ei minimihakojen lisäksi tarvita jos

$$\frac{V_d}{V_c} + \frac{T_d}{T_c} \leq 1,0 \quad (2.50)$$

V_d :tä laskettaessa saa kahdessa viimeksi mainitussa kohdassa ottaa huomioon sisäisten voimien vastakaismerkkiset komponentit kohdan 2.2.2.5 mukaisesti.

2.2.5 RAKENTEIDEN VAKAVUUS

2.2.5.1 Yleistä

Ulkoisen normaalivoiman kuormittaman rakenneosan voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7 mukaan ottaen huomioon seuraavassa annetut ohjeet.

Rakenteen kokonaisvakavuus ja osien vakavuus määritetään erikseen. Siirtymättömän rakenteen tapauksessa tutkitaan osien vakavuus. Hoikkien rakenneosien taipumisen aiheuttamien lisämomenttien vaikutus liittyviin rakenneosiin otetaan tarvittaessa huomioon.

Rakenneosan hoikkuus ilmaistaan luvulla λ , joka määritellään

$$\lambda = \frac{L_o}{i} \quad (2.51)$$

missä L_o on nurjahduspituus

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad \text{betonipoikkileikkauksen jäyhyysäde tarkasteltavassa suunnassa}$$

Puristettujen rakenneosien nurjahduspituudet lasketaan kaavasta

$$L_o = k_o L \quad (2.52)$$

missä L on rakenteen vapaa jännemitta

k_o on rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin.

Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, valitaan kerroin k_o taulukosta 2.9 tai 2.10.

Taulukko 2.9

1-ulotteisen rakenteen k_o -arvot. Kiinnitysastetta kuvaavat teoreettiset arvot on annettu sulkeissa.

Tuenta	Sivu-siirtyvyys	k_o
Molemmissa päissä nivel	Estetty	1,0
Molemmat päät kiinnitetyt	Estetty	$\geq 0,7$ (0,5)
Toinen pää kiinnitetty, toisessa nivel	Estetty	$\geq 0,8$ (0,7)
Toinen pää kiinnitetty, toinen vapaa	Vapaa	$\geq 2,2$ (2,0)
Molemmat päät kiinnitetyt	Vapaa	$\geq 1,2$ (1,0)

Taulukko 2.10

2-ulotteisen rakenteen k_o -arvot. Taulukossa esiintyvä mitta b tarkoittaa vapaan reunan etäisyyttä jäykistävän rakenteen reunasta tai jäykistävien rakenteiden välistä vapaata etäisyyttä. 2-ulotteista rakenneosaa tukevien rakenteiden tulee olla riittävän jäykät.

Tuenta	k_o
Yhdeltä ja kahdelta reunalta tuettu	Kuten taulukossa 2.9
Kolmelta reunalta tuettu	$\frac{1}{1 + (L/3b)^2} \geq 0,3$
Neljältä reunalta tuettu	$\frac{1}{1 + (L/b)^2}$
$L \leq b$	
Neljältä reunalta tuettu	$\frac{1}{2(L/b)}$
$L > b$	

Raudoittamattomia rakenneosia laskettaessa käytetään kertoimelle k_o arvoa 1,0 edellyttäen, että rakenteiden sivusiirtymät ovat estettyjä.

2.2.5.2 Rakenteen kokonaisvakavuus

Siirtyvän rakenteen kokonaisvakavuutta tutkittaessa oletetaan laskelmissa, että pystysuuntaiset rakenneosat muodostavat kulman α pystysuunnan kanssa. Ellei tarkempia arvioita tehdä, valitaan α siten, että $\tan \alpha = 1/150$ rakenteen lyhyemmässä suunnassa ja $\tan \alpha = \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{150} \geq \frac{1}{250}$ rakenteen pidemmässä suunnassa (B on rakenteen leveys ja L pituus). Pilareiden perusepäkeskeisyyksien katsotaan sisältyvän näin syntyviin poikkeamiin. Tarvittaessa otetaan huomioon rakenteen lisätaipumista syntyvät lisärasitukset.

2.2.5.3 Jäykät rakenneosat

Jäykkinä pidetään 1- ja 2-ulotteisia rakenneosia, joilla tarkastelusuunnassa on $\lambda \leq 25$. Rakenneosat mitoitetaan normaalivoimalle sekä alkuperäisiä epäkeskisyyksiä ja perusepäkeskisyyttä $\frac{h}{20} \leq 50$ mm vastaaville momenteille, missä h on sivumittatarkasteltavassa suunnassa.

2.2.5.4 Hoikat rakenneosat

Hoikkien rakenneosien ($\lambda > 25$) mitoituksessa otetaan huomioon kaavan 2.53 mukainen perusepäkeskisyyys

e_a ja rakenneosien taipumisesta aiheutuva lisäepäkeskisyys e_2 . Taipumia laskettaessa otetaan huomioon betonin ja raudituksen materiaaliominaisuudet kohtien 2.1.5 (Betoni) ja 2.1.6 (Rauditus) mukaisesti. Rakenteiden halkeilu ja sen vaikutus rakenteiden jäykkyyteen arvioidaan kohtien 2.3.3.2 (Halkeilukapasiteetti) ja 2.3.2.2 (Taipuma) perusteella.

Normaalivoiman perusepäkeskisyys e_a lasketaan kaavasta

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_o}{500} \quad (2.53)$$

missä $\frac{h}{20} \leq 50\text{mm}$

h on sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

L_o on rakenneosan nurjahduspituus

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, saa lisäepäkeskisyiden laskea kaavasta

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 h \quad (2.54)$$

missä h on sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

Raudoitetuilla rakenteilla tulee olla $\lambda \leq 140$. Raudottamattomalla rakenteella tulee olla $\lambda \leq 90$ ja alkuperäisen epäkeskisyiden $e_o \leq h/3$.

Jos $N_d > 0,5 A_c f_{cd}$, saa raudoitetuissa rakenteissa lisäepäkeskisyiden e_2 kertoa luvulla $\frac{0,5 A_c f_{cd}}{N_d}$.

Siirtyvissä rakenteissa lasketaan epäkeskisyiden laskenta-arvo kaavasta

$$e_d = e_a + e_2 + e_{o1} \quad (2.55)$$

Siirtymättömissä rakenteissa valitaan epäkeskisyiden laskenta-arvoksi suurin seuraavista

$$e_d = \begin{cases} e_a + e_{o1} \\ e_a + e_2 + 0,6e_{o1} + 0,4e_{o2} \\ e_a + e_2 + 0,4e_{o1} \end{cases} \quad (2.56)$$

missä e_{o1} on itseisarvoltaan suurempi ja e_{o2} pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä alkuperäisistä epäkeskisyysistä. Jos e_{o1} on erimerkinen kuin e_{o2} , valitaan e_{o2} negatiiviseksi.

Jos rakenteen vapaalla jänteellä vaikuttaa kuormia, kuvataan yhteenlaskettua momenttipintaa varmalla puolella olevalla suoraviivaisella momenttipinnalla. Alkuperäisiä epäkeskisyysiksi suurennetaan niin, että ne vastaavat kuvattua momenttipintaa.

Yleensä puristetun rakenneosan rauditus viedään jatkuvana rakenneosan läpi. Tarvittaessa voidaan rau-

doitusta katkoa tai rasituksia siirtää liittyviin rakenneosiin.

2.2.5.5 Vinto taiputus ja puristus

Vinosti taiputettu ja puristettu rakenneosa voidaan mitoittaa erikseen poikkileikkauspinnan kummankin pääakselin suunnassa silloin, kun seuraavat epäyhtälöt ovat voimassa

$$\frac{e_{ox} \cdot b}{e_{oy} \cdot h} \leq 0,2 \text{ tai } \geq 5,0 \quad (2.57)$$

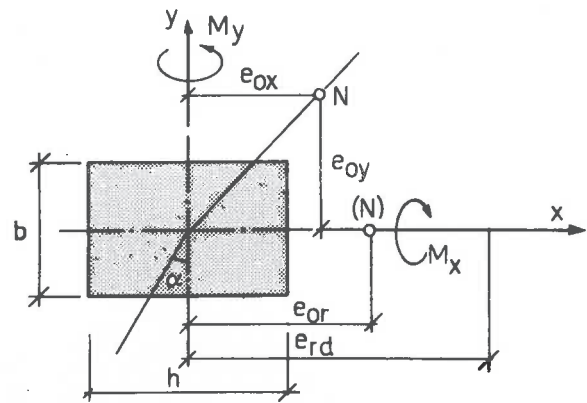
missä $e_{ox} = M_y / N_d$

$e_{oy} = M_x / N_d$

x -akseli on sivun h ja y -akseli sivun b suuntainen.

Muussa tapauksessa lasketaan rasitetummassa suunnassa (sivun h suunnassa) muunnettu epäkeskisyys kaavasta

$$e_{or} = \left(1 + \frac{e_{oy} \cdot h}{e_{ox} \cdot b} \right) e_{ox} \quad (2.58)$$



Kuva 2.18
Pilarin vino taiputus

Muunnettu epäkeskisyiden laskenta-arvo e_{rd} valitaan sivun h suunnassa kaavasta 2.55 tai 2.56 käyttäen arvoa e_{or} alkuperäisenä epäkeskisyidenä.

Jos nurjahduspituudet L_{ox} ja L_{oy} ovat likimain yhtä suuret, lasketaan muunnettu nurjahduspituus sivun h suunnassa kaavasta

$$L_{or} = \frac{L_o}{\sqrt{\sin^2 \alpha + \left(\frac{b}{h} \right)^2 \cos^2 \alpha}} \quad (2.59)$$

missä $\alpha = \arctan \left(\frac{e_{ox}}{e_{oy}} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \right)$

Rakenne mitoitetaan sivun h suunnassa käyttäen epäkeskisyitä e_{rd} , nurjahduspituutta L_{or} ja käyttäen rakenteen kaikilla sivuilla samaa raudoitusta pituusyksikköä kohti.

2.2.5.6 Palkin kiepahdus

Palkin varmuus kiepahtamista vastaan tarkistetaan kaavasta

$$\frac{M_{cr}}{M_d} \geq 2,0 \quad (2.60)$$

missä M_{cr} on kiepahduskuormaa vastaava momentti.

Jos palkkia rasittavat dynaamiset kuormat, kuten elementtien käsittelyssä, kerrotaan M_d lisäksi kertoimella 1,25.

2.2.6 RAUDOITUKSEN ANKKUROIINTI JA JATKOKSET

2.2.6.1 Yleistä

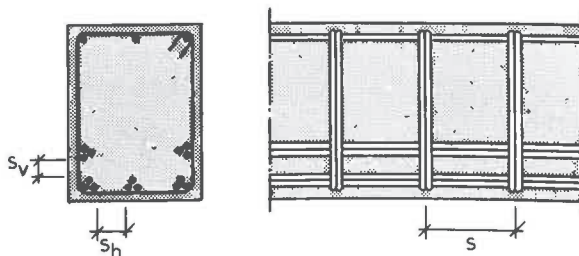
Raudoituksen saa ottaa laskelmissa huomioon vain, jos sillä on riittävä ankkurointikapasiteetti.

Rauditus voidaan ankkuroida näiden ohjeiden mukaan, kun seuraavat ehdot ovat voimassa:

- raudoitteiden betonipeite on kohdan 4.1.1.2 (Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen) mukainen,
- tankojen ja jänteiden keskinäinen väli on kohdan 4.2.3.2 (Raudituksen valmistus ja asennus) mukainen.

Yhteensidotuista harjatangoista tai kuviopintaista tangoista koottuja tankonippuja voidaan käyttää raudituksessa yksittäisten tankojen asemesta. Nipun suurimman tangon halkaisija saa olla korkeintaan 1,25 kertaa nipun pienimmän tangon halkaisija. Harjateräksestä tehtyjä päätankoja voidaan niputtaa 3 kappaletta sekä hakoja ja kuviopintaisia tankoja 2 kappaletta (kuva 2.19). Tartuntajäniteitä voidaan niputtaa 2 kappaletta.

Tankonippujen suhteen noudatetaan yksittäisistä tangoista annettuja ohjeita käyttämällä tangon halkaisijana $\emptyset$ tankonipun nimellishalkaisijaa $\emptyset_n$, joka vastaa poikileikkausaltaan yhtä suurta yksittäistä tankoa.



Kuva 2.19
Nippuraudoitus

Raudituksen ankkurointi aiheuttaa halkaisuvoimia, jotka tarvittaessa otetaan huomioon kohdan 2.2.7.3 mukaan.

Tangon ankkurointikapasiteetilla tarkoitetaan suurinta laskennollista voimaa, jonka tanko voi saavuttaa rakenteessa.

Rauditus voidaan ankkuroida lisäämällä suoran tangon ankkurointikapasiteettiin (2.2.6.2) tarvittaessa

- hitsattujen poikittaistankojen kapasiteetti (2.2.6.3)
- koukun kapasiteetti (2.2.6.4)
- lenkin kapasiteetti (2.2.6.5)
- ankkurikappaleen kapasiteetti (2.2.6.6).

Sileäpintaista vetorausdoitusta ei voida ankkuroida yksinomaan suoria tankoja käyttäen.

Jänneraudituksen ankkurointia koskevia ohjeita annetaan kohdassa 2.2.6.8.

* 2.2.6.2 Suoran tangon ankkurointikapasiteetti

Suoran tangon ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavasta

$$F_{bu} = k_b f_{ctd} u_s l_b \geq \sigma_s A_s \quad (2.61)$$

- missä u_s on tangon ympärysmitta
 l_b on tangon ankkurointipituus
 k_b on teräksen pinnan laadusta ja tangon sijainnista riippuva tartuntakerroin, jonka arvoja on esitetty taulukossa 2.11
 σ_s on murtorajatilän laskentakuormaa vastaava teräsännitys.

Suoran puristustangon ankkurointikapasiteettia saa korottaa määrällä $3 A_s f_{ctd}$, jos tangon pään etäisyys betonipinnasta tangon suunnassa on vähintään $5 \emptyset$.

Jos ankkurointi suoritetaan yksinomaan suorilla tan-goilla, tulee ankkurointipituuden olla vähintään $10 \emptyset$.

Taulukko 2.11

Tartuntakerroin k_b

Tartuntatila	A600H A500H A500HW A400H A400HW	B500K	B500P	Pyörö- tanko Fe 37 B
I Tangon ja vaaka- tason välinen kul- ma (valuasennos- sa) $\geq 45^\circ$ tai rau- doituksen etäi- syys rakenteen alapinnasta enin- tään 300 mm.	2,4	2,4	1,1	1,0
II Raudituksen etäi- syys alapinnasta yli 300 mm tai ra- kenteet, joiden ankkurointialueel- la esiintyy poikit- taisesta vedosta aiheutuvaa halkei- lua.	1,7	1,7	0,8	0,7

Rakenteissa, joissa ankkurointikohdassa esiintyy olennaista poikittaista puristusta, saadaan tartuntakertoimia korottaa 50 %.

* 2.2.6.3 Hitsatut poikittaistangot

Tankoihin voimaliitoksilla hitsattujen poikittaistankojen liitoksen lujuus saadaan ottaa huomioon ankkurointipituuksia laskettaessa. Ankkuroitavan tangon, jonka halkaisija saa olla enintään 12 mm, voimasta saadaan matkalla l_b vähentää poikittaistankojen ottama osuus

$$F_{bu} = k_{br} \sqrt{n} F_{bul} \leq (1,5 \frac{\phi_t}{\phi_1} - 0,5) \sqrt{n} A_s f_{yd} \quad (2.62)$$

missä n on poikittaistankojen lukumäärä (≤ 2)

F_{bul} on yhden liitoksen lujuus

$k_{br} = 1,35$ (A400HW, A500HW, B500K)

ϕ_t on poikittaistangon halkaisija

$\phi_1 \leq 12$ mm, on ankkuroitavan tangon halkaisija

A_s on ankkuroitavan tangon poikkipinta-ala

f_{yd} on ankkuroitavan tangon laskentalujuus.

2.2.6.4 Koukku

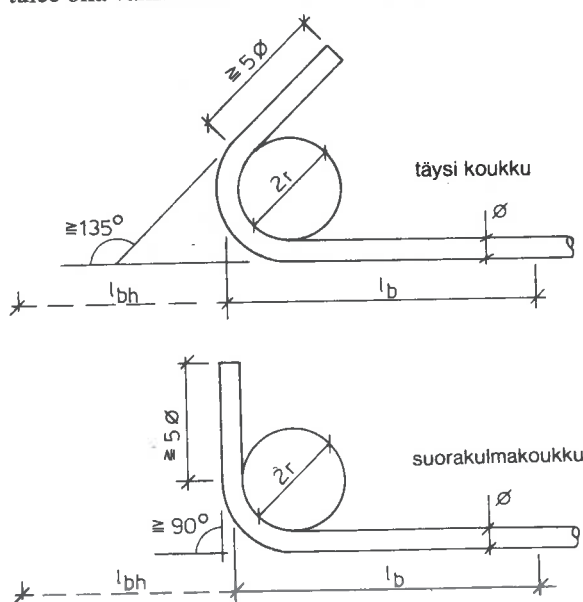
Koukun tulee täyttää kuvassa 2.20 esitetyt vaatimukset. Koukun ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavan 2.61 mukaan käyttäen ankkurointipituudelle arvoa

$$l_{bh} = k_h \phi \quad (2.63)$$

missä $k_h = 15$ täyttä koukkuä käytettäessä

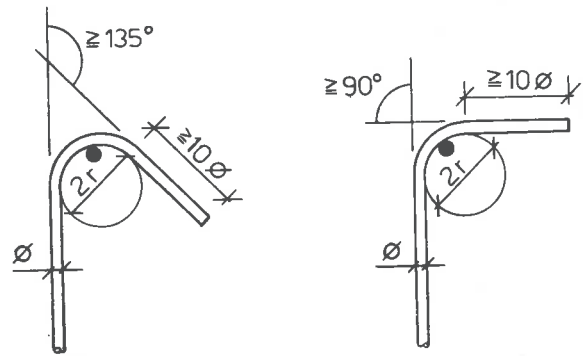
$k_h = 10$ suorakulmakoukkuä käytettäessä.

Ankkuroinnin alkamiskohdan ja koukun taivutuksen alkamiskohdan välisen suoran tangon osan pituuden tulee olla vähintään r .



Kuva 2.20

Tangon ankkurointi lyhyttä koukkuä käyttäen



Kuva 2.21

Haan ankkurointi pitkää koukkuä käyttäen

Haan koukun ankkurointikapasiteettia laskettaessa saadaan kaavan 2.63 mukaiset kertoimet ottaa kaksinkertaisina, jos koukku täyttää kuvassa 2.21 esitetyt vaatimukset ja lisäksi koukun sisäreunassa on poikittaisteräs, jonka halkaisija on vähintään ankkuroitavan haan halkaisijan suuruinen.

2.2.6.5 Lenkki

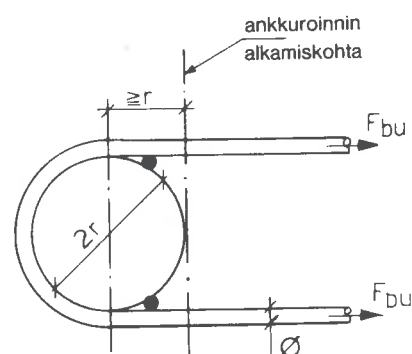
Lenkin ankkurointikapasiteetti leikettä kohti (kuva 2.22) lasketaan kaavasta

$$F_{bu} = r \phi f_{cd} \sqrt{s/\phi} \leq 3 r \phi f_{cd} \quad (2.64)$$

missä r on lenkin sisäpuolinen taivutussäde

s on rinnakkaisten lenkkien taivutustasojen välinen etäisyys, kuitenkin enintään taivutustason etäisyys betonipinnasta kaksinkertaisena lenkin tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa mitattuna.

Ankkuroinnin alkamiskohdan ja lenkin taivutuksen alkamiskohdan välisen etäisyyden tulee olla vähintään r .



Kuva 2.22

Tangon ankkurointi lenkkiä käyttäen

Lenkin aiheuttamaksi halkaisuvoimaksi otaksutaan 25 % leikkeissä vaikuttavien voimien yhteismäärästä. Jos ankkurointikohdassa esiintyy lenkin tasoa vastaan kohtisuora puristusrasitus, saa sen vaikutuksen ottaa huomioon halkaisuvoimia laskettaessa.

2.2.6.6 Ankkurikappale

Ankkurikappaleen ankkurointikapasiteetti lasketaan kohdan 2.2.7 mukaan.

2.2.6.7 Jatkokset

Raudoitus voidaan jatkaa

- limijatkoksilla
- hitsaamalla
- erikoisliitoksilla, kuten muhveilla.

Suoran vedetyn tai puristetun tangon limijatkoksen jatkospituus lasketaan kaavasta

$$l_j = 0,25 k_j \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \varnothing \quad (2.65)$$

missä k_b valitaan taulukosta 2.11

k_j on samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrästä riippuva kerroin, joka valitaan taulukosta 2.12.

Jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa, jos niiden keskikohtien väli on pienempi kuin $l_j + 20 \varnothing$. Tankojen vetovoimien katsotaan kasvavan lineaarisesti jatkospituuden matkalla.

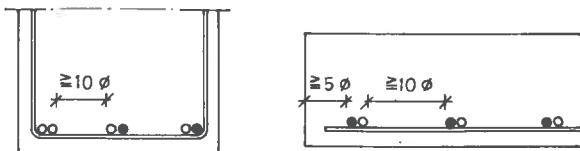
Taulukko 2.12

Jatkoskerroin k_j .

a-sarakkeen arvoja saadaan käyttää

- jos jatkosten vapaa väli kohtisuorassa tankoja vastaan on vähintään $10 \varnothing$
- jos jatkoskohdan betonipeite sivusuunnassa on vähintään $5 \varnothing$ tai jatkos sijaitsee haan nurkassa (kuva 2.23).

Samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen osuus raudituksen kokonaismäärästä	k_j	
	a	b
$\leq 1/5$	1,0	1,2
$1/3$	1,2	1,6
$1/2$	1,3	1,8
$> 1/2$	1,5	2,0



Kuva 2.23

Ehdot taulukon 2.12 a-sarakkeen käytölle

Suorien puristustankojen jatkospituuksia laskettaessa saadaan teräslujuudesta f_{yd} kaavassa 2.65 vähentää määrä $3 f_{cd}$, ja lisäksi jatkoskerroin k_j on 1,0 samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrästä riippumatta.

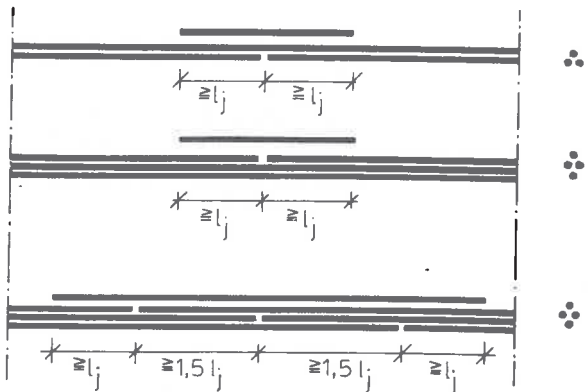
Jos jatkoksessa käytetään kohdan 2.2.6.4 mukaista koukkua, saadaan jatkospituudesta l_j vähentää koukua kohti määrä l_{bh} .

Päätankoihin hitsattujen poikittaistankojen liitoksen lujuus saadaan ottaa huomioon ankkurointipituuksia laskettaessa. Tangon voimaa saadaan matkalla l_j vähentää kuten ankkuroinnin yhteydessä.

Hakojätkettäessä jatkoskerroin $k_j = 1,0$ koukkuja käytettäessä, suoria limijatkoksia käytettäessä $k_j = 1,3$.

Tankoniput jatketaan jatkamalla nipun yksittäiset tangot kuvan 2.24 mukaan lisätankoa käyttämällä.

Jos tankonipun yksittäisten tankojen jatkokset sijoitetaan vähimmäisvälein, käytetään eri jatkoksille yhtenäistä lisätankoa. Tankonippujen jatkosten suhteen noudatetaan muilta osin yksittäisten tankojen jatkoksista annettuja ohjeita.



Kuva 2.24

Tankonipun jatkaminen, l_j on yksittäisen tangon jatkospituus

Ohjeita jatkoskohtien vapaasta välistä on annettu kohdassa 4.2.3.2 (Raudituksen valmistus ja asennus).

2.2.6.8 Jänneteräket

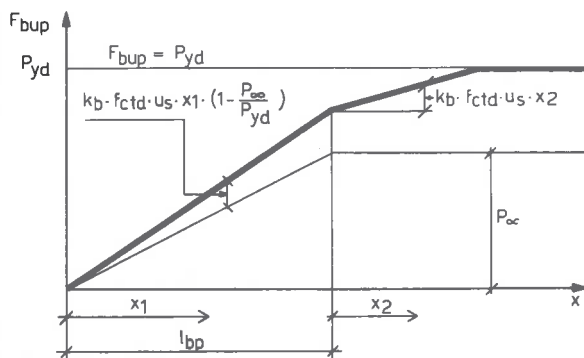
Tartuntajänteiden jännitysvoima siirtyy betoniin kuvan 2.25 mukaisesti matkalla

$$l_{bp} = \frac{70 \varnothing}{k_b} \quad (2.66)$$

missä kerroin k_b valitaan taulukosta 2.13.

Kuormituksen vaatima tartuntajänteiden ankkurointi jännityksen siirron jälkeen lasketaan kuvan 2.25 mukaisesti.

Ankkurijänteiden ankkurikappaleet mitoitetaan kohdan 2.27 mukaisesti. Ankkurointikapasiteetti injektioinnin jälkeen katsotaan riittäväksi, jos injektointi tehdään kohdan 4 ohjeiden mukaisesti.



Kuva 2.25
Tartuntajänteiden ankkurointi

Taulukko 2.13

Tartuntajänteiden tartuntakerroin k_b . Tartuntatilat on määritelty taulukossa 2.11.

Jännetyyppi	Nopea jännityksen siirto		Hidas jännityksen siirto	
	Tartuntatila		Tartuntatila	
	I	II	I	II
Sileät langat ja tangot	1)	1)	0,5	0,35
Kuviopintaiset langat ja tangot	0,6	0,4	0,7	0,5
Punokset ja vastaavat	1,1	0,8	1,5	1,1
Harjatangot	2,2	1,5	2,4	1,7

1) ei sallita

Rakenteissa, joissa ankkurointikohdassa esiintyy olennaista poikittaista puristusta, saadaan tartuntakertoimia korottaa 50 %.

2.2.7 PAIKALLINEN PURISTUS JA HALKAISUVOIMAT

2.2.7.1 Yleistä

Kun puristava voima kuormittaa vain osaa rakenteen pinnasta, ei tämä voima saa ylittää kuormitetun pinnan paikallista puristuskapasiteettia. Lisäksi rakenteella tulee olla riittävä kapasiteetti halkaisuvoimiin nähden.

2.2.7.2 Paikallinen puristuskapasiteetti

Paikallinen puristuskapasiteetti lasketaan kaavasta

$$F_u = A_{co} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{co}}} \leq k A_{co} f_{cd} \quad (2.67)$$

missä $k = 3$ ja $n = 2$, kun $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$

$k = 2,5$ ja $n = 2,5$, kun $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$

$k = 2$ ja $n = 3$, kun $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$

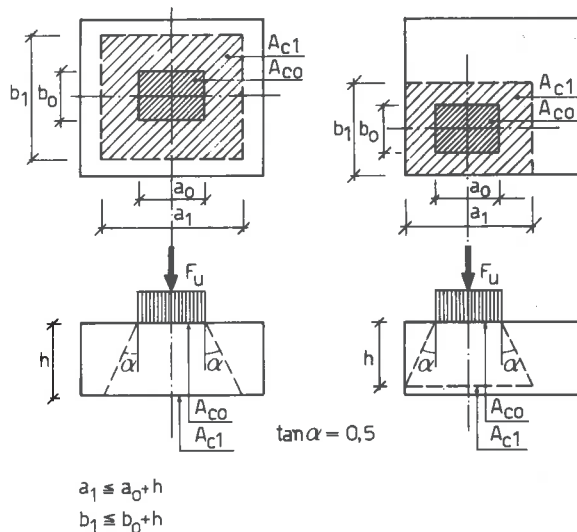
A_{co} on kuormitetun pinnan ala $= a_o \cdot b_o$

A_{cl} on kuorman jakaantumispinnan ala $= a_l \cdot b_l$.

Kuorman oletetaan jakaantuvan kuvan 2.26 mukaisesti siten, että $\tan \alpha = 0,5$.

Kaavan käytön edellytyksenä on, että (kuva 2.26)

- jakaantumispinnan painopisteen tulee olla kuormittavan voiman vaikutussuoralla
- jakaantumispinnan sivumittoja ei saa otaksua suuremmaksi kuin $a_l \leq a_o + h$ ja $b_l \leq b_o + h$, missä h on jakaantumis- ja kuormituspinnan välinen etäisyys.
- kuormitetun pinnan ja jakaantumispinnan välillä ei rakenteessa saa olla heikennyksiä.



Kuva 2.26
Paikallinen puristus

2.2.7.3 Halkaisuvoimat

Rakenteen betonin halkaisukapasiteettia ei yleensä katsota saavutettavan, jos

$$\frac{1,2 F_d}{A_{co}} \leq f_{cd} \quad (2.68)$$

Kuorman sijaitessa rakenteen reunalla otetaan lisäksi huomioon lohkeiluvaara.

Paikallisen puristuksen aiheuttama halkaisuvoima lasketaan keskisessä kuormituksessa kaavasta

$$F_t = 0,25 F_d \left(1 - \frac{b_o}{b_l} \right) \quad (2.69)$$

missä F_d on kuormittavan voiman laskenta-arvo

b_o on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

b_l on jakaantumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa. Rakenteen laippoja ja ulkonemia ei tällöin oteta huomioon.

Mikäli rakenteessa esiintyy kuormittavaan voimaan nähden poikittaisia puristusjännityksiä, saa näiden vaikutuksen ottaa huomioon halkaisuvoimia laskettaessa.

Tankojen ja erityisesti tartuntajänteiden betoniin aiheuttamat halkaisuvoimat otetaan tarvittaessa huomioon.

2.2.8 VÄSYMISMURTORAJATILA

2.2.8.1 Yleistä

Niissä rakenteissa, joissa muuttuva kuormitus aiheuttaa oleellista väsymistä, tarkistetaan tavanomaisen mitoituksen lisäksi rakenteen kapasiteetti myös väsymismurtorajatilassa kohtien 2.2.1 ... 2.2.7 mukaan. Laskelmissa käytetään kohtien 2.2.8.2 ... 2.2.8.3 mukaan laskettuja alennettuja materiaaalilujuuksia sekä osavarmuuskertoimella 1,2 kerrottua pysyvää ja väsyttävää kuormaa.

Voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7 mukaisesti. Väsytyskuormitus käsitellään pitkäaikaisena kuormana.

2.2.8.2 Betoni

Betonin väsymislujuuden laskenta-arvo puristuksen vaikuttaessa lasketaan kaavasta

$$f_{cnd} = 0,6 f_{cd} + 0,4 \sigma_{c,min} \leq f_{cd} \quad (2.70)$$

missä $\sigma_{c,min}$ on kohdan 2.2.8.1 (Yleistä) mukaisten kuormien aiheuttama pienin puristusjännitys.

Betonin väsymislujuuden laskenta-arvo vedon vaikuttaessa lasketaan kaavasta

$$f_{ctnd} = 0,4 f_{ctd} + 0,6 \sigma_{ct,min} \leq f_{ctd} \quad (2.71)$$

missä $\sigma_{ct,min}$ on kohdan 2.2.8.1 (Yleistä) mukaisten kuormien aiheuttama pienin vetojännitys.

2.2.8.3 Teräs

Teräksen väsymislujuuden laskenta-arvo lasketaan kaavasta

$$f_{s,nd} = \frac{k_1 k_2}{\gamma_s} f_{s,no} + 0,6 \sigma_{s,min} \leq f_{s,yd} \quad (2.72)$$

missä $\sigma_{s,min}$ on kohdan 2.2.8.1 (Yleistä) mukaisten kuormien aiheuttama pienin puristus- tai vetojännitys

$f_{s,no} = 250 \text{ N/mm}^2$ (kohdan 4.1.2.2 mukaiset betoniteräskäsit A400H, A400HW, A500HW)

$f_{s,no} = 0,7 f_{yk} \leq 250 \text{ N/mm}^2$ (sileät tangot).

Muilla kuin yllämainituille raudotteille $f_{s,no}$ määrätään kokeellisesti.

$k_1 = (1 - \frac{1,5 \phi}{r})$ pääraudoituksella ja ylös-

taivutetuilla tangoilla, r on taivutussäde

$k_1 = 1,0$ tavanomaisilla haoilla

$k_2 = 0,7$, kun raudotteissa on päittäishitsejä

$k_2 = 0,4$, kun raudotteissa on muita hitsejä

$k_2 = 1,0$ muissa tapauksissa.

2.2.8.4 Rakenteellisia ohjeita

Rakenteet muotoillaan ilman poikkileikkausten äkkinäisiä muutoksia.

Pääraudoituksen tankojen vapaa väli ei saa olla suurempi kuin

— 10ϕ pitkittäistangoilla

— 15ϕ poikittaisella raudoituksella.

Raudoituksen ankkurointi lasketaan kohdan 2.2.6 mukaisesti. Harjatankojen kyseessä ollessa f_{ctd} jaetaan luvulla 1,3.

Lisäksi raudoituksen ankkurointi- ja jatkoskohdissa tulee olla poikittainen rauditus, jonka vapaa väli $\leq 5 \phi$.

Mahdollisimman pieni osa raudoituksesta jatketaan ja lopetetaan samassa poikkileikkauksessa.

Korkeintaan kaksi tankoa saa niputtaa.

2.3 Mitoitus käyttörajatilassa

2.3.1 YLEISTÄ

Käyttörajatiloissa tutkitaan, että rakenteen siirtymät ovat riittävän pienet ja että siirtymät eivät aiheuta muille rakenneosille haitallisen suuria rasituksia. Käyttörajatilan tarkastelu suoritetaan rakenteen halkeilun osalta, kun rakenteiden käyttötarkoitus tai ympäristöolosuhteet asettavat vaatimuksia rakenteen tiiviydelle.

Rakenteen siirtymiä ja halkeilua laskettaessa otetaan huomioon kuormituksen kestoajan vaikutus (taulukko 2.2).

2.3.2 SIIRTYMÄT

2.3.2.1 Yleistä

Viruminen voidaan ottaa huomioon pienentämällä betonin kimmomoduulin arvoa seuraavasti

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \phi} \quad (2.73)$$

missä ϕ on betonin virumaluku.

Osista koostuva poikkileikkaus, jonka saumat on mitoitettu kohdan 2.2.2.8 (Työsauman leikkaukskapasiteetti) mukaan, saadaan laskea yhtenä kappaleena. Muussa tapauksessa poikkileikkauksen jäykkyys on osien jäykkyyksien summa. Poikkileikkauksen saa olettaa halkeilemattomaksi, jos sen halkeilukapasiteettia ei saavuteta.

2.3.2.2 Taipuma

Elleivät muut tekijät rajoita rakenteen taipumia, saa kokonaistaipuma olla korkeintaan

$$a = \frac{L}{250} \quad (2.74)$$

missä L on rakenteen jänneväli tai ulokkeen pituus kaksinkertaisena.

Jos rakenteelle annetaan vähintään omanpainon aiheuttamaa taipumaa vastaava ennakkokorotus eikä taipumasta ole haittaa muille rakenteille, saa kokonaistaipuma olla enintään $L/200$.

Jos rakenne kantaa helposti halkeilevia seiniä, saa seinien asennuksen jälkeen syntyvä taipuma olla enintään

$$a = \frac{L}{500} \quad (2.75)$$

Jos rakennetta kuormittaa dynaaminen kuorma, suoritetaan tarvittaessa taipumien tarkempi tarkastelu.

Teräsbetonirakenteen, jonka $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$, taipumaa ei tarvitse tarkistaa, jos rakenteen tehollinen korkeus täyttää ehdon

$$\frac{d}{L} \geq \frac{k_m \cdot k_p}{a \cdot \beta} \epsilon_{yk} L \quad (2.76)$$

missä L on jännemitta tai ulokkeen pituus

$k_m = 1,0$. Kerroin voidaan myös laskea tarkemmin kaavasta

$$1,3 \frac{M_d}{M_u}$$

M_d on tarkasteltava käyttötilan ja M_u murtorajatilanteen momentti

k_p valitaan taulukosta 2.14

β valitaan taulukosta 2.15

a on rakenteen suurin sallittu taipuma.

Taulukko 2.14

Kerroin k_p .

Väliarvot voidaan tarvittaessa interpoloida suoraviivaisesti.

ρ (%)	k_p	
$(\rho = \frac{A_s}{b_w d})$	K20	$K \geq K40$
0,2	1,2	1,0
0,3	2,1	1,2
0,5	2,9	2,4
1,0	3,7	3,7
2,0	-	4,5

Taulukko 2.15

Kerroin β

Rakennetyyppi	β
Uloke	8
Vapaasti tuettu	20
Jatkuva	
— reunakenttä	24
— keskikenttä	28

Jos raudoitusta (A_{so}) on enemmän kuin mitä murtorajatilassa vaaditaan (A_{su}), voidaan teräksen myötövenymä ϵ_{yk} kaavassa 2.76 kertoa suhteella

$$\frac{A_{su}}{A_{so}}$$

Halkeilemattomien rakenteiden (kuten täysin jännitettyjen) taipumaa ei tarvitse laskea, jos niiden rakennekorkeus h suurimman momentin kohdalla täyttää ehdon

$$h \geq \frac{L}{\beta} \quad (2.77)$$

Merkinnät ovat samoja kuin kaavassa 2.76.

Korkeudeltaan muuttumattomissa rakenteissa saa kussakin jänteessä tehollisen taivutusjäykkyyden laskea kaavasta

$$K_{ef} = \alpha_r E_c I_c + (1 - \alpha_r) K_r \quad (2.78)$$

$$\text{missä } \alpha_r = \left(\frac{M_r}{M_d} \right)^3 \leq 1,0$$

$E_c I_c$ on halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

$K_r = A_s E_s z (d - x)$ on täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

M_r on taivutusmomentti, jolla poikkileikkauksen halkeilukapasiteetti saavutetaan (kohta 2.3.3.2)

M_d on kentän tai ulokkeen käyttötilan suurin taivutusmomentti.

Pitkäaikakuormien aiheuttama lisätaipuma lasketaan kaavasta 2.78 käyttämällä betonin kimmomoduulina kaavan 2.73 mukaista arvoa myös jäykkyyttä K_r laskettaessa.

Leikkausvoiman aiheuttama taipuma voidaan yleensä jättää huomioonottamatta.

2.3.2.3 Vääntymä

Kohdan 2.2.3 (Vääntö) mukaisesti mitoitettujen rakenneseosien vääntymä lasketaan kaavasta

$$\Delta\theta = \frac{t}{GC} \quad (2.79)$$

missä $GC = \frac{0,3 E_c C_e}{1 + \phi}$ on halkeilemattoman rakenne-
osan vääntöjäykkyys

$GC = \frac{0,1 E_c C_e}{1 + 0,3 \phi}$, kun rakenneosa on ainoastaan
taivutushalkeillut

$GC = \frac{0,05 E_c C_e}{1 + 0,3 \phi}$, kun rakenneosa on vääntö-
ja taivutushalkeillut

t on vääntömomentti pituusyksikköä kohti
 C_e on betonipoikkileikkauksen kimmainen
vääntöjäyhyysmomentti.

2.3.2.4 Muut siirtymät

Muut siirtymät lasketaan tarvittaessa kohtien 2.1.5 (Betonin materiaaliominaisuudet) ja 2.1.6 (Raudoituksen materiaaliominaisuudet) mukaisia materiaalien jännitys-muodonmuutosarvoja soveltaen.

2.3.3 HALKEILU

2.3.3.1 Yleistä

Rakenteilla erotetaan kolme halkeilurajatilaa:

- Vetojännitysraja-tila, jossa ei saa esiintyä vetojännityksiä.
- Halkeaman muodostumisraja-tila, jossa rakenteen halkeilukapasiteetti saavutetaan.
- Halkeamaleveyden raja-tila, jossa halkeaman ominaisleveys ei saa ylittää sille asetettuja raja-arvoja.

2.3.3.2 Halkeilukapasiteetti

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, tarkistetaan pääasiassa taivutuksen ja normaalivoiman rasittama rakenteen halkeilukapasiteetti kaavasta

$$\frac{N_d}{k \cdot N_r} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1 \quad (2.80)$$

missä $k = 1,7$, kun N_d on puristava voima

$k = 1,0$, kun N_d on vetävä voima

$N_r = A_c f_{ctk}$

$M_r = 1,7 W_{ce} f_{ctk}$

W on poikkileikkauksen kimmainen taivutusvastus, jota laskettaessa raudoituksen vaikutus voidaan ottaa huomioon.

Suureita N_d ja M_d laskettaessa otetaan huomioon kaikki poikkileikkauksessa vaikuttavat sisäiset (esim. jännevoima) ja ulkoiset voimat.

*2.3.3.3 Halkeilun rajoittaminen

Rakenteen tulee käyttötilassa suurimpien momenttien kohdilla täyttää taulukossa 2.16 annetut ehdot.

Taulukko 2.16

Vaatimukset rakenteen tiivyyden ja halkeilun suhteen eri ympäristöolosuhteissa. a-kohta tarkoittaa vaatimusta pitkäaikaiskuormilla ja b-kohta lyhytaikaiskuormilla. Jännittämisen vaiheen vaatimuksena pidetään b-kohtaa paitsi ympäristöluokassa Y1, jossa vaatimuksena on halkeaman muodostumisraja-tila. Jos betonipeitteen paksuus on suurempi kuin taulukon 4.2 mukainen vaatimus (c_{min}), saa vaaditun halkeamaleveyden kertoa

luvulla $\frac{c}{c_{min}} \leq 1,5$.

Ympäristöluokka ¹⁾	Korroosioherkkä rauditus ²⁾	Muu rauditus
Y1 Vaikeat olosuhteet	a) ja b) Vetojännitysraja-tila	a) $w_k \leq 0,1 \text{ mm}$ b) $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$
Y2 Tavalliset olosuhteet	a) Vetojännitysraja-tila b) $w_k \leq 0,1 \text{ mm}$	a) $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$ b) $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$
Y3 Helpot olosuhteet	a) $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$ b) $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$	—

¹⁾ Ympäristöolosuhteet on määritelty kohdassa 4.1.1.2.

²⁾ Korroosioherkkä rauditus on määritelty kohdassa 4.1.2.1.

Halkeaman ominaisleveys rakenteen pinnassa lasketaan kaavasta

$$w_k = \epsilon_s (3,5 c + k_w \frac{\phi}{\rho_r}) \quad (2.81)$$

missä c on pääraudoituksen betonipeitteen paksuus taivutussuunnassa

ϕ on keskimääräinen tangon tai janteen halkaisija

$k_w = 0,085$ (A400H, A400HW, A500H, A500HW, A600H, B500K)

$k_w = 0,13$ (punos tai vastaava)

$k_w = 0,14$ (kuviopintainen tanko)

$k_w = 0,17$ (sileäpintainen tanko)

$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ce}}$, pinta-alaan A_{ce} lasketaan se poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkat $7,5 \phi$ päässä yksittäisen tangon tai janteen keskipisteestä (kuva 2.27)

ϵ_s on raudoituksen venymä käyttötilassa. Halkeilleilla betonirakenteilla raudoituksen venymänä voidaan käyttää raudoituksen keskimääräistä venymää

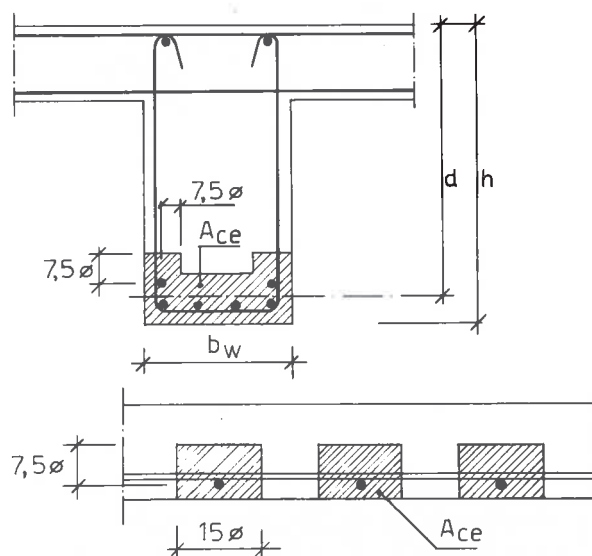
$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25 k_w} \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ja jännitettyissä betonirakenteissa vastaavaa jänneraudoituksen keskimääräistä venymää. Jänneraudoituksen venymästä vähennetään jännittämisen aikana syntyvä venymä. Pitkäaikaishäviöiden venymää vähentävä vaikutus voidaan ottaa huomioon.

$\sigma_s = \frac{M_d}{zA_s}$ on teräksen jännitys halkeaman kohdalla

$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{zA_s}$ on teräksen jännitys halkeaman avautumishetkellä haljenneessa tilassa.

Ankkurijänteitä ei yleensä oteta huomioon raudoituspinta-alaa A_s laskettaessa.



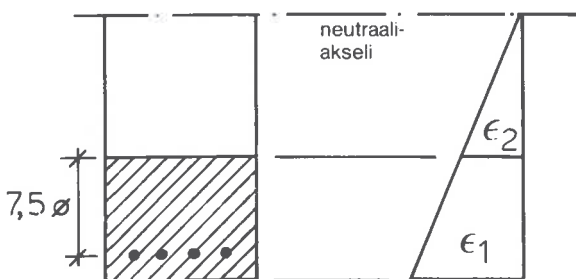
Kuva 2.27

Poikkileikkauksen raudoituksen vaikutusalueen pinta-ala A_{ce}

Jos rakenteeseen vaikuttaa vetävä normaalivoima, korotetaan kaavan 2.81 kerrointa k_w kertoimella

$$\alpha = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{\epsilon_1} \quad (2.82)$$

missä ϵ_1 ja ϵ_2 ovat venymät pinta-alan A_{ce} reunoilla (kuva 2.28).



Kuva 2.28

Venymät ϵ_1 ja ϵ_2 raudoituksen vaikutusalueen reunoilla

2.4 Rakenteiden koekuormitus ja kokeellinen mitoitus

2.4.1 YLEISTÄ

Rakenteiden kuormituskokeita voidaan käyttää rakenteen lujuuden suhteen tehtävään kelpoisuuden tarkistamiseen tai rakenteen kokeelliseen mitoitukseen.

Rakenteen kelpoisuuden tarkistaminen kuormituskokeella on tarpeellinen silloin, kun on havaittu sellaisia rakenteen suunnittelun, materiaalien tai työsuorituksen virheellisyyksiä, joiden vaikutuksia rakenteen toimintaan käyttötilassa tai murtovarmuuteen ei voida riittävällä tarkkuudella selvittää laskennallisesti. Samanlaisia kokeita voidaan tehdä myös jatkuvassa tuotannossa valmistettavien elementtien laadunvalvontakokeina.

Rakenne voidaan mitoitaa kokeellisesti kokonaan tai joidenkin yksityiskohtien osalta. Kokeilla voidaan myös osoittaa käytetyn laskumenetelmän soveltuvuus kyseessä olevan rakenteen ja rajatilien tarkasteluun.

Koejärjestelyn suunnittelijan, kokeiden tekijän ja koetulosten merkityksen arvioijan tulee olla kokeelliseen mitoitukseen hyvin perehtynyt.

Kokeissa käytettävien voiman ja muodonmuutosten mittaustaitteiden tulee olla tarkkuudeltaan tulosten tarkkuusvaatimusta vastaavia.

Koekuormitusta ja kokeellista mitoitusta varten tulee laatia suunnitelma, jossa esitetään mm. tehtävien kokeiden tavoitteet ja yleiskuvaus, käytettävät normit, ohjeet ja standardit, koekappaleiden lukumäärä, koemenetelmät, mittaukset ja tulosten käsittely.

2.4.2 KOEKAPPALEET

Kokeellisessa mitoituksessa käytettävät koekappaleet voivat olla täysmittakaavaisia tai pienoismalleja. Rakenteen kelpoisuus osoitetaan aina kuormittamalla kyseessä olevia rakenteita.

Jos kokeissa käytetään normaalituotannosta poikkeavia koekappaleita tai pienoismalleja, tulee valmistustavan ja materiaalien erot sekä koon vaikutukset ottaa tulosten tarkastelussa huomioon. Mitoitettaessa jatkuvan valmistukseen tulevaa elementtirakennetta, voidaan ennakkokokeiden tulos tarkistaa myöhemmin jatkuvasta tuotannosta otetuilla koekappaleilla.

Elementtien kokeiden koekappaleet tarkastetaan ennen koetta ja selvästi vialliset koekappaleet hylätään. Tarkastuksessa pyritään noudattamaan samoja menetelmiä ja hylkäysperusteita kuin normaalituotannossa.

2.4.3 KOKEIDEN LUKUMÄÄRÄ

Kokeiden lukumäärä riippuu halutusta tulosten tarkkuudesta ja tulosten käytöstä.

Yksittäisellä kokeella voidaan tehdä kelpoisuuden tarkistus tai eräissä tapauksissa rakenteen laskennollisen mitoituksen tarkistus. Yleensä tehdään laskennollisen mitoituksen tarkistuksessa vähintään kaksi koetta kutakin koetyyppiä kohti.

Kun kokeellisesti mitoitettavan rakenteen toiminnasta kyseisen rajatilan suhteen on perustietoja tai kun kyseessä on laskumenetelmän tarkistus, tarvitaan kapasiteetin keskiarvon määrittämiseen vähintään kolme koetulosta. Ominaiskapasiteettia laskettaessa arvioidaan hajonta tällöin yläraja-arvona.

Rakenteen toiminnan tarkistamiseen käyttörajatilassa kokeellisen mitoituksen yhteydessä tarvitaan tavallisesti vähintään kaksi koetulosta, erikoistapauksessa riittää yksi koetulos.

Kun rakenne mitoitetaan kokonaan tai pääasiassa tilastollisesti, tarvitaan vähintään kuusi koetulosta.

2.4.4 KOEJÄRJESTELYT JA KOKEIDEN SUORITUS

Koejärjestelyissä otetaan huomioon rakenteen toiminta käyttöolosuhteissa siten, että koejärjestelyt vastaavat epäedullisimpia käyttöolosuhteita. Eriyistä huomiota kiinnitetään tuentaan ja kuormitukseen. Tuennassa otetaan huomioon kiinnitystapaus, tukipinnan suuruus, tukipinnan laatu ja laakerointi. Kuormitus jaetaan elementille siten, että kuorman staattinen vaikutus vastaa kyseisessä rajatilassa esiintyvän kuorman vaikutusta.

Kuormaa toistetaan kokeen alussa käyttökuormaan saakka tarkasteltavasta rajatilasta ja tapauksesta riippuen 1 ... 10 kertaa, jonka jälkeen kuorma nostetaan yleensä 5 ... 10 portaassa kyseessä olevan rajatilan kuorma-arvoon saakka. Tarvittaessa tehdään myös pitkäaikaiskokeita.

Koekuormituksen lisäksi tehdään rakenteen mittojen ja materiaalilujuuksien tarkistukset käyttämällä riittävä havaintojen ja kokeiden lukumäärää.

2.4.5 KOETULOSTEN TARKASTELU

Kokeiden yhteydessä tehtyjen mittatarkistusten ja materiaalikokeiden tuloksia verrataan niiden suunnitteluarvoihin. Jos tulokset poikkeavat suunnitteluarvoista siten, että vaikutus on kapasiteettia lisäävä, pienennetään koetuloksista laskettuja kapasiteettiarvoja mainittua erotusta vastaavilla määrillä.

Jos koekappaleen kuormitus tai tuenta poikkeaa todel-

lista rakennetta vastaavasta, arvioidaan erojen merkitys laskennollisesti tai kokeellisten tulosten perusteella ja erot otetaan huomioon varmuustarkastelussa.

Rakenteen säilyvyysominaisuudet arvioidaan kokeellisen mitoituksen yhteydessä kuten laskennollisessa mitoituksessa, ellei säilyvyyttä samalla selvitetä kokeellisesti.

2.4.6 KOE KUORMITUKSEN JA KOKEELLISEN MITOITUKSEN VARMUUS

2.4.6.1 Yleistä

Koetulosten perusteella tehdään rakenteen varmuustarkastelu käyttämällä samoja varmuustasoja sekä kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimia kuin laskennollisessa mitoituksessa.

2.4.6.1 Rakenteen kelpoisuuden tarkistaminen murtorajatilan laskentakuormaa pienemmällä koekuormalla

Kun rakennetta ei voida kuormittaa murtotilaan saakka, noudatetaan rakenteen kelpoisuuden arvioinnissa seuraavia periaatteita ja hyväksymisetoja:

1. Käyttörajatilojen osalta kokeissa voidaan rakenteen pitkäaikaista kuormaa jäljitellä käyttämällä lyhytaikaista kuormaa, jonka suuruus on 20 % kyseistä laskentakuormaa suurempi. Vaihtuvaa kuormaa toistetaan vähintään viisi kertaa. Jos vaihtuvan kuorman osuus kokonaiskuormasta on vähäinen, sitä voidaan jäljitellä käyttämällä 20 %:lla korotettua kuormaa, jota toistetaan vain kaksi kertaa.
2. Rakenteen kelpoisuusehtona käyttörajatiloissa on, että
 - rakenteessa ei havaita edellä esitetyn mukaisella käyttörajatilan kuormalla taulukon 2.16 mukaisen rakenteen käyttötilannetta vastaavan rajan ylittäviä halkeamia eikä lohkeamia tai muita vaurioita ja
 - taipumat eivät ylitä kohdan 2.3.2.2 mukaisia sallitun taipuman arvoja.
3. Rakenteen murtovarmuuden katsotaan olevan riittävän, jos kuorman arvolla

$$F = 0,85 (\gamma_g G + \gamma_q Q) \quad (2.83)$$

missä G on pysyvä kuorma

Q on muuttuva kuorma

γ_g on pysyvän kuorman osavarmuuskertoimen ja

γ_q on muuttuvan kuorman osavarmuuskertoimen

joku seuraavista ehdoista on voimassa:

- Taipuma 24 h kuormituskeston jälkeen ei ylitä

$$\text{arvo } a = \frac{L_2}{20000 d}$$

missä a on rakenteen maksimitaipuma

L on rakenteen jännemitta ja

d on rakenteen tehollinen korkeus.

- Rakenteen maksimitaipuma 24 h jälkeen ylittää edellä esitetyn raja-arvon, mutta taipuman palautuminen 24 h vaikuttaneen kuorman poistamisesta lukien 24 h kuluttua on teräsbetonirakenteella vähintään 75 % ja jännitetyillä rakenteilla vähintään 80 % kuormituksen lopussa todetusta arvosta.
- Teräsbetonirakenteen tapauksessa vähintään 72 h ensimmäisen koekuorman poistamisen jälkeen tehtävässä, ensimmäisen kuormituksen mukaisessa uusintakokeessa toisen koekuormituksen maksimitaipuman palautuminen on vähintään 80 % tämän kokeen maksimitaipuman arvosta.

4. Koekuormituksen jälkeen rakenteessa ei saa olla sen käyttöä haittaavia vaurioita ja sen pysyvien halkeamien koko ja pysyvä taipuma eivät ylitä kyseisen rakenteen suunnitteluperusteina olevia tämän ohjeen kohtien 2.3.3.3 ja 2.3.2.2 mukaisia sallittuja arvoja.

5. Rakenteessa ei taiputuskauormituskokeen aikana tai sen jälkeen saa olla leikkaushalkeamia.

6. Varmistetaan joko laskelmilla, erillisellä leikkausrasituskokeella tai muutoin arvioimalla, että leikkausmurtuma ei tule määrääväksi murtorajatilaksi.

2.4.6.3 Kokeellinen mitoitus

Kun rakenne kuormitetaan murtoon saakka, tuloksista määritetään käyttörajatilojen ja murtorajatilojen kuormituskapasiteetit tai varmuuskertoimet. Murtokapasiteetti määritetään sen myötökapasiteetin mukaisesti.

Tilastollisessa mitoituksessa lasketaan ominaiskapasiteetti käyttämällä alitusosuutta 5 % ja päätöksenteon virheriskiä 50 %. Laskentakapasiteetti määritetään jakamalla ominaiskapasiteetti kapasiteetin osavarmuuskertoimella, joka riippuu rajatilasta ja murtumistavasta ja vastaa murtumisen määräävän materiaalin osavarmuuserrointa.

Kapasiteetin osavarmuuserroin on eri tapauksissa seuraava:

Käyttörajatiloissa $\gamma = 1$.

Murtorajatilassa:

- kun betonin kapasiteetti on määräävä $\gamma = 1,35$ 1-rakenneluokassa ja 1,50 2-rakenneluokassa ja
- kun raudituksen veto- tai puristuskapasiteetti on määräävä, $\gamma = 1,10$ 1-rakenneluokassa ja 1,20 2-rakenneluokassa.

Hauraan murtumisen tapauksessa käytetään lisävarmuuserrointa 1,2. Tällaisia tapauksia ovat esimerkiksi

si rakenteen leikkausmurtuma ja raudituksen tartunta-ankkuroinnin, tartuntajatkoksen murtuminen tai stabiiliusmurtuma, kuten nurjahdus, kiepahdus tai lommahdus.

Laskentakuormat määritetään samalla tavalla kuin laskennollisessa mitoituksessa.

Mitoitusehto on sama kuin laskennollisessakin mitoituksessa eli laskentakapasiteetin tulee olla vähintään laskentakuormien yhteenlaskettujen vaikutusten suuruinen.

2.4.6.4 Rakenteen kelpoisuuden tarkistus kuormittamalla murtotilaan saakka

Jatkuvana tuotantona valmistettavan rakenteen laadunvalvontakokeena voidaan käyttää murtotilaan saakka kuormittamista. Rakenteen kuormituksessa ja kelpoisuuden arvioinnissa käytetään tällöin samoja periaatteita kuin kokeellisessa mitoituksessa.

Erikoistapauksessa voidaan murtotilaan kuormittamisesta käyttää myös valmiiden paikallavalmistettujen tai elementeistä koottujen rakenteiden kelpoisuuden tarkistamisessa silloin, kun samanlaisia rakenteita on paljon ja niiden murtovarmuuden arviointia varten katsotaan välttämättömäksi kuormittaa niistä yksi tai useampia murtotilaan saakka.

2.5 Rakenteelliset ohjeet

2.5.1 RAUDOITUS

2.5.1.1 Yleistä

Betonipeitteen paksuuden c tulee olla kohdan 4.1.1.2 (Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen) ja tankojen keskinäisen välin kohdan 4.2.3.2 (Raudituksen valmistus ja asennus) mukainen. Tankojen taiputussäteet on annettu taulukossa 4.6 ja jänteiden vastaavasti käyttöselosteissa. Pienempiä taiputussäteitä voidaan betoniterästangoilla käyttää, jos taiputussäde r täyttää ehdon

$$r \geq \left(\frac{\sigma_s}{f_{yd}} \cdot \frac{f_{yk}}{27 f_{ctk}} - 2,0 \right) \varnothing \quad (2.84)$$

missä σ_s = tangon tai jänteen jännitys murtorajatilassa.

Taiputussäde r ei saa koskaan olla pienempi kuin kyseisen teräslaadun standardin taiputuskokeen mukainen arvo kaksinkertaisena.

Jos jänteitä niputetaan, tulkitaan pienin kaarevuussäde tai kulmanmuutos ja päällekkäisten jänteiden vapaa väli siten, että jänteen betoniin aiheuttama kaarevuussäteen suuntainen puristusvoima ei ylitä betonin puristus- tai halkaisukapasiteettia.

2.5.1.2 Raudoituksen suunnittelu

Rakenteen raudoituksen vetovoima tarkasteltavassa kohdassa on taivutusmomentin ja mahdollisen normaalivoiman aiheuttaman vetovoiman sekä leikkausvoiman aiheuttaman lisäyksen N_s summa. N_s lasketaan kaavasta

$$\Delta N_s \geq k_a V_d \quad (2.85)$$

missä $k_a = 1,5$ leikkausraudoittamattomissa rakenteissa

$k_a = 1,0$ leikkausraudoitetuissa rakenteissa.

Leikkausraudoitetuissa rakenteissa kertoimen k_a suuruus saadaan laskea myös kaavasta

$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_s} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0 \quad (2.86)$$

missä α on leikkausraudoituksen ja rakenteen pituusakselin välinen kulma.

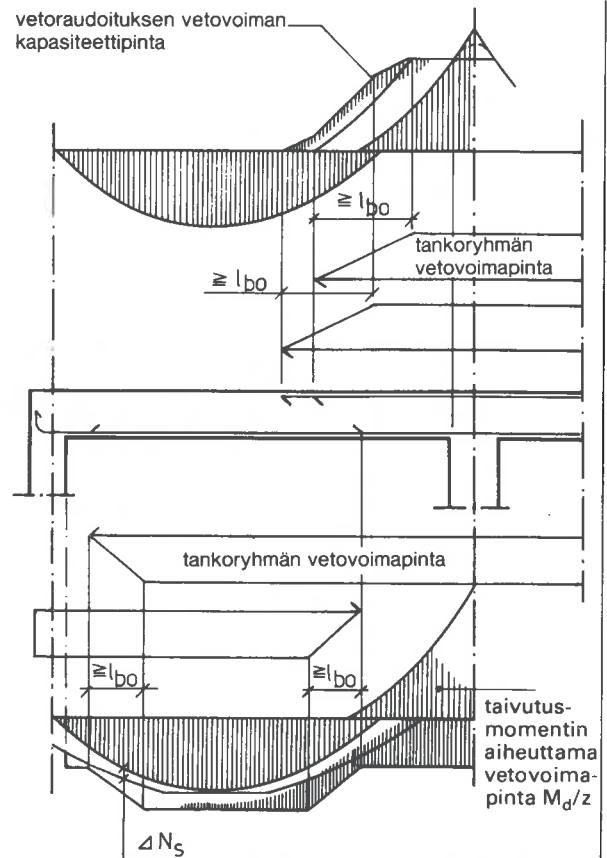
Tankojen vetovoimia ei kuitenkaan tarvitse otaksua taivutusmomentin kannalta määrävissä leikkauksissa esiintyviä arvoja suuremmiksi (kuva 2.29).

Kenttäraudoitus ankkuroidaan vapaille tuille vähintään voimalle $k_a \cdot V_d$. Ankkurointipituus lasketaan tuen reunasta alkaen. Kiinnitetyillä tuilla käytetään kenttäraudoituksen ankkurointipituutena vähintään arvoa $10 \varnothing$ tuen reunasta lukien.

Ankkurointipituuden perusarvo l_{bo} lasketaan kaavasta

$$l_{bo} = 0,25 \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \varnothing \quad (2.87)$$

missä k_b on tartuntakerroin (taulukot 2.11 ja 2.13).



Kuva 2.29
Raudoituksen katkaisukohdat

Raudoituksen vetovoiman saa ankkurointipituuden matkalla olettaa kasvavan lineaarisesti nollasta suunnitteluarvoonsa (kuva 2.29). Jänneraudoituksen l_{bo} lasketaan kohdan 2.2.6.8 mukaisesti.

Kohdassa 2.5.2 annetaan lisäohjeita raudoituksen katkaisukohdista eräissä rakenneosissa.

Rakenteiden taitteissa, kaarevissa pinnoissa ja raudoituksen taivutusalueella järjestetään rauditus siten, ettei rakenteen sisäisten veto- tai puristusvoimien suuntien muuttumisesta aiheudu betonin lohkeamisvaaraa. Tarvittaessa tulee lohkeamisen estämiseksi käyttää erillistä poikittaisraudoitusta.

Rauditus on tuella ankkuroitava siten, että tukipuristus ei aiheuta lohkeamisvaaraa. Tarvittaessa käytetään lisäraudoitusta.

2.5.2 RAKENNEOSAT

2.5.2.1 Yleistä

Tässä kohdassa annetaan eräitä tavanomaisia rakenteita koskevia ohjeita. Ohjeita tulee tarvittaessa soveltaa myös muunlaisiin rakenteisiin.

Rakenneosien poikkileikkausmitat ja raudoituskoot valitaan valmistusmenetelmät huomioon ottaen riittävän suuriksi. Pieniä poikkileikkausmittoja, halkaisi-

jaltaan pieniä tankoja ja tiheää raudoitusta käytettäessä on kelvollinen työmenetelmä selvitettävä ja ohjeet ilmoitettava työselityksessä ja piirustuksissa.

Rakenteiden vapaiksi otaksuttuihin tukiin, joihin todellisuudessa voi syntyä kiinnitystä, on tarvittaessa asetettava rauditus. Ellei kiinnitysasetetta tarkemmin tutkita, käytetään raudoitusta, jonka määrä on 25 % suurimman kenttämomentin kohdalla olevasta. Jos raudoitusta ei käytetä, on varmistuttava siitä, että rakenteella on riittävä muodonmuutoskyky ja että siirtymistä ja halkeilusta ei ole haittaa rakenteiden toiminnalle.

2.5.2.2 Laatat

- Raudoitusta tulee olla kentissä suurimpien momenttien kohdalla sekä ulokkeiden tuilla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.88)$$

- Tankojen väli saa suurimpien momenttien kohdalla olla enintään kolme kertaa laatan paksuus, kuitenkin enintään 400 mm. Pienempää väliä kuin 150 mm ei tarvitse käyttää
- Laattojen reuna-alueilla tankojen väli saa olla enintään neljä kertaa laatan paksuus, kuitenkin enintään 600 mm.
 - ☐ Laatan reuna-alueella tarkoitetaan tuetun reunan viereistä aluetta jonka leveys on enintään 25 % laatan lyhyemmästä sivumitasta.
- Kenttäraudoituksesta tulee viedä tuille vähintään 30 %.
- Keskitettyjen kuormien kuten pistekuormien jakautuminen yhteen suuntaan raudoitettujen laatan poikittaissuunnassa varmistetaan ja halkeilua rajoitetaan jakoraudoituksen avulla tarpeen mukaan.
- Laatan lävistystä ottava leikkausraudoitus jaetaan tasaisesti läpileikkautuvan kartion pinnan alueella (kohta 2.2.2.7 Laatan lävistys).
- Leikkausraudoitettujen laattojen leikkausraudoituksen sijoituksen suhteen noudatetaan kohdassa 2.5.2.3 (Palkit) annettu ohjeita.

2.5.2.3 Palkit

Palkkien ja muiden 1-ulotteisten taivutettujen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Pääraudoitusta tulee olla kentissä suurimpien momenttien kohdalla sekä ulokkeiden tuilla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,5 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.90)$$

Minimiraudoitusvaatimusta ei kuitenkaan sovelleta

korkeisiin palkkeihin ($\frac{L}{d} < 3$)

Betonipoikkileikkauksen pinta-alaan lasketaan kentissä uuman lisäksi vedetyt laipat.

- Betoniterästankojen väli saa suurimpien kenttämomenttien kohdalla sekä jatkuvilla ja kiinnitetyillä tuilla olla enintään 300 mm. Tankojen halkaisijan tulee olla vähintään 8 mm.

- Kenttäraudoituksesta tulee viedä tuille vähintään 30 %, kuitenkin vähintään kaksi tankoa, jos palkin leveys on suurempi kuin 120 mm. Taivutetun korkean palkin ($\frac{L}{d} < 3$) koko kenttäraudoitus ankkuroidaan tuille.

- Teräsbetonipalkkien leikkausraudoitus tulee ankkuroida pääraudoituksen tasoon. Hakoja leikkausraudoituksena käytettäessä ankkurointi saadaan aikaan ympäröimällä niillä pääraudoitus. Leikkausraudoitusta ei tarvita alueella, jossa betonin leikkaus- ja vääntökapasiteetti täyttävät ehdon

$$\frac{V_d}{V_{co}} + \frac{T_d}{T_c} \leq 1,0 \quad (2.91)$$

Jos kaavan 2.91 ehto ei ole voimassa, tulee leikkausraudoituksen teräspinta-alan suhteen uuman vaaka-leikkauksen pinta-alaan olla vähintään

$$\frac{A_{sv}}{A_c} = 0,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.92 a)$$

- Leikkausraudoitustankojen väli saa palkin pituussuunnassa olla enintään 0,7 d, kuitenkin enintään 400 mm ja poikkisuunnassa enintään d, kuitenkin enintään 600 mm.

Vääntöraudoitetuissa palkeissa on hakojen oltava pystysuoria umpihakoja (kuva 2.17) ja hakaväli saa olla enintään 300 mm.

- Päätangot, joita käytetään hyväksi puristusraudoituksena, tulee sitoa haoilla kohdan 2.5.2.4 (Pilarit) mukaisesti.

- Palkeissa, joiden korkeus on suurempi kuin 800 mm ja laskennallisesti tarvittava pääteräsmäärä 400 mm^2 , sijoitetaan uuman vedettyjen osien kumpaan-kin pintaan enintään 300 mm:n jaolla pituussuuntaisen raudoituksen. Tämän raudoituksen pinta-alan osuuden uuman vedetystä poikkileikkauksalasta tulee molempien pintojen rauditus yhteenlaskettuna olla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,12 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.92 b)$$

2.5.2.4 Pilarit

Pilarien ja muiden 1-ulotteisten puristettujen tai vedettyjen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

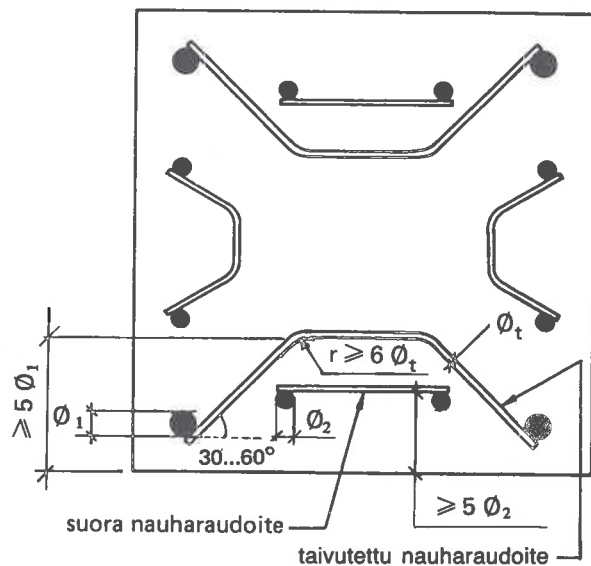
- Raudoittamattoman pilarin sivumitan tulee olla vähintään 200 mm.

- Raudoitettujen pilareiden poikkileikkausalan tulee olla vähintään 32 000 mm² ja pienimmän sivumitan 150 mm. Yksikerroksisen rakennuksen elementtipilarin pienin sivumitta saa olla 100 mm.
- Pääraudoituksen pinta-alan osuuden betonipoikkileikkauksen tarpeellisen kapasiteetin mukaisesta pinta-alasta tulee olla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 1,5 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.93)$$

- Vähimmäisteräsala jaetaan tasaisesti poikkileikkaukseen. Ainakin jokaisessa pilarin nurkassa tai taitteessa tulee olla betoniterästanko. Pyöreissä pilareissa tulee olla vähintään 6 betoniterästankoa.
- Päätankojen väli saa olla enintään kaksi kertaa pienin sivumitta tai 300 mm. Pilareissa, joiden sivumitta on enintään 480 mm, riittävät kuitenkin nurkkiin asetetut tangot. Päätankojen halkaisijan tulee olla vähintään 12 mm, hitsaamalla kootuissa raudotteissa kuitenkin 8 mm. Yksikerroksisessa rakennuksessa enintään kolmen metrin korkuisen pilarin päätankojen halkaisija saa olla 10 mm.
- Betoniterästankojen pinta-alan osuus betonipoikkileikkauksen pinta-alasta saa yleensä olla enintään 6 %.
- Puristettu pääraudoitus sidotaan irtohaoilla, hitsatuilla sidetangoilla tai jatkuvilla kierrehaoilla, joiden halkaisijoista ja väleistä noudatetaan seuraavia ohjeita:
 - ☐ Irtohakojen halkaisija on vähintään 0,25 kertaa ja väli enintään 15 kertaa päätankojen halkaisija. Haan katsotaan sitovan ne päätangot, joiden etäisyys haan nurkasta on enintään 20 kertaa haan halkaisija. Muut päätangot, joita on käytetty hyväksi puristusraudoituksena, sidotaan välihaoilla, joiden väli saa olla enintään kaksi kertaa päähakojen väli.
 - ☐ Päätankoihin hitsattuja sidetankoja voidaan käyttää hakoina taivutetuissa tai suorissa nauharaudoitteissa kuvan 2.30 mukaisesti. Sidetankojen halkaisijasta ja välistä noudatetaan irtohaoista annettuja ohjeita. Hitsiliitoksen lujuus päätangon ja sidetangon välillä on vähintään 2,5 % päätangon myötövoimasta määritettynä standardin SFS 1251 mukaan. Päätankojen pinta-ala taivutetuilla nauharaudoitteilla on vähintään yhtä suuri kuin suorilla nauharaudoitteilla.
 - ☐ Jatkuvan kierrehaan halkaisija yksittäisiä päätankoja käytettäessä on vähintään 5 mm, jos hakaraudoituksen kokonaispinta-ala on vähintään irtohaoista annettujen ohjeiden mukainen määrä. Kokonaispinta-alaltaan enintään 2 Ø 25 mm nippua vastaavia niputettuja päätankoja käytettäessä on jatkuvan kierrehaan halkaisija vähintään 6 mm ja kierrehakaraudoituksen kokonaispinta-ala vähintään irtohaoista annettujen ohjei-

den mukainen määrä. Jos kuitenkin kierrehakojen kokonaispinta-ala on vähintään 1,6 kertaa yo. vaatimus, saa kierrehaan halkaisija olla 5 mm edellä mainittuja päätankonippuja käytettäessä.



Kuva 2.30
Hitsatut sidetangot pilarihakoina

2.5.2.5 Seinät

Seinien ja muiden 2-ulotteisten puristettujen tai vedettyjen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Kantavan seinän vähimmäispaksuudet ovat:
 - ☐ 120 mm, kuitenkin enintään kaksikerroksisessa rakennuksessa raudoitamattoman seinän paksuus saa olla 80 mm.
 - ☐ Raudoitettuna elementtiseinä enintään kaksikerroksisessa rakennuksessa 80 mm.
 - ☐ Kerroksellisen elementtiseinän sisäkuoren paksuus saa olla 60 mm enintään kaksikerroksisessa rakennuksessa, jos elementin kuorien yhteistoiminnalla siirretään joko pelkästään kuorien tasoa vastaan kohtisuorat voimat tai lisäksi kuorien väliset leikkausvoimat.
- Jos pystytangot otetaan mitoituksessa huomioon puristusraudoituksena:
 - ☐ Raudoitusta tulee olla seinän molemmissa pinoissa sekä pysty- että vaakasuunnassa betonipoikkileikkauksen tarpeellisen kapasiteetin mukaisesta pinta-alasta vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.94)$$

- ☐ Sekä pysty- että vaakatangojen väli saa olla enintään 300 mm.
- ☐ Vaakatankojen halkaisijan on oltava vähintään 0,5 kertaa ja välin enintään 30 kertaa pystytankojen halkaisija.

Rakenneosien rauditus suunnitellaan edellä annettuja ohjeita soveltaen.

Yhdistettyjen levymäisten rakenneosien (kuten kotelopalkkien uuman ja laippojen) välisissä leikkauksissa tulee olla poikittaista raudoitusta, jonka suhteellinen teräspinta-ala on vähintään

$$\frac{A_{svf}}{A_c} = 0,17 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.95)$$

2.6 Erityisohjeet

2.6.1 ELEMENTTIRAKENTEET

2.6.1.1 Yleistä

Suunnitelmissa osoitetaan rakenteen ja sen osien vakavuus rakennusaikana ja valmiina rakenteena. Rakentamista varten tehdään elementtien asennussuunnitelma, jonka rakenteiden pääsuunnittelija osaltaan on hyväksynyt. Suunnitelman tulee sisältää kohdassa 4.2.5.2 esitetyt tiedot.

Elementtien kiepahdus tarkistetaan kohdan 2.2.5.6 (Palkin kiepahdus) mukaisesti.

Elementtilaatastossa laattojen tason suuntaiset vaakavoimat siirretään jäykistäville rakenteille esimerkiksi lataston reunalla kiertävällä raudoituksella tai elementin sisäisellä elementistä toiseen jatkuvalla lataston kiertävällä raudoituksella, jonka kapasiteetti on vähintään 45 kN.

2.6.1.2 Liitokset

Liitokset mitoitetaan kaikille niissä esiintyville voimille.

Pilari-palkki-rakenteessa tule pääkannattajien ja pilarien liitoksissa olla rauditus, jonka leikkauskapasiteetti on vähintään

$$V_u = k \cdot R_k \geq 30 \text{ kN}. \quad (2.96)$$

missä $k = 0,2$ kun liitos on laakeroitu neopreenikummilla tai vastaavalla

$k = 0,5$ muissa tapauksissa

R_k on ominaiskuormista laskettu tukireaktio.

Myös pilari-pilari-liitosten leikkauskapasiteetin tulee täyttää yllämainittu ehto.

Palkin toisessa päässä liitos voi tarvittaessa palkin suunnassa sallia kutistumisesta, virumisesta ja lämpöliikkeistä syntyvien siirtymien suuruiseen liikkeen.

Seinä-laatta-rakenteissa tulee liitoksien raudituksen kapasiteetin vaakasuunnassa pituusyksikköä kohti olla vähintään tukireaktion suuruinen ja vähintään 20 kN/m.

2.6.1.3 Tukipinnat

Toisiinsa tukeutuvat rakenneosat suunnitellaan siten, että niillä edellytettujen toleranssien puitteissa on riittävät kapasiteetit.

Ilman jälkivalua liitettävät rakenteet tuetaan laakereilla, jotka sallivat tarpeelliset kulmanmuutokset ja vaakaliikkeet. Laakerit suunnitellaan siten, ettei tuen tai elementin reuna pääse lohkeamaan.

Tukipinnan leveyden, sallitut mittapoikkeamat vähennettyinä, tulee olla vähintään 40 mm.

2.6.1.4 Jälkivalettavat vaakasaumat

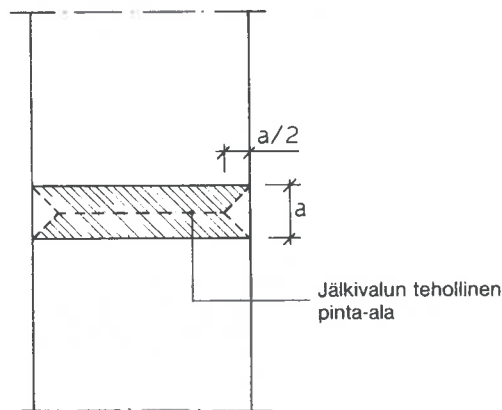
Jälkivalettavan vaakasauman tulee olla vähintään 20 mm paksu. Jos laasti levitetään ennen asennusta, tulee käyttää vähintään 10 mm paksua laastikerrosta.

Liitoksen laastin puristuskapasiteettia ei tarvitse osoittaa, jos seuraavat ehdot ovat voimassa.

– saumaustaustin lujuus $\geq K25$

– sauman leveyden suhde korkeuteen $\geq 5,0$, korkeus ei kuitenkaan saa olla yli 50 mm.

Muussa tapauksessa liitoksen kapasiteetti lasketaan kuvan 2.31 mukaisen tehollisen pinta-alan mukaan.



Kuva 2.31

Jälkivalettun liitoksen tehollinen pinta-ala

Jos jälkivalu jatkuu liitoksen sivustoille, saadaan koko pinta-ala laskea teholliseksi.

*2.6.1.5 Elementtien nostolenkit ja nostoankkurit

Elementin nostolenkin ja nostoankkurin sekä sen kiinnityksen laskentakuormana käytetään kuormaa, jonka suuruus on vähintään elementin painosta aiheutuva kuorma nelinkertaisena. Kuormituksen epätasainen jakautuminen elementtiä nostettaessa sekä käytettävä nostotapa on otettava huomioon.

Nostolenkkiä ja nostoankkuria mitoitettaessa tarkistetaan eri käsittelyvaiheissa vaadittavat kapasiteetit. Kapasiteetteja laskettaessa materiaalien laskentalujuuksina käytetään niiden murtolujuuksia.

2.6.2 JÄNNITETYT RAKENTEET

Jännitettyjen rakenteiden betonin nimellislujuuden tulee olla vähintään K30.

Näissä ohjeissa käsitellään jänteitä, joilla teräksen ja betonin välille aikaansaadaan tartunta.

Tartunnattomien ja rakenteen ulkopuolisten jänteiden käytön tulee perustua yleisesti hyväksytyihin rakenteiden suunnittelu- ja valmistusmenetelmiin.

Teräksen jännitys ei saa heti jännittämistyön päätyttyä ylittää kumpaakaan seuraavista arvoista

$$\sigma_{po} = \begin{cases} 0,75 f_{puk} \\ 0,85 f_{p0,2k} \end{cases} \quad (2.97)$$

Jännittämistyön aikana saa teräksen jännitys hetkellisesti nousta alempaan seuraavista arvoista

$$\sigma_{po,max} = \begin{cases} 0,80 f_{puk} \\ 0,90 f_{p0,2k} \end{cases} \quad (2.98)$$

Käytetty jännemenetelmä saattaa eräissä tapauksissa rajoittaa teräksen jännitystä.

Rakenteen kapasiteetit jännittämishetkellä tarkastetaan murtorajatilassa käyttäen betonin sen hetkistä laskentalujuutta.

3

RAKENTEIDEN SUUNNITTELU SALLITTUJA JÄNNITYKSIÄ KÄYTTÄEN

3.1 Suunnittelun perusteet

3.1.1 YLEISTÄ

Näissä ohjeissa esitetään sallittuihin jännityksiin perustuva kantavien betonirakenteiden mitoitusmenetelmä.

Jos rakenteet on rajattu tämän ohjeen ulkopuolelle, ne mitoitetaan kohdan 2 mukaisesti.

Käytettäessä sallittujen jännitysten menetelmää, ovat seuraavat kohdat voimassa:

- 1.2 Rakenteiden luokitus
- 1.3 Asiakirjat

- 1.4 Määritelmät ja merkinnät

- 1.5 Yksiköt

- 2.1.3 Kuormitukset (soveltuvin osin)

- 2.1.4 Ympäristöolosuhteet

- 2.1.5 Betonin materiaaliominaisuudet

- 2.1.6 Teräksen materiaaliominaisuudet

- 2.5 Rakenteelliset ohjeet

- 2.6 Erityisohjeet

Rakenteet valmistetaan kohdan 4 (Rakenteiden valmistus) mukaisesti.

Sallittujen jännitysten menetelmän käytön edellytyksenä on, että

– betonin lujuusluokka $\leq$ K40

– rakennetta ei jännitetä.

Jäljempänä annettuja sallittuja jännityksiä saa käyttää, jos muuttuvan kuorman osuus on enintään 60 % koko kuormituksesta. Muuttuvan kuorman osuuden ollessa yli 60 % sallittuja jännityksiä pienennetään 10 %.

3.1.2 SALLITUT JÄNNITYKSET

Raudoitettujen rakenteiden betonin sallitut jännitykset on esitetty taulukossa 3.1.

Taulukko 3.1

Raudoitettujen rakenteiden betonin sallitut puristusjännitykset (σ_{cc}) ja taivutuspuristusjännitykset (σ_{cf}) (MN/m^2).

Lujuusluokka	σ_{cc}			σ_{cf}		
	Rakenneluokka			Rakenneluokka		
	1	2	3	1	2	3
K40	14	12	5	18	16	6
K35	12	10,5	5	16	14	6
K30	10	9	5	13,5	12	6
K25	8,5	7,5	5	11,5	10	6
K20	7	6	5	9	8	6
K15	5	4,5	4	7	6	4,5
K10	3,5	3	2,5	4,5	4	3

Raudoittamattomien rakenteiden betonin sallitut puristusjännitykset (σ_{cc}), taivutuspuristusjännitykset (σ_{cf}) ja taivutusvetojännitykset (σ_{ct}) (MN/m^2).

Lujuusluokka	σ_{cc}			σ_{cf}			σ_{ct}		
	Rakenneluokka			Rakenneluokka			Rakenneluokka		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
K40	10	8,5	3	13	11,5	4	0,75	0,7	0,35
K35	8	7,5	3	11,5	10	4	0,7	0,65	0,35
K30	7,5	6,5	3	10	8,5	4	0,65	0,6	0,35
K25	6	5,5	3	8	7	4	0,55	0,5	0,35
K20	5	4,5	3	6,5	5,5	4	0,5	0,45	0,35
K15	3,5	3	2,5	5	4	3	0,4	0,35	0,3
K10	2,5	2	1,5	3,5	3	2	0,3	0,25	0,2

Raudoittamattomien rakenteiden betonin sallitut jännitykset on esitetty taulukossa 3.2.

Betonin sallitut vetojännitykset (σ_{ct}) ovat 60 % taulukon 3.2 mukaisista σ_{ct} -arvoista.

Jos betonissa käytetään kevyttä runkoainetta, kerrotaan σ_{ct} ja σ_{ct} luvulla

$$(0,3 + \frac{\rho_c}{3400}) \leq 1,0 \quad (3.1)$$

missä ρ_c on käytetyn betonin tiheys (kg/m^3).

Betonin puristusjännitys poikkileikkauksen painopisteessä ei saa ylittää arvoa σ_{cc} eikä taivutuspuristusjännitys poikkileikkauksen reunalla arvoa σ_{cf} .

Raudoittamattomien rakenteiden betonin taivutusvetojännitys poikkileikkauksen reunalla ei saa ylittää arvoa σ_{ct} eikä vetojännitys poikkileikkauksen painopisteessä arvoa σ_{ct} .

Betonin sallittu leikkausjännitys τ_c lasketaan kaavasta

$$\tau_c = k \tau_{co} \quad (3.2)$$

missä $k = 0,7$ raudoittamattomissa rakenteissa
 $k = 1,6 - d \geq 1,0$ leikkausraudoittamattomissa rakenteissa, d on tehollinen korkeus metreinä
 $k = 1,2$ leikkausraudoitetuissa rakenteissa (esim. palkit)
 τ_{co} on annettu taulukossa 3.3.

Jos rakenteeseen sijoitetaan leikkausraudoitusta kohdan 3.2.3 mukaisesti, ei yksistään betonille laskettu leikkausjännitys saa ylittää τ_{cl} -arvoja.

Taulukko 3.3

Raudoitettujen rakenteiden betonin sallittujen leikkausjännityksien perusarvo (τ_{co}), leikkausjännityksien ylärajat (τ_{cl}) ja vääntöjännityksien ylärajat (τ_{c2}) (MN/m^2).

Lujuusluokka	τ_{co}			τ_{cl}	τ_{c2}
	Rakenneluokka				
	1	2	3		
K40	0,43	0,39	0,31	3,2	2,0
K35	0,39	0,35	0,28	2,8	1,8
K30	0,36	0,32	0,25	2,4	1,5
K25	0,31	0,28	0,22	2,0	1,3
K20	0,27	0,24	0,19	1,6	1,0
K15	0,22	0,20	0,16	1,2	0,8
K10	0,17	0,15	0,12	0,8	0,5

Jos betonissa käytetään kevyttä runkoainetta, kerrotaan taulukon 3.3 mukaiset arvot kaavan 3.1 mukaisella kertoimella.

Vääntöraudoittamattoman rakenteen väännöstä aiheutuva leikkausjännitys ei saa ylittää arvoa $0,35 \tau_{co}$. Jos rakenne raudoitetaan kohdan 3.2.3 mukaisesti, ei yksistään betonille laskettu väännön aiheuttama leikkausjännitys saa ylittää arvoa τ_{c2} .

Betoniterästen vetojännitys ei saa ylittää taulukossa 3.4 annettuja sallittuja jännityksiä.

Taulukko 3.4

Betoniterästen sallitut vetojännitykset (N/mm^2).

Teräslaatu	σ_s	
	1-rakenneluokka	2- ja 3-rakenneluokka
Fe37B pyörötanko	140	130
A400H, A400HW	250	230
A500H, A500HW, B500K	310	290
A600H	360 ¹⁾	330 ¹⁾
500P	300	280

¹⁾ Näitä jännityksiä saa käyttää vain taivutusmomenttia vastaavalle raudoitukselle. Muissa tapauksissa käytetään A500HW:lle annettuja arvoja.

Betoniterästen puristusjännitys σ_{sc} ei saa ylittää taulukon 3.4 mukaisia arvoja eikä α -kertaista tangon koh-

dalla olevaa betonin jännitystä, missä α lasketaan kohdan 3.2.2 mukaisesti.

Mikäli rakenteessa johonkin poikkileikkaukseen sijoitetaan eri laatua olevia terästankoja, on laskelmissa käytettävä alinta niille annettua sallittua jännitystä.

Käytettäessä kohdan 3.3.2 mukaisia jatkoksia ei sallittuja jännityksiä tarvitse pienentää.

Vanhan rakenteen betonin sallitut jännitykset saadaan määrittää rakennekoekappaleista interpoloimalla suoraan viivaisesti kohdan 6.3.6 mukaisesti määritetyn vertailulujuuden ja lähimpien nimellislujuuksien perusteella.

3.1.3 VOIMASUUREET

Mitoitettaessa sallittujen jännitysten menetelmällä käytetään lineaarista kimmoteoriaa voimasuureiden määrittämiseksi, näin saatuja voimasuureita voidaan muuntaa korkeintaan $\pm 15\%$.

Jatkuvien laattojen ja palkkien voimasuureet voidaan laskea myös kaavojen 3.3 ja 3.4 avulla jos seuraavat ehdot ovat voimassa:

- vierekkäisten jännevälien suhde $\leq 1,2$
- vähintään 90 % kuormituksesta on tasaista kuormaa
- rakenteen jäykkyys eri kentissä on likimain sama.

Kenttä- ja tukimomentit lasketaan kaavasta

$$M = \frac{(g + q) L^2}{k} \quad (3.3)$$

missä L on tarkasteltava jänneväli tai tuen viereisten jännevälien keskiarvo
 k valitaan taulukosta 3.5

Taulukko 3.5
Kerroin k taivutukselle

Kenttämomentit	Reunakenttä	$k = 11$
	– palkin pää vapaasti tuettu	
	– palkki kiinnittyy pilaariin tai seinään	
Tukimomentit	Keskikentät	$k = 14$
		$k = 16$
	Reunakentän sisätuki	$k = 9$
	– 2-aukkoinen	$k = 10$
	– useampiaukkoinen	$k = 16$
	Pilariin tai seinään kiinnittynyt reunatuki	$k = 11$
	Muut tuet	$k = 11$

Leikkausvoimat lasketaan kaavasta

$$V = k \cdot (g + q) \frac{L}{2} \quad (3.4)$$

missä k valitaan taulukosta 3.6

Taulukko 3.6
Kerroin k leikkaukselle

Reunakentän sisätuella	$k = 1,15$
Muiden tukien kohdilla	$k = 1,0$

3.2 Jännitystarkastelut

3.2.1 YLEISTÄ

Rakenteet on mitoitettava siten, etteivät niiden ominaiskuormia käyttäen lasketut jännitykset ylitä sallittuja jännityksiä.

3.2.2 TAIVUTUS JA NORMAALIVOIMA

Laskelmissa tehdään seuraavat oletukset:

- Poikkileikkaustasot pysyvät tasoina muodonmuutosten tapahtuessa.
- Betonin ja raudoituksen jännitykset ovat suoraan verrannolliset muodonmuutosten suuruuteen. Muut materiaaliominaisuudet ovat kohdan 2.1.5 (Betoni) ja 2.1.6 (Teräs) mukaiset.
- Teräsbetonirakenteilla betonin vetolujuus jätetään yleensä ottamatta huomioon; raudoittamattomilla betonirakenteilla betonin vetolujuus saadaan ottaa huomioon.
- Pitkäaikaikuormituksessa teräksen ja betonin kimmomoduulien suhteeksi voidaan ottaa $\alpha = 15$; tarkemmissa laskelmissa voidaan käyttää todellista kimmomoduulien suhdetta

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} (1 + \phi) \quad (3.5)$$

missä ϕ on virumaluku.

3.2.3 LEIKKAUS JA VÄÄNTÖ

Leikkausvoiman maksimiarvona pidetään arvoa, joka on laskettu tehollisen korkeuden d etäisyydellä tuen reunasta.

Poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisissa rakenteissa, missä tehollinen korkeus pysyy vakiona, laskeaan taivutuksen yhteydessä esiintyvä leikkausjännitys kaavasta

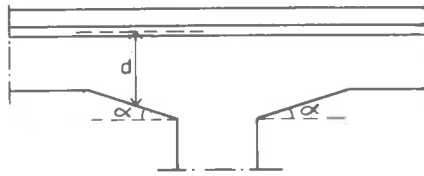
$$\tau_c = \frac{V}{b_w z} \quad (3.6)$$

Jos d vaihtelee, voidaan leikkausjännitys laskea lausekkeesta

$$\tau_c = \frac{V \pm \frac{M \cdot \tan \alpha}{d}}{b_w z} \quad (3.7)$$

missä α tarkoittaa kuvan 3.1 mukaista kulmaa ja b_w rakenteen uuman leveyttä.

Kaavaan sijoitetaan leikkausvoiman ja momentin itseisarvot. Osoittajaan tulee -merkki, jos tukea lähestytään $|M|$ ja d muuttuvat samaan suuntaan, muuten +merkki. (Kuvassa 3.1 $|M|$ ja d kasvavat samaan suuntaan.)



Kuva 3.1

Merkinnot kaavassa 3.7

Leikkausraudoitetuissa rakenteissa betonin katsotaan ottavan leikkausjännitykset kaavan 3.2 mukaiseen arvoon τ_c asti. Ylimenevä osa otetaan leikkausraudoituksella.

Vinoista vetojännityksistä muodostuneen vetovoiman oletetaan tekevän 45° kulman rakenteen neutraaliakselin kanssa. Sen suuruus on $\frac{1}{\sqrt{2}}$ -kertainen leikkausvoima.

Rakenteen niissä kohdissa, joissa väännön aiheuttama leikkausjännitys τ_{cl} ylittää arvon $0,35\tau_{c0}$, on kaikki väännön aiheuttamat vinot vetovoimat otettava vääntöraudoituksella.

Vääntö- ja leikkausraudoitusta ei minimihakojen lisäksi tarvita, jos

$$\frac{\tau_c}{k\tau_{c0}} + \frac{\tau_{cl}}{0,35\tau_{c0}} \leq 1,0 \quad (3.8)$$

missä k valitaan kuten kaavassa 3.2.

Yksistään betonille laskettujen leikkausjännitysten tulee täyttää ehto

$$\frac{\tau_c}{\tau_{cl}} + \frac{\tau_{cl}}{\tau_{c2}} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

3.2.4 PAIKALLINEN PURISTUS

Jos puristava voima F kuormittaa vain osaa A_{c0} rakenteen pinnasta A_{cl} (kuva 2.26), sallitaan pinnalle A_{c0} jännitys

$$\sigma_1 = \sigma_{cc} \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} \leq k\sigma_{cc} \quad (3.10)$$

missä σ_{cc} valitaan taulukosta 3.1 tai 3.2. Kaavan merkinnot A_{c0} , A_{cl} , n ja k sekä käytön edellytykset ovat samoja kuin kohdassa 2.2.7.2.

Jos paikallisen puristuksen vaikuttaessa poikittaiset jännitykset ylittävät arvon σ_{ct} , halkaisuvoima on otet-

tava raudoituksella. Halkaisuvoima lasketaan kaavasta 2.69 käyttäen kuormittavalle voimalle ominaiskuormista laskettua arvoa.

3.3 Raudoitus

3.3.1 YLEISTÄ

Teräslaadut, raudoitusta suojaava betonipeite, tankojen keskinäinen väli ja tankojen taiputussäteet valitaan kohdan 4 sekä raudoitus suunnitellaan soveltuvin osin kohdan 2 mukaisesti.

Raudoitusta, jonka tankohalkaisija on alle 4 mm, ei saa käyttää kantavana raudoituksena.

3.3.2 TERÄSTANKOJEN LIMJATKOKSET

Kahden tai useamman jatkoksen katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa, jos jatkosten keskikoh-tien väli on pienempi kuin $l_{j0} + 20\varnothing$.

Vedettyjen tai puristettujen tankojen jatkospituus las-ketaan kaavasta

$$l_j = k_j l_{j0} \quad (3.11)$$

missä l_{j0} on taulukon 3.7 mukainen jatkospituuden perusarvo ja k_j samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrästä riippuva ker-roin, joka valitaan taulukosta 3.8. Puriste-tuille tangoille $k_j = 1,0$.

Taulukko 3.7

Jatkospituuden perusarvo l_{j0} . Tartuntatilat on määri-telty taulukossa 2.11.

	Tartuntatila I			Tartuntatila II		
	K15	K20, K25	$\geq K30$	K15	K20, K25	$\geq K30$
Fe37B,						
A400H, A400HW	45 $\varnothing$	40 $\varnothing$	30 $\varnothing$	65 $\varnothing$	55 $\varnothing$	40 $\varnothing$
A500H, A500HW	55 $\varnothing$	45 $\varnothing$	35 $\varnothing$	80 $\varnothing$	65 $\varnothing$	50 $\varnothing$
A600H	65 $\varnothing$	55 $\varnothing$	45 $\varnothing$	95 $\varnothing$	75 $\varnothing$	60 $\varnothing$
B500K	65 $\varnothing$	55 $\varnothing$	45 $\varnothing$	95 $\varnothing$	80 $\varnothing$	60 $\varnothing$
” ¹⁾	50	45	35	70	60	45
” ²⁾	45	40	30	60	50	40
B500P	115 $\varnothing$	95 $\varnothing$	75 $\varnothing$	155 $\varnothing$	130 $\varnothing$	100 $\varnothing$
” ¹⁾	85	70	55	120	100	75
” ²⁾	75	65	50	105	85	65

¹⁾ Kun ankkurointimatalla on 1 hitsattu poikittaistan-ko.

²⁾ Kun ankkurointimatalla on 2 hitsattua poikittais-tankoa.

Hitsausliitoksen tulee täyttää standardin SFS 1251 luokan F30 mukaiset vaatimukset.

Taulukko 3.8

Jatkoskerroin k_j vedetyille tangoille.

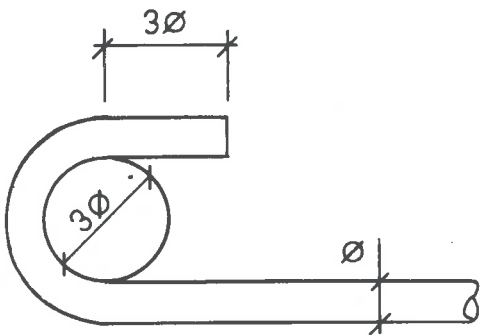
a-sarakkeen arvoja saadaan käyttää

– jos jatkosten vapaa väli kohtisuorassa tankoja vastaan on vähintään $10\varnothing$

– jos jatkoskohdan betonipeite sivusuunnassa on vähintään $5\varnothing$ tai jatkos sijaitsee haan nurkassa (kuva 2.23).

Samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen osuus raudituksen kokonaismäärästä	k_j	
	a	b
$\leq 1/5$	1,0	1,2
$1/3$	1,2	1,6
$1/2$	1,3	1,8
$> 1/2$	1,5	2,0

Sileät vedetyt tangot varustetaan kuvan 3.2 mukaisella koululla.



Kuva 3.2

Sileän tangon päätekoukku

Suorana jatkettun umpihihaan jatkospitus lasketaan kaavasta 3.11 käyttäen jatkoskerrointa 1,3. Avonaisen haan pään katsotaan ankkuroituvan kuvan 2.21 mukaista täyttä koukkuu käyttäen.

Jos teräsännitys on pienempi kuin taulukon 3.4 mukainen sallittu arvo, saadaan jatkospituutta pienentää kertomalla se todellisen jännityksen ja sallitun jännityksen suhteella. Jatkospitus ei kuitenkaan saa alittaa arvoa $15\varnothing$.

3.3.3 RAUDOITUKSEN ANKKUROIINTI

Rauditus ankkuroidaan vapaan tuen reunasta lähtien käyttäen ankkurointipituutta

$$l_b = \frac{k_a V}{1,5 \sigma_s A_s} l_{j0} \quad (3.12)$$

missä σ_s on taulukon 3.4 mukainen teräksen sallittu jännitys

A_s on tuelle viety teräspinta-ala

l_{j0} on taulukon 3.7 mukainen jatkospituuden perusarvo

$k_a = 1,5$ leikkausraudoittamattomissa rakenteissa

$k_a = 1,0$ leikkausraudoitetuissa rakenteissa

V on leikkausvoiman maksimiarvo (lasketaan etäisyyden d päässä tuen reunasta).

Jos rauditus ankkuroidaan tuelle kuvan 2.20 mukaista suorakulmakoukkuu käyttäen, saadaan kaavan 3.12 mukaisesta arvosta vähentää määrä $10\varnothing$. Jos käytetään täyttä koukkuu, on sallittu vähennys $15\varnothing$. Koukun taivutuksen alkamiskohdan on oltava vähintään taivutussäteen r päässä tuen reunasta. Sileäpintaissa raudituksessa Fe37B käytettävän, kuvan 3.2 mukaisen koukun vaikutus on jo otettu huomioon (taulukon 3.7 arvoissa).

Jos ankkurointi suoritetaan yksinomaan suorilla tangoilta, tulee ankkurointipituuden olla vähintään $10\varnothing$.

3.4 Rakenteiden halkeilu

Rakenteen halkeilun rajoittamisessa noudatetaan kohdassa 2.3.3.3 annettuja ohjeita.

3.5 Laattarakenteet

3.5.1 YLEISOHJEET

Laattarakenteilla tarkoitetaan tasomaisia rakenteita, joilla $\frac{L}{d} \geq 3$, (ulokkeilla $\frac{L}{d} \geq 1,5$) ja $b > 5d$ ja joissa kuormitus vaikuttaa pääasiallisesti kohtisuoraan rakenteen tasoa vastaan.

Laskettaessa momentteja sellaisissa yhteen suuntaan raudoitetuissa laatoissa, jossa kuormituksena on piste-kuorma, voidaan jakautumislevydeksi ottaa

$$b_0 = t_1 + 2t_0 + 2h \quad (3.13)$$

missä t_0 on pintakerrosten paksuus

t_1 on kuormituspinnan leveys

h on laatan paksuus.

Kuorman sijaitessa laatan keskialueilla jakautumislevyys voidaan laskea kaavasta

$$b_0 = \frac{2}{3} \left(L + \frac{t_1 + 2t_0 + 2h}{2} \right) \quad (3.14)$$

missä L merkitsee yhteen suuntaan raudoitettun laatan jännemittaa.

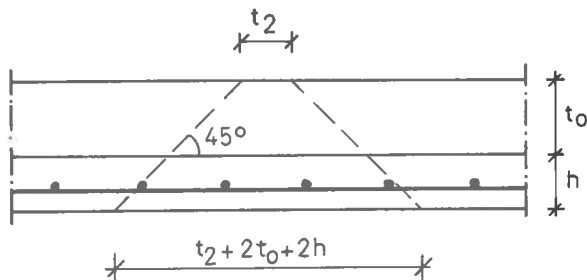
Jänteen pituussuunnassa voidaan kuormituksen otak-sua jakautuvan tasaisesti pituudelle (kuva 3.3)

$$b_0 = t_2 + 2t_0 + 2h \quad (3.15)$$

missä t_2 on kuormituspinnan pituus.

Laskettaessa momentteja ristiin raudoitetuissa laatoissa on jakautumisleveys kummassakin suunnassa

$$b_0 = t_1 + 2t_0 + 2h \quad (3.16)$$



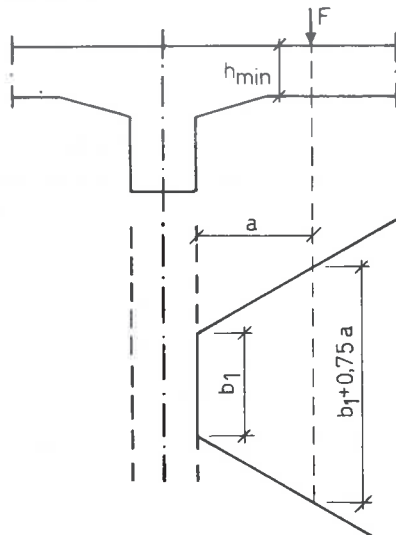
Kuva 3.3

Kuorman jakautuminen laattarakenteessa

Kun lasketaan tuen välittömässä läheisyydessä sijaitsevan pistekuorman laatta aiheuttamia leikkausjännityksiä, voidaan jakautumisleveydeksi ottaa suurempi seuraavista arvoista

$$\begin{aligned} b_1 &= t_1 + 2t_0 + 2h_{\min} \\ b_1 &= 5h_{\min} \end{aligned} \quad (3.17)$$

Kuorman ollessa etäisyydellä a tuen reunasta, voidaan kaavan 3.17 mukaiseen jakautumisleveyteen lisätä määrä $0,75a$ (kuva 3.4).



Kuva 3.4

Kuorman jakautuminen tuen lähellä

Ulokelaatassa on pistekuorman vaikutus tutkittava laattateorian mukaan.

Laatan lävistyminen on tutkittava, kun kuormituksena on suuri pistekuorma.

3.5.2 YHTEEN SUUNTAAN RAUDOITE-TUT LAATAT

Laattojen voimasuureet voidaan laskea kuten vastavalla tavalla tuetulla palkkirakenteella.

Laatan jännemitaksi L otetaan yleensä molemmista päistään vapaasti tuetuissa tai täysin kiinnitetyissä laatoissa tukien keskiöiden väli, ei kuitenkaan enempää kuin vapaa väli +5 %, ja jatkuvissa laatoissa tukien keskiöiden väli.

Tukimomentteja laskettaessa saa tukireaktion otaksua jakautuvan tasaisesti koko tukipinnalle.

Laattojen viisteet saa mitoituksessa ottaa huomioon enintään kaltevuutta 1:3 myöten (kuva 2.8).

Laattoja laskettaessa voidaan noudattaa seuraavia ohjeita:

- Teräsbetonipalkkeihin kiinteästi liittyvien laattojen negatiivisia kenttämomenteja liikkuvasta kuormasta määritettäessä otetaan huomioon ainoastaan puolet niiden arvosta. Tätä ohjetta saa käyttää vain kentän keskellä puolen jännemitan pituisella alueella.
- Positiivisia kenttämomenteja ei saa olettaa pienemmiksi kuin täysin kiinnitetyissä laatoissa.
- Reunatuen kiinnitysaste voidaan ottaa huomioon reunakentän positiivista momenttia laskettaessa.

Ellei taipumaa lasketa kohdan 2.3.2.2 mukaisesti, tulee laatan tehollisen korkeuden olla vähintään

$$d_{\min} = \frac{k_p k_s}{\beta} L \quad (3.18)$$

missä k_p valitaan taulukosta 3.9
 k_s valitaan taulukosta 3.10
 β valitaan taulukosta 3.11.

Taulukko 3.9

Suhteellisesta teräsmäärästä $\rho = \frac{A_s}{b_w d}$ riippuva kerroin k_p

$\rho(\%)$	k_p
0,2	0,5
0,3	0,9
0,5	1,2
1,0	1,5
2,0	1,8

Taulukko 3.10

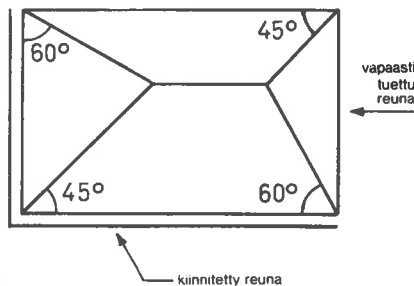
Teräslaadusta riippuva kerroin k_s

Teräslaatu	k_s
Fe 37 B	0,6
A400H, A400HW	1,0
A500H, A500HW, B500K	1,25
A600H	1,4
B500P	1,2

Rakennetyyppi	β
Uloke	8
Vapaasti tuettu	20
Jatkuva	
– reunakenttä	24
– keskikenttä	28

3.5.3 RISTIIN RAUDOITETUT LAATAT

Laatan jännemitat määritetään niinkuin yhteen suuntaan raudoitetuissa laatoissa. Suorakulmaisen laatan tukireaktiot voidaan laskea kuvan 3.5 mukaisesti.



Kuva 3.5

Laatan kuormituksen jakaminen sivuille tukireaktioiksi

Laatan tehollinen korkeus lasketaan kaavan 3.18 mukaisesti käyttäen lyhyempää jännemittaa.

3.6 Palkkirakenteet

Palkkirakenteilla tarkoitetaan sauvamaisia rakenteita, joilla $\frac{L}{d} \geq 3$ (ulokkeilla $\frac{L}{d} \geq 1,5$) ja $b \leq 5d$ ja joita kuormitetaan pääasiassa kohtisuorassa rakenteen pituusakselia vastaan.

Seinämäiset palkit ($\frac{L}{d} < 3$) lasketaan levyteorian mukaisesti.

Palkin jännemitaksi otetaan yleensä molemmista päistään vapaasti tuetuissa tai täysin kiinnitetyissä palkeissa tukien keskiöiden väli, ei kuitenkaan enempää kuin vapaa väli +5 %, ja jatkuvissa palkeissa tukien keskiöiden väli.

Palkkien pystyviisteitä saa mitoittaessa käyttää hyväksi enintään kaltevuutta 1:3 myöten (kuva 2.8).

Tukireaktioita ja leikkausvoimia laskettaessa jatkuvuus on otettava huomioon.

Positiivisia kenttämomenteja ei saa olettaa pienemmiksi kuin kiinnitetyissä palkeissa.

Reunakentän positiivista momenttia laskettaessa tuen kiinnitysaste saadaan ottaa huomioon.

Tukimomenteja laskettaessa saa tukireaktiot olettaa tasaisesti jakautuneiksi koko tukipinnalle.

Palkin tehollinen korkeus ei saa alittaa kaavan 3.18 mukaan laskettua arvoa.

Laattapalkin puristuslaipan toimiva leveys yhdellä puolella uumaa lasketaan kaavasta 2.20.

Rakenteen mitoituksessa käytettävä leveys lasketaan kaavasta 2.21.

Leikkausjännitys laippapalkin uuman ja laipan välillä lasketaan kaavoista 3.19 ja 3.20.

$$\tau_c = \frac{VS}{Ih_f} \quad \text{kun laippa on puristettu} \quad (3.19)$$

missä V on palkin leikkausvoima

S on laipan staattinen momentti neutraaliakselin suhteen

I on palkin jäyhyysmomentti

h_f on laipan paksuus

$$\tau_c = \frac{A_{sf}V}{A_s h_f d} \quad \text{kun laippa on vedetty} \quad (3.20)$$

missä A_{sf} on yhden laipan alueella oleva pitkittäinen raudoitus (kuva 2.14)

A_s on palkin vedetyn osan raudoitus.

Laipan ja uuman välinen leikkaus raudoitetaan kohdan 3.2.3 mukaisesti.

3.7 Pilarirakenteet

Pilarirakenteilla tarkoitetaan sauvamaisia ($b \leq 5h$) rakenteita, joita kuormitetaan pääasiassa rakenteen pituusakselin suunnassa.

Pilarin hoikkuus λ lasketaan kaavan 2.51 ja nurjahduspituus L_0 kaavan 2.52 mukaisesti.

Pilarit mitoittetaan keskiselle puristavalle normaalivoimalle siten, että

$$\sigma_{cc}A_c + \sigma_{sc}A_s \geq \omega N \quad (3.21)$$

missä σ_{cc} on taulukon 3.1 tai 3.2 mukainen betonin sallittu jännitys

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

σ_{sc} on raudoituksen sallittu puristusjännitys (kohta 3.1.2)

A_s on raudoituksen pinta-ala

ω on taulukon 3.12 mukainen nurjahdusluku.

Taulukko 3.12

Nurjahdusluku ω . Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.

λ	$\frac{L_0}{b}$	Raudoitettu	Raudoittamaton
25	7,5	1,0	1,0
50	15	1,1	1,7
60	18	1,2	2,2
70	21	1,7	3,3

¹⁾ b on suorakulmaisen pilarin pienempi sivumitta.

Pilarin suurin sallittu hoikkuus kaavan 3.21 mukaan mitoittaessa on $\lambda = 70$.

Jos pilarin normaalivoima on epäkeskinen tai sen kuormitukseen kuuluu sivuvoimia, mitoitetaan pilari taivutusmomentille ja nurjahdusluvulla kerrotulle normaalivoimalle. Jännitys poikkileikkauksen reunalta ei saa ylittää taulukoiden 3.1 tai 3.2 mukaisia σ_{cr} -arvoja. Lisäksi on tarkistettava, ettei jännitys poikkileikkauksen painopisteessä ylitä taulukoiden 3.1 tai 3.2 mukaisia σ_{cc} -arvoja. Vedetyn reunan raudoitus tarkistetaan myös ottamatta ω :n vaikutusta huomioon.

Jos poikkileikkauksen reunavetojännitys raudoitettuisa rakenteissa on enintään 25 % tai raudoittamattomissa enintään 10 % reunapuristusjännityksestä, saa reunajännitykset laskea kaavasta

$$\sigma_c = \frac{\omega N}{A_c + \alpha A_s} \pm \frac{M}{W_c} \quad (3.22)$$

missä W_c on poikkileikkauksen taivutusvastus, jota laskettaessa myös raudoituksen vaikutus voidaan ottaa huomioon.

Rakenteen keskipilarit saadaan yleensä laskea keskiselle puristukselle, jos rakenne on siirtymätön tai pilareita ei ole otettu huomioon kokonaisvakavuutta tutkittaessa.

3.8 Seinärakenteet

Seinärakenteilla tarkoitetaan levymäisiä rakenteita ($b > 5h$), joihin kuormitus aiheuttaa pääasiassa puristusrasituksen levyn tason suunnassa.

Seinän hoikkuus lasketaan kaavasta 2.51 käyttäen kaavan 2.52 mukaisia nurjahduspituuden L_0 arvoja.

Jos rakenteiden sivusiirtymät ovat estettyjä, voidaan raudoittamattomia seiniä laskettaessa nurjahduspituutena L_0 käyttää seinän vapaata korkeutta.

Laskelmat suoritetaan kuten pilareilla ottaen huomioon mitä jäljempänä on sanottu.

Kolmelta reunalta tuetun seinän vapaan reunan etäisyys jäykistävän rakenteen keskilinjasta saa raudoittamattomissa betoniseinissä olla enintään 25h (h on seinän paksuus), ei kuitenkaan enempää kuin vapaa

korkeus L ja teräsbetoniseinissä enintään 1,2L. Jos jäykistävän rakenteen reunan etäisyys vapaasta reunasta on $\leq 6h$, saa seinäosan nurjahduspituuden olettaa samaksi kuin neljältä reunalta tuetuissa seinissä.

Seinä on neljältä reunalta tuettu, mikäli se teräsbetoniväli-pohjien lisäksi liittyy molemmilta sivuiltaan jäykistävään betonirakenteeseen. Näiden vapaa väli saa olla raudoittamattomissa betoniseinissä enintään 50h, ei kuitenkaan enempää kuin 2L ja teräsbetoniseinissä enintään 2,5L.

Jos kolmelta tai neljältä reunalta tuetussa seinässä on aukkoja, on seinäosa jäykistävän seinän ja aukon välillä laskettava kolmelta sivulta tuettuna ja seinäosa kahden aukon välissä kahdelta sivulta tuettuna seinänä.

Jos seinässä on aukko, saa sen sivuilla olevien seinäosien nurjahduspituuden laskea kaavasta

$$L_0 = L_1 + k(L - L_1) \geq 0,8L \quad (3.23)$$

missä L on seinän vapaa korkeus
 L_1 on aukon vapaa korkeus
 k valitaan taulukosta 3.13.

Taulukko 3.13

Kerroin k

h(mm)	200	175	150	125	100
k	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Jos seinässä on kaksi aukkoa ja tarkastellaan niiden välistä seinän osaa, on suurempi L_1 :n arvo määräävä.

4

RAKENTEIDEN VALMISTUS

4.1 Materiaalit

4.1.1 BETONI

4.1.1.1 Osa-aineet

Betonin osa-aineita ovat:

- sementti
- runkoaine
- mineraaliset seosaineet
- vesi
- lisäaineet
- muut aineet.

Osa-aineet eivät saa sisältää haitallisia määriä aineita,

jotka vaikuttavat tuoreen tai kovettuneen betonin tai terästen ominaisuuksia huonontavasti.

Osa-aineiden ominaisuudet eivät saa vaihdella niin paljon, että betonilta vaadittujen ominaisuuksien saavuttaminen vaarantuu.

Käytettävien osa-aineiden soveltuvuus selvitetään tarpeen mukaan ennakkokokeilla kohdan 5.2.2 mukaisesti.

- a) Betonin valmistukseen tulee käyttää standardin SFS 3165 mukaisia rakennussementtejä.
- b) Betonin runkoaineena voidaan käyttää luonnon kiviaineita, jotka voivat olla tavanomaisia kiviaineita tai raskaita, malmipitoisia kiviaineita taikka kevytsoraa. Muuta mineraalista ainetta saa käyttää runkoaineena sen jälkeen, kun kussakin tapauksessa erikseen on asianmukaisin ennakkokokein osoitettu, että valmistettava betoni on kelvollista aiotuun tarkoitukseen.
Runkoaineet eivät saa olla rapautuneita tai muilta ominaisuuksiltaan sellaisia, että ne haitallisessa määrin vaikuttavat tuoreen tai kovettuneen betonin ominaisuuksia huonontavasti. Runkoaineiden kloridipitoisuus ei saa ylittää 0,02 painoprosenttia vesiliukoisena kloridina (Cl⁻) ilmaistuna.
1- ja 2-luokan betonia valmistettaessa kiviaines on lajiteltava niin moneen osaan, että rakeisuus hallitaan valmistettavalle betonille asetettavat vaatimukset huomioon ottaen.
- c) Betonin side- ja runkoaineena voidaan käyttää mineraalisia seosaineita, joita ovat lentotuhka, masuunikuonajauhe, granuloitu, pelletoitu tai ilmajäähdytetty masuunikuona, ilmajäähdytetty ferrokromikuona ja silika. Seosaineiden tulee täyttää kohdassa 7 esitetyt vaatimukset ja niiden käytössä noudatetaan siinä annettuja ohjeita.
- d) Betonin valmistukseen käytettävä vesi ei yleensä saa sisältää klorideja enempää kuin 0,03 painoprosenttia (Cl⁻). Meriveden käyttö on kuitenkin sallittu ottaen huomioon ympäristöluokituksen asettamat rajoitukset kloridien kokonaismäärästä kohdan 4.1.1.2 mukaisesti.
- e) Lisäaineella on ennen käyttöönottoa oltava hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys lisäaineen yleisistä ominaisuuksista, vaikutuksista sekä käyttökelpoisuudesta betonissa. Betonin valmistuspaikalla tulee olla tehtyihin selvityksiin perustuva varmennettu käyttöseloste.
- f) Muiden aineiden, kuten väriaineiden, suhteen noudatetaan kohdan 4.1.1.1 alussa annettuja yleisiä ohjeita.

4.1.1.2 Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen

Betonin koostumus valitaan siten, että muun muassa sideainemäärän, vesisementtisuhteen ja betonin tiivis-

tettävyyden sekä käytettävien työmenetelmien edellyttämät, rakenteen ympäristöolosuhteita vastaavat betonin ominaisuudet saavutetaan.

Rakenteiden säilyvyys katsotaan riittäväksi, jos kovettuneella betonilla ympäristöolosuhteista riippuen on taulukon 4.1 mukaiset ominaisuudet ja betonipeite täyttää taulukon 4.2 mukaiset vaatimukset eivätkä haitallisten aineiden pitoisuudet ylitä niistä esitettyjä rajoituksia.

Taulukko 4.1

Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen betonin ominaisuuksia määrittäessä

Ympäristöluokka	Lujuusluokka	Vedenpitävyys	Pakkasenkestävyys	Rakenne-luokka
Vaikeat Y1 olosuhteet	≥K30 ³⁾	Vaaditaan	Vaaditaan	1 tai 2
Tavalliset Y2 olosuhteet	≥K25 ³⁾	2	2	1 tai 2
Helpot Y3 olosuhteet	≥K15 ³⁾	—	—	1, 2 tai 3

- ¹⁾ Suunnittelija selvittää tarpeelliset vaatimukset ja merkitsee ne piirustuksiin. Yleensä riittää suojahuokossuhteelle asetettu vaatimus 0,20. Lisäksi kiinnitetään huomiota betonin tiiviyteen ja vesisementtisuhteen oikeaan valintaan.
- ²⁾ Suunnittelija selvittää tarpeelliset vaatimukset ja merkitsee ne piirustuksiin. Julkisivubetonille asetetaan kuitenkin aina pakkasenkestävyysvaatimus.
- ³⁾ Kevytrunkoainebetonin lujuus voidaan valita taulukon arvoja yhtä lujuusluokkaa alemmaksi, jos betonin säilyvyys selvitetään tiiviyden, sementtimäärän ja vesisementtisuhteen huomioon ottaen.

Taulukko 4.2

Betonipeitteen paksuus

Perusarvo	
Ympäristöluokka	mm
Y1	35
Y2	25
Y3	15

Korjausarvot	
+ 5 mm	Jos rauditus on korroosioherkkä
- 10 mm	Jos rauditusta ei ole otettu huomioon kapasiteetteja laskettaessa, esim. työraudoitus

Ympäristöolosuhteet jaetaan luokkiin Y1, Y2 ja Y3.

Ympäristöluokan Y1 olosuhteet ovat ankarat sisältäen

syövyttäviä aineita sekä pakkasrasituksia. Erityisen ankarien rasitusten, kuten voimakkaasti syövyttävien aineiden vaikutukselle alttiina olevien rakenteiden valmistukseen käytettävät materiaalit ja betonipeite harkitaan erikseen. Ympäristöluokassa Y2 voi olla pieniä määriä syövyttäviä aineita ja rakenne saattaa jäätyä kosteana. Ympäristöluokassa Y3 ei katsota olevan vaaraa raudoituksen tai betonin syöpymiselle.

Betonipeitteen tulee kuitenkin olla vähintään suojattavan tangon halkaisijan suuruinen tai puolet suojaputken halkaisijasta. Maata vasten betonoidessa tulee betonipeitteen paksuuden olla vähintään 50 mm.

Jos rakenteet ovat alttiina mekaaniselle kulutukselle, arvioidaan tarvittava betonipeitteen lisäys erikseen.

Pientaloissa ja niihin verrattavissa rakenteissa saadaan ympäristöolosuhteet ottaa huomioon taulukon 4.3 mukaisesti.

Taulukko 4.3

Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen pientaloissa ja niihin verrattavissa rakenteissa.

Ympäristöluokka	Lujuusluokka	Betonipeite	Rakenneluokka
Y2	≥ K20	Kuten taulukossa 4.2	1, 2 tai 3
Y3	≥ K10		1, 2 tai 3

Raudoitetuissa rakenteissa betoni ei saa ympäristöluokissa Y1 ja Y2 sisältää klorideja kohdassa 4.1.1.1 esitettyjä osa-aineiden epäpuhtauksia ylittäviä määriä. Sama koskee jännitetyjä ja muuta korroosioherkkää raudoitusta sisältäviä rakenteita. Ympäristöluokassa Y3 on kloridien sallittu kokonaismäärä 1,0 % (Cl⁻) sementin painosta.

Ympäristöluokassa Y2 suunnittelija voi kuitenkin antaa luvan käyttää klorideja Y3 luokassa sallitun määrän rakenteissa, joissa ei ole korroosioherkkää raudoitusta, jos siitä ei ole olennaista haittaa rakenteen säilyvyydelle. Sama koskee meriveden käyttöä betonin valmistuksessa.

Ympäristöluokassa Y1 sekä korroosioherkkää raudoitusta käytettäessä ja jännitetyissä rakenteissa ei betonin valmistuksessa saa käyttää merivettä.

4.1.1.3 Betonimassa

Betonimassalla tulee olla sellaiset ominaisuudet, että se tarkoitukseen soveltuvia menetelmiä käyttäen tiivistettynä ja käsiteltynä, kovetuttuaan täyttää asetetut vaatimukset.

Betonimassan koostumus valitaan siten, että se muokattavuudeltaan ja koossapysyvyydeltään soveltuu käytettävään valmistus-, käsittely- ja betonointitapaan. Betonointimassalla tulee olla sellainen tehtävään rakenteeseen ja käytettävään työtapaan sopiva tiivistävyys ja notkeus, että betonimassa täyttää tarkoin muotit ja ympäröi raudoituksen. Runkoaineen suurin raekoko

saa olla enintään 40 % rakenteen paksuudesta ottaen lisäksi huomioon raudoituksen asettamat vaatimukset.

Betonimassa luokitellaan notkeutensa perusteella taulukossa 4.4 esitettyllä tavalla.

Taulukko 4.4

Betonimassan notkeusluokitus

Notkeusluokka	Notkeuden likimääräiset raja-arvot		
	Betonikartio Painuma mm	VB-koje Betonikartion muodonmuutos- aika s VB	MO-koje Iskujen lukumäärä
Nestemäinen	>150	—	—
Vetelä	150...100	1... 2	4...13
Notkea	100... 60	2... 3	13...20
Plastinen	60... 30	3... 5	20...35
Jäykkä	30... 0	5...10	35...70
Hyvin jäykkä	—	10...20	—
Maakostea	—	20...40	—
Puristustäytettävä	—	>40	—

*) 4.1.1.4 Kovettunut betoni

Betoni jaetaan puristuslujuuden perusteella luokkiin K10...K60 taulukon 4.5 mukaisesti. Nämä ohjeet koskevat lujuusluokkiin K10...K60 kuuluvaa betonia.

Puristuslujuus voidaan suunnitelmassa edellyttää arvosteltavaksi 7, 28 tai 91 vuorokauden iässä. Lujuusluokan merkinnässä oleva luku tarkoittaa puristuslujuusvaatimusta. 28 vuorokauden iästä poikkeava laadunarvostelutarkastus ilmaistaan merkinnän K alaindeksillä.

Lujuusluokitus perustuu koekuutioon, jonka särmän pituus on 150 mm. Voidaan myös käyttää muita taulukon 4.5 mukaisia normikoekappaleita.

Kovettuneella betonilla tulee olla suunnitelman mukaiset lujuus-, vedenpitävyys-, säilyvyys- ja muut ominaisuudet.

Taulukko 4.5

Lujuusluokitusta vastaavat lujuudet eri koekappaleilla

Lujuus- luokka	K10	K15	K20	K25	K30	K35	K40	K45	K50	K55	K60	K70	K80	K90	K100
Kuutio särmä 150 mm	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
Kuutio särmä 100 mm	10,5	15,5	21	26	31,5	36,5	42	47	52,5	57,5	63	73,5	84	94,5	105
Lieriö Ø 150 x 300	7	10,5	14,5	18,5	23	27,5	32	37	42	47	52	62	71	80	90
Kuutio särmä 200 mm	9,5	14,5	19	24	28,5	33	38	43	48	52	57				

4.1.1.5 Injektointilaasti

Injektointilaasti on veden ja sementin tai veden, sementin ja lisäaineen seos. Injektointilaastissa saadaan käyttää runkoaineena filleriä ja hiekkaa vain riittävän tilavissa injektointikohteissa. Laastin notkeuden tulee olla käytettävän työtavan edellyttämä.

Laastin osa-aineita ja niiden ominaisuuksia koskevat kohtien 4.1.1.1 ja 4.1.1.2 ohjeet.

Vesisementtisuhteen on yleensä oltava noin 0,45. Laastin vedenerottuminen saa olla enintään 3 tilavuusprosenttia. Laastin tilavuus saa pienentyä enintään 2 % ja kasvaa korkeintaan 10 %.

Kovettuneella laastilla tulee olla suunnitelmien mukaiset ominaisuudet.

4.1.1.6 Saumauslaasti

Rakenteellinen saumauslaasti on yleensä veden, sementin, mahdollisen lisäaineen ja rakeisuudeltaan sopivan runkoaineen seos.

Laastia ja sen osa-aineita koskevat kohtien 4.1.1.1, 4.1.1.2 ja 4.1.1.3 ohjeet. Laasti suhteitetaan kuten betoni.

Kovettuneella saumauslaastilla tulee olla suunnitelmien mukaiset lujuusominaisuudet ja muut ominaisuudet.

4.1.1.7 Erikoislaastit ja -betonit

Erikoislaastien ja betonien osa-aineita koskevat kohdan 4.1.1.1 vaatimukset lukuunottamatta mainittua sementtistandardia.

Erikoislaastien ja -betonien ominaisuuksista tulee olla hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys. Erikoislaastien ja betonien valmistuspaikalla tulee olla tehtyihin selvityksiin perustuva varmennettu käyttöseloste.

4.1.2 TERÄS

4.1.2.1 Yleistä

Jos raudoitus on otettu huomioon kapasiteettia laskettaessa, katsotaan sen olevan korroosioherkkää, kun halkaisija on enintään 4 mm tai kun käytetään kylmämuokattuja teräksiä, joiden pitkäaikainen jännitys käyttötilassa on yli 400 N/mm².

4.1.2.2 Betoniteräs

Raudoitteet valmistetaan käyttäen voimassa olevien SFS-standardien mukaisia teräslaatuja ja hitsausliitoksia.

Muita teräslaatuja voidaan käyttää, jos on hankittu ennakkolta valtion teknillisen tutkimuskeskuksen lausunto niiden soveltuvuudesta käytettäväksi betoniraudoituksena.

4.1.2.3 Jänneteräs

Jänneterästen ominaisuuksista ja niiden käyttöön liittyvistä seikoista tulee olla riittävät ennakkoselvitykset jänneteräksiä koskevan varmennetun käyttöselosteen muodossa.

*4.1.2.4 Kuormia siirtävät metalliosat, nostoankkurit ja nostolenkit

Betonirakenteisiin tulevista jatkuvassa tuotannossa olevista metalliosista, joita käytetään siirtämään kuormia rakenteessa tai nostoankkurina elementtiä nostettaessa tai siirrettäessä, tulee olla niiden ominaisuuksia koskevat ennakkoselvitykset varmennetun käyttöselosteen muodossa. Muiden kuormia siirtävien tai nostoankkurina käytettävien metalliosien ominaisuudet selvitetään kyseessä olevien materiaalien mitoitusperiaatteisiin perustuvilla laskelmilla tai kokeiden perusteella.

Nostolenkit tehdään teräslaadusta Fe 37 B. Nostolenkit saadaan tehdä myös muusta teräslaadusta, jos niiden varmuudesta on valtion teknillisessä tutkimuskeskuksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys.

Hitsattavissa kiinnikkeissä kiinnitetään erityistä huomiota käytettävien metallien hitsattavuuteen. Nostolenkkien taivutettuja osia tai nostossa taipumiselle alttiita kohtia ei saa hitsata. Käytettäessä nostolenkkejä hyvin kylmissä olosuhteissa (alle -25°C), on erikseen varmistettava vaaditun varmuuden saavuttaminen.

Teräs- ja muut metalliosat, nostoankkurit ja nostolenkit, joiden betonipeite ei täytä kohdan 4.1.1.2 vaatimuksia tai jotka ovat muuten alttiina korroosiolle, on luotettavasti suojattava korroosiota vastaan. Ympäristöluokissa Y1 ja Y2 tällaiset osat tehdään korroosionkestävästä aineesta. Ympäristöluokassa Y2 saadaan kuitenkin teräsosat, jotka voidaan huoltaa, tehdä tavalisesta teräksestä, joka on luotettavasti suojattu korroosiota vastaan.

Kylmänä muokatusta metallista valmistettujen osien lujuutena pidetään tämän kohdan tarkoittamassa käytössä niiden hehkutuksen jälkeistä lujuutta.

4.2 Työnsuoritus

4.2.1 YLEISTÄ

Työnsuoritukseen luetaan kaikki ne työvaiheet, jotka ovat tarpeen näissä ohjeissa tarkoitettujen rakenteiden ja rakenneosien valmistamiseksi. Betonityönjohtaja johtaa työnsuoritusta.

Betonityönjohtajan on betonoinnin aikana oltava työpaikalla. Jollei 1-luokan työssä 1-luokan betonityönjohtaja ole jatkuvasti paikalla, tulee hänen alaisenaan olla työpaikalla 2-luokan betonityönjohtaja. Tällöin tulee 1-luokan betonityönjohtajan olla viivyttämättä työpaikalle saatavissa.

Valmisbetonin valmistuksesta vastaavalla henkilöllä tulee olla valmistettavan betonin rakenneluokan mukainen betonityönjohtajan pätevyys. Betonin valmistuksen aikana on paikalla oltava henkilö, jolla on riittäviksi katsottavat betonin valmistusta ja ominaisuuksia koskevat tiedot. Jos betonin valmistus on ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan valvonnassa, tarkastuksen suorittajalle ilmoitetaan, kuka toimii betonin valmistuksesta vastaavana henkilönä. Jollei betonin valmistus ole ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan valvonnassa, rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten selvitys siitä, että betonin valmistuksesta vastaavalla henkilöllä on rakenneluokan edellyttämä pätevyys.

4.2.2 MUOTIT JA NIIDEN TUKIRAKENTEET

Muottien tulee olla niin tiiviit, etteivät betonin hienot osa-aineet ja vesi pääse haitallisessa määrin vuotamaan muotista.

Muottien ja niiden tukirakenteiden tulee olla sellaiset, ettei niissä betonoinnin ja betonin kovettumisen aikana tapahdu haitallisia muodonmuutoksia ja että rakenne saa sallittujen mittapoikkeamien (kohta 4.2.7) rajoissa suunnitelmissa esitetyn muodon.

Muoteissa ei saa olla eikä niiden pintakäsittelyssä saa käyttää materiaaleja, jotka haitallisessa määrin vaikuttavat betonin, teräksen tai rakenteen ominaisuuksia heikentävästi.

Muotteja ja tukirakenteita varten laaditaan suunnitelma, ellei käytetä yleisesti hyväksi tunnettuja muotti- ja tukirakenneljärjestelmiä, jolloin noudatetaan niihin liittyviä ohjeita.

Suunnitelmaa laadittaessa otetaan huomioon myös työnsuorituksen aiheuttamat kuormitukset, kuten kaluston ja betonimassan aiheuttamat sysäykset sekä betonoitaessa esiintyvät vaakasuorat kuormitukset, joita syntyy esimerkiksi betonoitaessa kaltevia rakenteita.

Tukirakenteet saa purkaa, kun luotettavasti on todettu betonin kovettuneen niin paljon, että rakenteet mahdollisine varatukineen kestävästi niille tulevat rasitukset ja ettei niihin synny liian suuria muodonmuutoksia. Betonin lujuuden tulee olla vähintään 60 % nimellislujudesta, ellei piirustuksissa ole toisin esitetty tai ellei muuta erillistä selvitystä ole tehty.

Muottien ei-kantavat osat saadaan tarvittaessa purkaa, kun betoni on saavuttanut 5 MN/m^2 keskimääräisen puristuslujuuden. Erikoismenetelmiä käytettäessä muotit voidaan poistaa jo aikaisemmin edellyttäen, ettei rakenne tai betoni vahingoitu.

4.2.3 RAUDOITUSTYÖT

4.2.3.1 Yleistä

Raudoitteita tulee käsitellä siten, ettei niihin synny pysyviä muodonmuutoksia.

Betoniterästagot ja raudoitteet on varastoitava siten, etteivät ne joudu syövyttävien aineiden tai muiden haitallisten vaikutusten alaisiksi.

Raudoitus ei saa olla niin ruostunut, että ruosteisuus vaikuttaa haitallisesti sen lujuus- ja tartuntaominaisuuksiin. Korroosioherkkä raudoitus ja dynaamisesti rasitetun rakenteen raudoitus saa olla korkeintaan kevyesti pintaruostunut, jolloin raudoituksen pinnalla ei saa esiintyä syöpymiä. Muu raudoitus ei saa olla ruostunut siinä määrin, ettei se täytä standardin vaatimuksia.

*4.2.3.2 Raudoituksen valmistus ja asennus

Raudoitukset valmistetaan ja asennetaan piirustusten ja muiden mahdollisesti annettujen ohjeiden mukaisesti.

Ellei piirustuksissa ole toisin ilmoitettu, käytetään taivutussäteinä vähintään taulukon 4.6 mukaisia arvo-

ja. Pääraudoitukseen käytettävää tankonippua taivutettaessa käytetään taivutussäteenä taulukon 4.6 arvoja 1,5-kertaisina. Kevytsojabetonirakenteissa käytetään yksittäisiä tankoja taivutettaessa taulukon 4.6 arvoja 1,5-kertaisina ja tankonippuja taivutettaessa 2-kertaisina.

Raudoituksen jatkokset voidaan tehdä piirustusten osoittamissa paikoissa

- limijatkoksina
- hitsattavien teräslaatuojen osalta SFS-standardien mukaisilla hitsausmenetelmillä
- muhveilla tai muilla erikoisjatkoksilla.

Betoniterästankojen erikoisjatkosten ja erikoisankkurien ominaisuuksista ja käyttöön liittyvistä seikoista tulee olla hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys ja varmennettu käyttöseloste.

Raudoitteet puhdistetaan tartuntaa huonontavista aineista ennen muotteihin sijoittamista. Raudoitteet tuetaan muotteihin välikkeiden tai työraudoituksen avulla niin tiheästi ja sidotaan toisiinsa tarvittaessa työraudoitusta käyttäen niin lujasti, että raudoitteiden asema betonoinnin jälkeen täyttää kohdan 4.2.7 vaatimukset.

Samansuuntaisten tankojen ja jänteiden vapaan välin tulee kaikkialla, myös jatkosten kohdalla, olla vähintään suurin arvoista:

- betoniterästangoilla $\emptyset$, $\emptyset_n$ ja tartuntajänteillä $2 \emptyset$, $2 \emptyset_n$
- 1,2 kertaa runkoaineen suurin raekoko
- 25 mm tangoilla ja 50 mm suojaputkilla ellei käyttöselosteessa toisin edellytetä.

Rinnakkaisten limijatkosten kohdalla eri jatkoksiin kuuluvien tankojen vapaan välin tulee kuitenkin olla vähintään $2 \emptyset$.

Työraudoitus rinnastetaan muuhun raudoitukseen vapaata väliä määritettäessä.

Jännemenetelmän ominaisuuksista ja käyttöön liittyvistä seikoista, kuten taivutuksista, ankkureista ja jatkoksista, tulee olla riittävät ennakkoselvitykset esitettyinä varmennetun käyttöselosteen muodossa.

4.2.3.3 Hitsaustyöt

Betoniterästen hitsaustyöt on tehtävä siten, että hitsit ja hitsatut tangot saavat vaaditun lujuuden ja sitkeyden ottaen huomioon hitsausmenetelmistä johtuvat mahdolliset teräksen ominaisuuksiin kohdistuvat vaikutukset.

Hitsiliitokset tehdään ammattitaitoisia työntekijöitä käyttäen. Ennen työn aloittamista varmistetaan, että kaikki edellytykset työn onnistumiseen ovat olemassa. Hitsauskohdat on suojeltava tuulelta ja kosteudelta. Esikuumennusta on käytettävä, jos lämpötila on alle -10°C .

Raudoitteiden sisäisiin hitsausliitoksiin sovelletaan standardin SFS 1251 vaatimuksia.

Hitsatuissa raudoittaessa saa hitsauskohta olla taivutusalueessa vain, jos piirustuksiin on merkitty kyseisessä tapauksessa käytettävä taivutussäde. Tankojen hitsaus- ja erikoisjatkosten etäisyyden taivutuskäyrän alueesta tulee olla vähintään $10 \emptyset$ ellei taivutussäde ole suurempi kuin $50 \emptyset$.

4.2.3.4 Ankkurijänteitä koskevat lisäohjeet

Ennen asennusta ja betonointia tarkastetaan suojaputket ja paikataan mahdolliset reiät. Suojaputket tuetaan käyttöselosteen edellyttämien välimatkoin siten, etteivät ne pääse työn aikana siirtymään.

Suojaputkien päihin sekä ylimpiin ja tarvittaessa alimpiin kohtiin sijoitetaan apuputket injektointityötä varten.

4.2.4 BETONITYÖT

4.2.4.1 Yleistä

Betonitöitä varten laaditaan betonityösuunnitelma, jota tarkennetaan ennen kutakin betonointia tarvittavilta osin. Suunnitelmassa kiinnitetään tarpeen mukaan huomiota mm. seuraaviin seikkoihin:

- muotit ja niiden tukirakenteet
- raudoitus
- jako betonointiosiin
- perustiedot betonin ominaisuuksista

Taulukko 4.6

Tankojen sisäpuoliset taivutussäteet

Taivutussäteet		
Teräsluatu	Haat, koukut ja lenkit	Pääraudoitus
A400H, A400HW	$3 \emptyset$, kun $\emptyset \leq 12$; $5 \emptyset$, kun $\emptyset > 12$	$10 \emptyset$
A500H, A500HW	$3 \emptyset$, kun $\emptyset \leq 12$; $5 \emptyset$, kun $\emptyset > 12$	$12 \emptyset$
B500K	$3 \emptyset$	$12 \emptyset$
B500P	$2 \emptyset$	$12 \emptyset$
A600H	$5 \emptyset$	$15 \emptyset$
Fe 37 B	$1 \emptyset$	$6 \emptyset$

- betonointimenetelmä, betonin siirrot, tiivistäminen, betonointinopeus, työsaumat
- aikataulu, betonimenekki, työnjohto, henkilövahvuus, työvuorot, varautuminen häiriöihin, kokeiden vaatimat toimenpiteet
- jälkihoito, lujuuden ja muiden ominaisuuksien kehityksen seuranta, muottien ja tukirakenteiden purkaminen
- talvityöhön, lämpökäsittelyyn ja erityismenetelmiin liittyvät toimenpiteet.

4.2.4.2 Betonin valinta

Betonilaatu valitaan ottaen huomioon olosuhteet ja käytettävät työmenetelmät. Betonin koostumus tiettyä betonilaatua varten voidaan valita aikaisempien laadunvalvontatulosten perusteella. Ellei aikaisempia tuloksia ole käytettävissä, on tehtävä ennakkokokeet kysymyksen tulevien betonin ominaisuuksien osalta.

4.2.4.3 Valmistus

1- ja 2-luokan betonin kiinteät osa-aineet mitataan punnitsemalla. Vesi ja nestemäiset lisäaineet saadaan mitata tilavuusosin. Osa-aineet sekoitetaan koneellisesti tasalaatuiseksi betonimassaksi. Osa-aineiden mittaustarkkuuden tulee olla vähintään taulukon 4.7 mukainen.

Taulukko 4.7

Betonin osa-aineiden mittaustarkkuus, prosenttia

Betonin osa-aine	Rakenneluokka	
	1	2
Sementti	2 %	3 %
Runkoaine	3	5
Vesi ¹⁾	2	3
Lisäaineet	5	5
Muut aineet	3	5

¹⁾ vesimittarin tarkkuus

3-luokan betonin osa-aineet saadaan mitata tilavuusosin. Kun 3-luokan betoni valmistetaan työpaikalla, käytetään sementtiä vähintään taulukon 4.8 osoittamat määrät.

Taulukko 4.8

Työpaikalla valmistettavan 3-luokan betonin vähimmäisementtimäärät

Lujuusluokka	Sementtiä kg/m ³
K10	200
K15	250
K20	300

4.2.4.4 Betonimassan siirtäminen ja kuljetus

Betonimassa siirretään sekoittimelta betonointipaikalle niin, että massan ominaisuudet betonoinnin aikana ovat asetettujen vaatimusten mukaiset.

Kunkin valmisbetonierän kuormakirjaan merkitään

- a) valmistaja, tilaaja ja luovutuspaikka
- b) rakenneluokka
- c) lujuusluokka
- d) suurin raekoko
- e) notkeusluokka
- f) sementtilaatu
- g) lisäaineet, valmiste ja annostus
- h) muut aineet
- i) betonin määrä
- j) erityisominaisuudet ja -vaatimukset, kuten sovittu lämpötila
- k) valmistusaika ja päivämäärä
- l) kuljetussäiliön tyyppi.

4.2.4.5 Betonointi

Betonimassa sijoitetaan muotteihin siten, että se tulee kauttaaltaan tiivistetyksi ja liittyy saumattomasti muoteissa ennestään olevaan tuoreeseen betoniin ennen kuin tämä alkaa kovettua. Pystyrakenteiden betonoinnissa rajoitetaan nousunopeus siten, ettei haitallisia jälkipainumia synny. Rakenteen poikkileikkausmuutosten kohdalla pidetään tarvittaessa tauko tai suoritetaan jälkitiivistys.

Täytekiiviä saa käyttää riittävän paksuissa rakenteissa.

4.2.4.6 Jälkihoito

Rakenteet suojataan betonoinnin päätyttyä sään ja mahdollisten muiden tekijöiden haitallisilta vaikutuksilta.

Betonia kastellaan tai rakenteet suojataan kuivumiselta siten, että betonin lujuudenkasvu varmistetaan ja kuivumisesta aiheutuva halkeilu vältetään.

Rakenteet on tarvittaessa suojattava siten, että nopean jäähtymisen aiheuttamat haitat, kuten halkeilu, vältetään.

Kovettumisen alkuaikana noudatetaan rakenteita käsiteltäessä ja kuormitettaessa tarpeellista varovaisuutta.

4.2.4.7 Betonin lämpökäsittely

Betonin lämpökäsittelyllä tarkoitetaan lämmittämismenettelyä, jolla nopeutetaan betonin lujuuden kehitystä.

Betoni katsotaan lämpökäsitellyksi, jos

- betonimassan lämpötila betonoidessa on korkeampi kuin +40° C tai
- lämpötilan nousu kovettumisvaiheen aikana on suurempi kuin 25° C tai
- lämpötila kovettumisvaiheen aikana nousee korkeammaksi kuin 50° C.

Lämpökäsittelyn vaikutus betonin ominaisuuksiin selvitetään etukäteen kokeiden avulla. Kokeilla selvitetään lujuudenkehitystä ja lujuuskatoa sekä vaadittaessa betonin muitakin ominaisuuksia, kuten pakkasenkestävyyttä.

Ennakkokokkeiden sijasta voidaan käyttää hyväksi muuta laajempaa selvitystä, joka soveltuu käytettävään lämpökäsittelymenetelmään.

Selvityksen perusteella tehdään lämpökäsittelysuunnitelma. Lämpökäsittelyn tulee vastata ennakkokokkeita ja selvityksiä. Tarvittaessa kiinnitetään erityistä huomiota veden poistumisen estämiseen lämpökäsittelyn aikana ja sen jälkeen. Lämpökäsittelyn suunnitelman mukaisuutta seurataan työnaikaisella valvonnalla.

4.2.4.8 Massiivisten rakenteiden betonointi

Rakenne katsotaan massiiviseksi, jos se on mitoiltaan niin suuri, että on tarpeen ryhtyä toimenpiteisiin hydrataatiolämmöstä johtuvien tilavuudenmuutosten aiheuttaman halkeilun rajoittamiseksi. Erityistä huomiota kiinnitetään lämpötilaerojen ja -muutosten vaikutuksiin.

Massiiviset rakenteet betonoidaan käyttäen tarkoitukseen sopivaa sementtiä sekä sellaista betonin koostumusta ja sellaisia valmistusmenetelmiä, että rakenteen ominaisuuksille asetetut vaatimukset saavutetaan ja haittavaikutuksilta, mm. betonin halkeilulta vältytään. Ellei näin tehdä, selvitetään massiivisuuden vaikutukset erikseen tai sovelletaan kohdan 4.2.4.7 mukaista menettelyä.

4.2.4.9 Betonointi kylmällä säällä

Kylmällä säällä lämmitetään tarpeen mukaan betoniin käytettävä vesi ja runkoaine siten, että betonimassan lämpötila betonoidaessa on vähintään +5° C. Betonin valmistukseen ei saa käyttää runkoainetta jäätyneenä.

Kylmällä säällä betonoidaessa on huolehdittava siitä, että betoni kovettuu suunnitelmien mukaisesti. Rakenteiden lämmitystä jatketaan tarvittaessa niin kauan, että ne saavuttavat muottien tukirakenteiden purkamisajankohtana vaaditun lujuuden. Erityisesti otetaan rakenteita kuormitettaessa huomioon lämmityksen jälkeinen lujuudenkasvun hidastuminen kylmänä aikana.

Betoni ei saa jäätyä ennen kuin se on saavuttanut jäätymislujuuden 5 MN/m².

Betonimassan vastaiset pinnat, kuten betoni, kallio, perusmaa ja muotti, lämmitetään tarvittaessa ennakkolaita siten, että betonimassan jäätyminen estetään.

Betonin ominaisuuksien kehittymistä seurataan lämpötilamittauksin tai muulla luotettavalla tavalla.

4.2.4.10 Erityismenetelmät

Erityismenetelmiksi katsotaan esimerkiksi:

- ruiskubetonointi
- injektointi
- imubetonityöt
- liukuvalu
- vedenalainen betonointi.

Erityismenetelmien vaikutus betonin ominaisuuksiin on otettava huomioon ja tarvittaessa selvittävä etukäteen.

Erityismenetelmistä tulee olla kirjallinen työselitys. Betonityönjohtajan tulee olla perehtynyt erityismenetelmän käyttöön. Kaluston tulee olla tarkoitukseen sopiva.

Erityismenetelmiä koskevat soveltuvin osin samat ohjeet kuin tavallista työnsuoritusta.

4.2.4.11 Työsaumat

Työsaumat jaetaan niiden pintaominaisuuksien perusteella sileisiin ja karheisiin työsaumoihin.

Karhennuksen tulee syvyydeltään olla 2...5 mm. Vaakasuora työsauma voidaan karhentaa esimerkiksi harjaamalla betonin pinta ennen sitoutumista ja pystysuora käyttäen työsaumaverkkoja. Työtä jatkettaessa sauman tulee olla puhdas ja erityistä huomiota on kiinnitettävä betonin tiivistämiseen.

1-luokan rakenteissa on työsaumat aina esitettävä piirustuksissa. Myös 2- ja 3-luokan rakenteissa tarpeellinen leikkausraudoitus ja sauman paikka on sovittava suunnittelijan kanssa. Pakottavissa tilanteissa voidaan karhea työsauma kuitenkin tehdä ilman varsinaista suunnitelmaa. Tällöin on suunnittelijan tarkistettava työsauman kelvollisuus ennen työn jatkamista.

Jos rakenteelle on asetettu tiiviysvaatimuksia, käytetään työsaumassa saumanauhaa tai varmistutaan sauman tiiviyydestä muulla luotettavalla tavalla.

4.2.4.12 Betonitöiden yhteydessä tehtävät työt

Reiät, syvennykset ja laitteiden asennusta tai kiinnittämistä varten tarpeelliset työt tehdään suunnitelmien mukaisesti.

4.2.5 BETONIELEMENTTEJÄ KOSKEVAT ERITYISOHJEET

4.2.5.1 Valmistus

Elementtien valmistusta koskevat soveltuvin osin samat ohjeet kuin muuta työnsuoritusta.

Elementit merkitään seuraavin tiedoin:

- a) valmistaja
- b) valmistuspäivämäärä ja tunnus
- c) elementin paino
- d) elementin käsittelyasento, nostokohdat ja -tapa, jos on olemassa väärinkäsityksen vaara
- e) muut tarpeelliset tiedot.

Elementtien betonin lujuuden on toimitettaessa oltava kuljetuksen ja asennuksen aikaisen kuormituksen huomioonottaen riittävä ja yleensä vähintään 70 % asetetusta lujuusvaatimuksesta. Lujuus saa olla pienempi, ei kuitenkaan alle 50 % asetetusta lujuusvaati-

muksesta, jos elementin kuljetuksen ja asennuksen aikaista kapasiteettia ei ylitetä ja erityisesti varmistutaan lujuuden jatkokehityksestä.

4.2.5.2 Käsittely ja asennus

Asentamista johtavan henkilön on tunnettava rakenteen tarkoitus ja toiminta.

Elementit varastoidaan ja niitä käsitellään valmistajan ja suunnittelijan antamien ohjeiden mukaan.

Työmaalla tulee olla elementtien asennussuunnitelma, jonka rakenteiden pääsuunnittelija osaltaan on hyväksynyt. Suunnitelman tulee sisältää seuraavat tiedot tarvittavilta osiltaan:

- asennusjärjestys
- mittausjärjestelmä ja toleranssit
- vähimmäistukipinnat
- asennuksen aikainen tuenta sekä yksittäisen elementin ja koko rakenteen asennusaikaiset vakuustarkastelut
- elementtien kiinnittäminen
- kiinnityshitsaukset materiaaleineen
- muut tarpeelliset tiedot.

Erityisesti huolehditaan siitä, ettei asennuksessa synny haitallisia mittavirhekasautumia.

Asentamisen jälkeen tulee elementeistä tai elementit paikantavista asiakirjoista voida todeta valmistuspäivämäärä ja tunnus, kunnes rakenteen kelpoisuus on todettu.

4.2.5.3 Saumaus

Kantavan sauman tekemistä koskevat samat vaatimukset kuin vastaavaa betonirakennetta.

Saumaussessa on käytettävä sellaisia materiaaleja ja työmenetelmiä, että sauma saavuttaa edellytetyt ominaisuutensa kulloinkin vallitsevissa olosuhteissa.

Kantavan sauman tulee olla mitoiltaan sellainen, että se käytettävällä työmenetelmällä saadaan hyvin täytenä.

Elementit, jotka liitetään suoraan toisiaan vasten käytettävällä saumassa joko ohutta epoksiliimakerrosta tai ilman sitä, on tehtävä riittävän mittatarkkoja ja varus-

tettava ohjauksella, jonka avulla osat saadaan tarkasti paikoilleen niitä yhteenliitettäessä.

4.2.6 JÄNNITTÄMISTÖITÄ KOSKEVAT ERITYISOHJEET

Jännittämistöistä laaditaan jännittämissuunnitelma, joka sisältää seuraavat asiat:

- tartuntajänteet
 - menetelmäkuvaus
 - jännittämisvoimat ja venymät
 - jännevoiman siirtotapa ja -järjestys sekä betonilta tällöin vaadittu lujuus
 - muut tarpeelliset tiedot kuten ankkurointiliukumat
- ankkurijänteet
 - menetelmäkuvaus, kuten jänteiden tyypit ja ominaisuudet
 - asennuspiirustus
 - jännittämisjärjestys
 - jännittämisvoimat ja venymät
 - ankkurointiliukumat ja niiden toleranssit
 - muotin tukirakenteiden säätö ja purkaminen jännittämistyön aikana
 - betonin lujuus jännittämistyön eri vaiheissa
 - muut tarpeelliset tiedot.

Jännevoiman suurin sallittu poikkeama jännittämissuunnitelmassa esitetystä arvosta saa yhdessä jänteesä olla korkeintaan $\pm 5\%$ ja jänteiden yhteenlasketussa voimassa $\pm 3\%$. Jos laskettuja venymäjä ei mainituilla voiman arvoilla saavuteta, on syy selvitettävä ja tehtävä uusi jännittämissuunnitelma. Jännittämistyössä käytetään kalibroituja kalustoa. Kalibrointi uusitaan tarpeen mukaan.

Jännittämistyöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- jänteen voima (kalibroidut arvot) ja kimmoisen venymä jännittämisvaiheittain
- muut tarvittavat jännittämiseen vaikuttavat asiat.

Injektointityö saadaan aloittaa, kun suunnittelija on hyväksynyt jännittämistyön. Injektointityö tehdään viivyttämättä ja siten, että laasti täyttää suojaputken. Injektointityö saadaan siirtää myöhempään ajankoh-

Taulukko 4.9

Rakenteen poikkileikkauksen mittojen ja pääraudoituksen sijainnin sallitut mittapoikkeamat

Rakenneluokka	$\frac{a}{d} \leq 200$ Δmm	$200 < \frac{a}{d} \leq 500$ Δmm	$500 < \frac{a}{d} \leq 2000$ Δmm	$\frac{a}{d} > 2000$ Δmm
1	5	10	20	30
2	10	20	30	50

a = poikkileikkauksen mitta tarkasteltavassa suunnassa, mm

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus, mm

Δ = sallittu mittapoikkeama, mm

taan, jos on ryhdytty tarpeellisiin toimenpiteisiin jänneiden korroosiovaaran välttämiseksi. Injektointityötä koskevat soveltuvien osien betonitöitä koskevat ohjeet.

Injektointityöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- injektointikohteet
- laastin koostumus
- rakenteen, laastin ja ilman lämpötila
- laastilla tehdyt kokeet kuten notkeus, vedenerottaminen, tilavuudenmuutos, puristuslujuus
- työaika, työpaine
- laastimenekki injektointikohteittain
- muut tarpeelliset tiedot.

4.2.7 MITTAPOIKKEAMAT

Raudoituksen aseman ja rakenteen mittojen on täytettävä taulukon 4.9 vaatimukset, ellei suunnitelmissa ole toisin esitetty. Suuremmat mittapoikkeamat voidaan hyväksyä, jos osoitetaan, että niistä ei ole haittaa rakenteen varmuudelle, toiminnalle tai muille rakennosille.

Kun rakenteen poikkileikkauksen mitta tai tehollinen korkeus on pienempi kuin 40 mm, suunnittelija harkitsee sallitut mittapoikkeamat erikseen ja merkitsee ne piirustuksiin.

Betonipeitteen paksuus ei saa alittaa kohdassa 4.1.1.2 esitettyjä arvoja enempää kuin 5 mm. Betonipeite ei kuitenkaan missään kohdassa saa olla ohuempi kuin 10 mm.

Ankkurointi-, jatkos- ja tartuntapituudet saavat alittaa korkeintaan 20 mm, kun $\varnothing \leq 16$ mm ja 40 mm, kun $\varnothing > 16$ mm.

Jännitetyn palkin sivukäyryys ei saa olla suurempi kuin 0,1 %. Kuitenkin, jos palkin kuormitetun reunan poikittainen siirtymä on luotettavasti estetty, sivukäyryys saa olla 0,2 %.

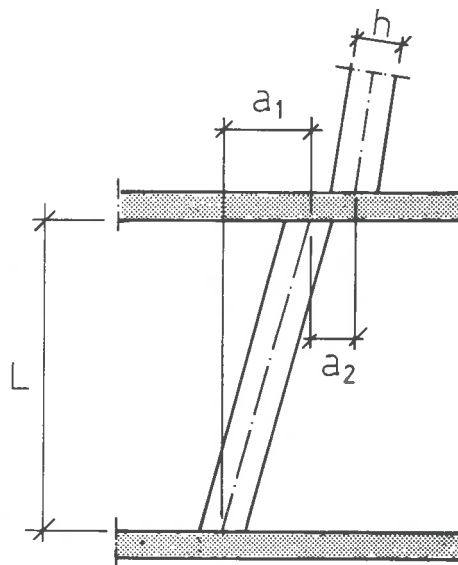
Pilarin tai seinän akselin käyryys saa olla korkeintaan 0,3 %. Pilarin tai seinän kaltevuus a_1/L saa olla korkeintaan 1/150. Päälekkäisten pilarien tai seinien sijaintipoikkeama a_2 välipohjan tai muun riittävän sivutuen kohdalla saa olla korkeintaan $h/20$, missä h on pilarin tai seinän poikkileikkauksen mitta tarkasteltavassa suunnassa. Sijaintipoikkeaman a_2 ei kuitenkaan tarvitse olla pienempi kuin 15 mm eikä suurempaa poikkeamaa kuin 50 mm sallita. Sijaintipoikkeamien a_1 ja a_2 yhteisvaikutuksen tulee täyttää ehto

$$a_1 + a_2 \leq \frac{L}{150} + \frac{h}{20}$$

Lisäksi on huolehdittava siitä, etteivät pystysuorien rakenteiden poikkeamat haitallisesti kasaannu samaan suuntaan.

Rakennneosien muut sallitut mittapoikkeamat, kuten

pituus-, muoto- ja asennustarkkuus, harkitaan erikseen ja merkitään tarvittaessa piirustuksiin tai muihin asiakirjoihin.



Kuva 4.1

Pilarin kaltevuus a_1/L ja sijaintipoikkeama a_2

5

LAADUNVALVONTA

5.1 Yleistä

Betonirakenteiden kelpoisuuden varmistamiseksi on suoritettava valmistuksen laadunvalvontaa. Betonin valmistuksesta, betonoinnista ja sen jälkeen tapahtuvasta käsittelystä tehdään laadunvalvonnan yhteydessä muistiinpanot, joiden perusteella on tarvittaessa mahdollista jälkikäteen selvittää työnsuorituksen tapahtumat.

Valmisbetonin ja betonielementtien valmistusta kutsutaan tarkastetuksi, jos sen laadunvalvonta on sisäasiainministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan tarkastuksen alainen.

Betonirakenteiden valmistuksen laadunvalvontaan kuuluu betonin valmistuksen ja rakenteiden valmistuksen valvonta. Betonin valmistuksen valvonta käsittää osa-aineita koskevat kokeet, betonin ennakkokokeet ja valmistuksen aikaiset kokeet. Rakenteiden valmistuksen laadunvalvonta kohdistuu muotti- ja tukirakenteisiin, raudoitukseen, betonointiin, tiivistämiseen, jälkihoitoon ja lämpökäsittelyyn.

1-luokan ja tarpeen mukaan 2-luokan betonin valmistuksessa sekä aina valmisbetonilaitoksissa tulee olla betoniteknologiaan riittävästi perehtynyt betonilabo-

ranti valmistuspaikalla suoritettavia laboratoriotöitä varten. Rakennuspaikalla betonimassalla tehtävien kokeiden suorittajan tulee olla näytteenottoon ja betonimassakokeisiin perehtynyt henkilö.

Kaikki laadunvalvontakokeiden tulokset merkitään muistiin. Valmisbetonin valmistuksen laadunvalvontaa koskevat asiakirjat säilytetään vähintään kolme vuotta. Muut laadunvalvonta-asiakirjat säilytetään vähintään yhden vuoden ajan rakennuksen käyttöön-otosta laskien.

1- ja 2-luokan betonin valmistuksesta valmisbetonilaitoksessa tai rakennuspaikalla tehdään seuraavat muistiinpanot:

- valmistusajankohta
- koostumus ja sen muutokset
- eri betonilaatujen valmistusmäärät ja toimitusosoitteet
- osa-aineiden valvonta
- betonin ennakkokokeet
- betonin laadunvalvonta- ja kelpoisuuskokeet sekä niiden tulokset
- laitteistojen ja kaluston tarkastukset
- muut tarpeelliset asiat.

1- ja 2-luokan rakenteiden valmistuksesta tehdään seuraavat muistiinpanot sopivilta osiltaan betonointipöytäkirjan muodossa tai asiakirjat talteen ottamalla:

- rakennustyömaan tai elementtitehtaan tunnustiedot, betonityönjohtajat, betonilaborantit ja heidän työaikansa
- valmisbetonin kuormakirjat sekä rakennuspaikalla tehtävien kelpoisuuskoekappaleiden tunnukset
- betonointiolosuhteita koskevat tiedot ja niiden vaatimat toimenpiteet
- betonimäärät betonointijaksoittain
- betonointitapa
- betonoinnin alkaminen ja päättyminen, työssä ilmenneet hankaluudet, muottien ja tukirakenteiden purkamisajankohta ja sen määrittäminen, betonin jälkihoidto ja lämpökäsittely, betonin lämpötilan seuranta
- elementtien käsittely ja varastointi
- muottien ja raudoituksen valvontatoimenpiteet
- elementtien ja raudoitteiden vastaanottotarkastukset
- rakennustarkastajan määräykset
- rakenteiden tarkastukset
- muut tarpeelliset asiat.

5.2 Betonin laadunvalvonta

5.2.1 BETONIN OSA-AINEET

Betonin valmistuksessa käytettäväksi aiottujen osa-aineiden laatu todetaan kokein ennen betonin valmistuksen aloittamista.

Sementin osalta noudatetaan rakentamismääräyskoelman määräyksiä. Sementti testataan, jos on erityistä syytä epäillä sen laatua tai kelpoisuutta.

Runkoaineen laatua valvotaan betonin valmistuksen aikana. 1- ja 2-luokan betonia valmistettaessa tutkitaan osa-aineiden tarvittavat ominaisuudet siten, että niistä ollaan jatkuvasti selvillä.

Runkoaineista testataan puhtaus, rakeisuus, kosteus sekä tarvittaessa tiheys, vedenimukyky ja muut betonin laatuun vaikuttavat ominaisuudet. Huokoisia runkoaineita käytettäessä on tiheys ja vedenimeytyminen aina testattava.

Lisäaineen annostus selvitetään käyttöselosteiden tietojen ja koeseosten avulla ennakolta. Jos lisäainetta käytetään yhdessä jonkin toisen lisäaineen kanssa, selvitetään aineiden yhteensoveltuvuus, annostelujärjestys ja vaikutukset ennakkokokeilla. Lisäaineiden vaikutuksia valvotaan betonin valmistuksen ja betonoinnin aikana tarkoitukseen sopivia menettelytapoja käyttäen.

5.2.2 BETONIN ENNAKKOKOKEET

Betonimassan oikean koostumuksen selvittämiseksi tehdään tarvittaessa ennakkokokeita, joilla selvitetään suunnitelmien edellyttämät ominaisuudet, kuten puristuslujuus, vedenpitävyys ja pakkasenkestävyys.

Betonimassa valmistetaan ennakkokokeissa käyttäen samoja osa-aineita kuin itse betonoinnissa. Koekappaleita tehdään riittävä määrä siten, että betonin ominaisuuksista saadaan luotettava käsitys.

Betonin jatkuvan valmistuksen yhteydessä, esimerkiksi valmisbetonilaitoksissa ja elementtien valmistuslaitoksissa, voidaan ennakkokokeiden sijasta käyttää tuotannosta saatavaa aikaisempaa tietoa.

5.2.3 BETONIN VALMISTUKSEN AIKAISET KOKKEET

Betonimassan laatua valvotaan toisaalta betonin valmistuksen ja toisaalta betonoinnin aikana. Betonimassan notkeutta ja vaadittaessa ilmapitoisuutta ja muita ominaisuuksia valvotaan sopivaa mittaustapaa käyttäen. Koekappaleita tehtäessä mitataan betonimassan notkeus ja lämpötila.

Betonin lujuudenkehitystä seurataan esim. lämpötilamittausten tai koekappaleiden avulla. Näitä menetelmiä käytetään suunnitelmien edellyttämän lujuuden varmistamiseen sekä tarvittaessa mm. jäätymislujuuden, muottienpurkamislujuuden ja jännitettyjen rakenteiden jännittämisajankohdan määrittämiseen.

5.2.4 VALMISBETONIN VASTAANOTTO-TARKASTUS

Toimitetun valmisbetonierän kuormakirja tarkastetaan ja todetaan silmämääräisesti, että betoni vastaa tilausta. Koekappaleiden valmistuksen yhteydessä ja muu-

toin sopivin aikavälein mitataan betonimassan notkeus ja tarvittaessa muut betonimassalta vaaditut ominaisuudet, kuten ilmamäärä.

5.3 Rakenteiden valmistuksen laadunvalvonta

5.3.1 BETONI- JA JÄNNETERÄSTEN, RAUDOITTEIDEN JA MUIDEN METALLIOSIEN SEKÄ ELEMENTTIEN VASTAANOTTOTARKASTUKSET

Betoni- ja jänneteräokset sekä valmiit raudoitteet tarkastetaan silmämääräisesti ja otetaan talteen sulatusta ja valssausta ja valmistuserää koskevat tiedot. Betoniterästen valssausmerkeistä tai nippulapuista tarkistetaan, kuuluvatko teräokset laadunvalvontasopimusten piiriin.

Muut metalliosat tarkastetaan silmämääräisesti ja otetaan talteen aineistodistukset tai vastaavat selvitykset. Eriytystä huomiota kiinnitetään hitsausliitoksiin.

Elementtien vastaanottotarkastuksessa suoritetaan silmämääräinen tarkastus sekä lisäksi mittojen tarkastus, ellei elementtien valmistajan pitämän pöytäkirjan nojalla elementtien voida todeta täyttävän niille asetettuja mittavaatimuksia. Elementtien tunnustiedot otetaan talteen. Virheellisiä tai vahingoittuneita elementtejä ja raudoitteita saa käyttää vain, jos ne on asianmukaisesti korjattu tai jos vahingoittuminen tai virheellisyys on niin vähäistä, ettei se vaikuta haitallisesti rakenteiden suunnitelmien mukaisiin ominaisuuksiin.

5.3.2 TYÖNSUORITUKSEN LAADUNVALVONTA

Betonityönjohtaja valvoo rakenteiden valmistuksen aikana, että noudatetaan muoteista ja niiden tukirakenteista, raudoitustöistä, betonitöistä, betonielementtien asennuksista ja saumauksista, jännittämistöistä ja mittatarkkuuksista annettuja ohjeita ja että laaditaan asiaankuuluvat muistiinpanot.

RAKENTEIDEN KELPOISUUDEN TOTEAMINEN

6.1 Yleistä

Kohdassa 6 esitetään betonirakenteiden kelpoisuuden toteamiseksi tehtävät vähimmäistoimenpiteet.

Betonirakenteiden kelpoisuus todetaan osoittamalla materiaalien laatu niistä annettujen määräysten ja ohjeiden mukaisesti tai arvostelemalla materiaalien laatu rakenteen valmistuksen yhteydessä tehtävien kelpoisuuskokeiden tai valmiista rakenteesta otettujen näytteiden perusteella. Laadunvalvontasopimusmenettelyn piiriin kuuluvien tuotteiden kelpoisuutta ei erikseen tarvitse todeta. Lisäksi tarkastetaan rakenteet ja varmistetaan siitä, että näiden ohjeiden edellyttämät työnaikaiset tarkastukset on hyväksyttävästi tehty.

6.2 Rakennussementin kelpoisuus

Jos rakennussementistä on tehty laadunvalvontasopimus valtion teknillisen tutkimuskeskuksen ja teknillisen tarkastuskeskuksen kanssa, ei rakenteiden valmistuspaikkakohtaisia kelpoisuuskokeita sementin osalta tarvita. Muissa tapauksissa sementin kelpoisuus todetaan Rakentamismääräyskokoelman määräysten edellyttämällä tavalla.

6.3 Betonin kelpoisuus

6.3.1 YLEISTÄ

1- ja 2-luokan rakenteiden betonin kelpoisuus arvostellaan normikokeiden tai rakennekokeiden avulla.

3-luokan rakenteiden betonin kelpoisuus voidaan arvostella ilman koekappaleita, jos käytettävissä olevien tietojen nojalla voidaan arvioida betonin ominaisuuksien täyttävän niille asetetut vaatimukset.

Injektiolaastin ja rakenteellisen saumaustaastin kelpoisuus todetaan kohtien 6.3.8 ja 6.3.9 mukaisesti. Laastin kelpoisuuden toteamista koskee soveltuvin osin se, mitä on sanottu betonin kelpoisuuden toteamisesta.

Betonin ominaisuuksista todetaan

- puristuslujuus
- tiheys, jos vaadittu

- pakkasenkestävyys (esimerkiksi suojahuokossuhde), jos vaadittu
- vedenpitävyys, jos vaadittu
- muut ominaisuudet, jos vaadittu.

Betonin puristuslujuus arvostellaan laskemalla kunkin arvosteluerän vertailulujuus. Betoni on hyväksyttävää, jos arvosteluerän vertailulujuus täyttää asetetun lujuusvaatimuksen eikä erityisen huonoja yksittäisiä koetuloksia esiinny.

Kuitenkin jos jokaisesta työhön käytetystä betoniannostuksesta tai valmisbetonia käytettäessä jokaisesta kuormasta valmistetaan koekappale, annos tai kuorma on hyväksyttävä silloin, kun koetulos täyttää lujuusvaatimuksen. Arvosteltaessa tällä tavalla kolmea annosta tai kuormaa suurempia betonointikokonaisuuksia, saa yksi koetulos alkavaa kymmentä kohden alittaa lujuusvaatimuksen, ei kuitenkaan enempää kuin 15 %.

Erikoisbetonointimenetelmien, lämpökäsittelyn ja massiivisten rakenteiden kovettumisolosuhteiden vaikutus betonin lujuudenkehitykseen selvitetään etukäteen rakennekokein tai arvioidaan muutoin riittävällä tarkkuudella sekä otetaan huomioon betonin suhteutuksessa. Varsinaisessa valmistuksessa saadaan betonin kelpoisuus todeta normikokein, jos etukäteisselvityksessä tai muussa selvityksessä on todettu normikokeen ja rakennekokeen tulosten välinen ero. Normikokeiden tulosten perusteella lasketun vertailulujuuden tulee olla etukäteisselvityksen edellyttämällä tavalla rakennekokeelle asetettua lujuusvaatimusta korkeampi. Lämpökäsittelyn aiheuttama lujuuskato tarkistetaan tarpeen mukaan. Elementtien valmistuslaitoksessa lujuusero tarkistetaan vähintään kerran vuodessa ja aina kun lämpökäsittelymenetelmä tai lujuuseroon vaikuttavat materiaalitekijät oleellisesti muuttuvat. Tiedot etukäteisselvitysten ja tarkistuskokeiden tuloksista toimitetaan rakennustarkastajalle tai tarkastuksen suorittajalle samalla tavalla kuin kelpoisuuskoekappaleiden tulokset.

6.3.2 KOESUUNNITELMA

Näytteiden ottoa ja kokeita varten laaditaan koesuunnitelma. Suunnitelman laatijan tulee olla perehtynyt työn kohteena olevien rakenteiden toimintaan sekä käytettävien kokeiden tarkoitukseen. Koesuunnitelmassa esitetään kaikki kokeet, jotka ovat tarpeen betonin kelpoisuuden toteamiseksi.

Koesuunnitelmaan kuuluva koekappale on testattava ja sen tulos on otettava vertailulujuuslaskelmassa huomioon, ellei sitä voi perustellusti pitää sellaisena, että laskelman tulos muodostuu harhaanjohtavaksi.

Jos betonin valmistus- tai betonointiolosuhteet muuttuvat työn aikana esimerkiksi betonin koostumuksessa tai käsittelyssä tapahtuneen olennaisen muutoksen tai yli 2 kuukauden keskeytyksen johdosta, tarkastetaan suunnitelma muuttuneita olosuhteita vastaavaksi.

Jos valmisbetonilaitos toimittaa betonimassan, sovi-taan vastaanottotarkastuksesta, näytteenotosta, koekappaleiden teosta, säilytyksestä ja tarvittaessa mas-san lämpötilasta sekä muista seikoista, joilla on merki-tystä betonin kelpoisuuden toteamisen kannalta, kuten valmistuslaitoksen keskihajonnan ilmoittamisesta.

6.3.3 BETONIN PURISTUSLUJUUS NORMIKOKEIN

6.3.3.1 Koekappaleet

Koekappaleet valmistetaan, säilytetään ja testataan standardin SFS 4474 mukaisesti.

Kelpoisuuden toteamiseen tarkoitetut normikoekappaleet tehdään työmaalla ja elementtien valmistuslaitoksessa ja säilytetään siellä vähintään yhden vuoro-kauden ajan, minkä jälkeen ne saadaan siirtää säilytetäväksi muualle.

Tarkastetun valmistuksen yhteydessä valmistuslaitok-sessa tehtyjen normikokeiden tuloksia voidaan kuiten-kin käyttää rakenteiden betonin kelpoisuuden arvoste-luun jäljempänä esitetyllä tavalla.

6.3.3.2 Arvosteluerät ja koekappalemäärät

6.3.3.2.1 Rakennuspaikka

Rakennuspaikalla betonoitavat rakenteet jaetaan ra-kenne- ja lujuusluokittain arvostelueriin, joita muo-dostettaessa otetaan huomioon rakenne- ja betonointi-kokonaisuudet, aikataulu, arvosteluikä ja betonin val-mistaja. Betonin kelpoisuuden toteamiseksi valmiste-taan arvostelueristä rakennuspaikalla koekappaleita vähintään taulukon 6.1 osoittama määrä.

Missään työssä ei kuitenkaan tarvitse valmistaa use-ampia kuin yksi koekappale kustakin betoniannokses-ta tai kuormasta.

Taulukko 6.1

Arvosteluerät ja arvosteluerää kohden tehtävien kel-poisuuskoekappaleiden vähimmäismäärät rakennus-paikalla

Lujuus-luokka	Betonin val-mistuksen valvonta	Arvosteluerän suuruus V, m ³	Koekappaleita arvosteluerästä kpl
≤K30	Tarkastettu valmistus	<150 150...900 >900	3 ¹⁾ 6 V/150
	Tarkastamaton valmistus	<75 75...675 >675	6 9 V/75
≥K35	Tarkastettu valmistus	<100 100...600 >600	3 ¹⁾ 6 V/100
	Tarkastamaton valmistus	<50 50...450 >450	6 9 V/50

¹⁾ Vertailulujuuslaskelmassa käytetään lisäksi keskiarvoa laskettaessa kolmea valmisbetonilaitoksen ajallisesti lähinnä vastaavaa tulosta.

Vertailulujuustulokset ilmoitetaan arvosteluerittäin rakennustarkastajalle.

Alle 150 betonikuutiometrin, merkitykseltään vähäisissä 2-luokan betonityökohteissa, joissa lujuusluokka on enintään K25 ja betonin valmistus on tarkastettu, ei työmaakoekappaleita tarvitse tehdä. Rakennuspaikalla tulee kuitenkin olla tiedot, joiden perusteella saadaan selville käytetyn betonin valmistaja ja tunnustiedot. Vajaalaadun ilmetessä tarkastuksen suorittaja tekee ilmoituksen rakennustarkastajalle.

6.3.3.2.2 Valmisbetonilaitokset

Valmisbetonilaitoksissa tehdään betonin valmistuksen yhteydessä kussakin lujuusluokassa ja laadunarvosteluiässä vähintään taulukossa 6.2 esitettyjen näytteenottovälien edellyttämät koekappaleet, jotka testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa. Tarkastetussa valmistuksessa saadaan tarkastuksen suorittajan päätöksellä edellä mainituista koekappaleista testata valmistajan laboratorioissa osa, jonka suuruus yleensä on puolet, mutta joka erityisten hyväksytyssä koetuslaitoksessa tarkastuksen suorittajan ohjeiden mukaan tehtyjen tasotarkistusten tulosten perusteella voidaan vahvistaa suuremmaksikin kuin puolet.

Taulukko 6.2

Enimmäisnäytteenottovälit valmisbetonilaitoksessa.

Lujuusluokka	Näytteenottoväli enintään ¹⁾ m ³	Valmistuspäivää
≤K30	150	3
≥K35	100	2

¹⁾ Näytteitä ei kuitenkaan tarvitse ottaa useammin kuin 20 m³ välein.

Tarkastettu valmisbetonilaitos ilmoittaa puristuslujuustuloksensa hyväksytylle tarkastuksen suorittajalle tämän antamien ohjeiden mukaisesti. Hajonta-arvojen ilmoittamisesta betonin vastaanottajalle sovitaan kohdan 6.3.2 mukaisesti.

Tarkastamaton valmisbetonilaitos ilmoittaa normikokeiden tulokset kullekin rakennuspaikalle sinne toimitettujen lujuusluokkien osalta kuukausittain.

6.3.3.2.3 Elementtien valmistuslaitokset

Betoni-elementit jaetaan yleensä kuukausittain rakenne- ja lujuusluokittain arvostelueriin, joita muodostettaessa otetaan huomioon betonimassan tyyppi, arvosteluikä ja betonin valmistaja. Lujuusluokassa voidaan kuitenkin muodostaa useampia arvostelueriä, jos halutaan seurata erikseen tiettyjen elementtityyppien betonin puristuslujuutta.

Betonin kelpoisuuden toteamiseksi valmistetaan koekappaleita vähintään taulukon 6.3 mukaisin välein ja kustakin arvosteluerästä vähintään yhdeksän koekappaleita. Tarkastetussa valmistuksessa käytettäessä vähintään 25 tulokseen perustuvaa keskihajonta-ar-

voa, vähimmäismäärä on kuitenkin kuusi koekappaleita. Jos kuukaudessa kertyy vähemmän kuin yhdeksän tai vastaavasti kuusi koetulosta, voidaan arvosteluerää laajentaa ajallisesti taaksepäin mainitun vähimmäismäärän saavuttamiseksi, ei kuitenkaan neljää kuukautta pitempää jaksoa käsittäväksi.

Taulukko 6.3

Kelpoisuuskoekappaleiden enimmäisnäytteenottovälit elementtien valmistuslaitoksessa

Lujuusluokka	Näytteenottoväli enintään ¹⁾ m ³	Valmistuspäivää
≤K30	75	3
≥K35	50	2

¹⁾ Näytteitä ei kuitenkaan tarvitse ottaa useammin kuin 20 m³ välein, ellei pienempi näytteenottoväli ole tarpeen arvosteluerän vähimmäiskoekappalemäärän vuoksi.

Tarkastetussa valmistuksessa saadaan tarkastuksen suorittajan päätöksellä edellä mainituista koekappaleista testata valmistajan laboratorioissa osa, jonka suuruus yleensä on puolet, mutta joka erityisten hyväksytyssä koetuslaitoksessa tarkastuksen suorittajan ohjeiden mukaan tehtyjen tasotarkistusten tulosten perusteella voidaan vahvistaa suuremmaksikin kuin puolet.

Jos elementtien valmistuslaitos hankkii käyttämänsä betonin valmisbetonilaitokselta, noudatetaan koekappalemäärien suhteen rakennuspaikkaa koskevia, kohdan 6.3.3.2.1 sääntöjä.

Tarkastettu elementtien valmistuslaitos ilmoittaa vertailulujuuslaskelmiensa tulokset kuukausittain tarkastuksen suorittajalle tämän antamien ohjeiden mukaisesti. Vajaalaadun ilmetessä tarkastuksen suorittaja tekee ilmoituksen rakennustarkastajalle.

Tarkastamattoman elementtien valmistuslaitoksen puristuslujuustulosten ja vertailulujuuslaskelmien tulee olla rakennuspaikalla rakennustarkastajaa varten niiden lujuusluokkien osalta, joista valmistettuja elementtejä rakennuspaikalla on käytetty.

6.3.4 BETONIN PURISTUSLUJUUS RAKENNEKOEKIN

6.3.4.1 Koekappaleet

Näytteenottokohdat valitaan koesuunnitelman mukaisesti satunnaisperiaatetta noudattaen huolehtimalla samalla siitä, ettei rakenteen toimintaan vaikuteta haitallisesti. Näytteet irrotetaan tarkoituksenmukaisin välinein ja menetelmin asiantuntevan henkilön toimesta. Näytteet toimitetaan irrotuksen jälkeen viipymättä huolellisesti pakattuina hyväksytyyn koetuslaitokseen, joka valmistaa koekappaleet sekä säilyttää ja testaa ne.

Rakennekoekappaleina käytetään yleensä halkaisijaltaan 100 mm lieriöitä, joiden halkaisijan ja korkeuden suhde on $1 \pm 0,05$. Tarvittaessa voidaan käyttää halkaisijaltaan muunkin kokoisia lieriöitä.

6.3.4.2 Arvosteluerät ja koekappalemäärät

Rakenteet jaetaan arvostelueriin rakenne- ja lujuusluokittain ja siten, että arvosteluerään kuuluvien rakenteiden valmistus-, jälkihoito- ja mahdolliset lämpökäsittelymenetelmät eivät oleellisesti poikkea toisistaan.

Tarvittava koekappalemäärä määritetään arvosteluerittäin. Koekappaletarvetta määritettäessä pidetään lähtökohtana taulukon 6.1 koekappalemääriä. Koekappaleiden vähimmäismäärä on 6 kpl.

6.3.5 VERTAILULUJUUSLASKELMA NORMIKOKEITA KÄYTETTÄESSÄ

Ennen laskutoimituksia yksittäiset koetulokset muutetaan 150 mm särmäisen kuution lujuuksiksi taulukon 4.5 perusteella. Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti. Lujuudet ilmoitetaan $0,5 \text{ MN/m}^2$ tarkkuudella.

Vertailulujuus K_k lasketaan kaavasta

$$K_k = f_{cm} - k \cdot s,$$

missä f_{cm} on koetulosten keskiarvo

k on kerroin

s on keskihajonta, jonka arvo saadaan lausekkeesta

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n - 1}}$$

missä f_{ci} on yksittäinen koetulos

n on koetulosten lukumäärä

Jos hajontalaskelma perustuu pienempään koetulosten lukumäärään kuin 25, ei keskihajonnan arvona saa käyttää pienempää arvoa kuin 2 MN/m^2 . Vertailulujuus ilmoitetaan 1 MN/m^2 tarkkuudella.

Keskiarvo ja keskihajonta lasketaan jäljempänä esitettyjä poikkeuksia lukuunottamatta arvosteluerästä saaduista koetuloksista. Kertoimen k arvo riippuu koetulosten määrästä taulukon 6.4 mukaisesti, paitsi tarkastetun valmistuksen yhteydessä, jolloin kertoimelle k käytetään arvoa 1,4.

Taulukko 6.4

Kertoimen k riippuvuus koekappaleiden lukumäärästä

n	k
6...16	1,65
>16	1,50

Jos betonin toimittaa tarkastettu valmisbetonilaitos, saadaan keskiarvo laskea työmaakoekappaleiden ja valmisbetonilaitoksen koetulosten keskiarvojen keskiarvona. Valmisbetonilaitoksen koetulosten keskiarvoksi otetaan käsiteltävää arvosteluerää ajallisesti vastaavien ja samasta betonilaadusta saatujen koetulosten keskiarvo.

Jos tarkastetun valmistuksen yhteydessä on arvosteluerän betonoinnin päättyessä kysymyksessä olevasta lujuusluokasta vähintään 25 koetulosta, joista yksikään ei ole vuotta vanhempi, saadaan keskihajonta laskea betonin valmistuslaitoksen koetuloksista siten, että keskihajontana pidetään 25 peräkkäisen, arvosteluerään ajallisesti mahdollisimman hyvin liittyvän koetuloksen keskihajontaa.

Yksittäisen koekappaleen tuloksen alittaessa nimellislajuuden enemmän kuin 25 %, arvosteluerän betonin kelpoisuus on aina tarvittavassa laajuudessa selvitettävä tarkemmin, vaikka vertailulujuus täyttäisikin asetetun vaatimuksen.

Vertailulujuuden alittaessa vaatimuksen enintään 1 MN/m^2 , rakennustarkastaja saa hyväksyä arvosteluerän ilman epätydyttävän laadun johdosta suoritettavia toimenpiteitä.

6.3.6 VERTAILULUJUUSLASKELMA RAKENNEKOKKEITA KÄYTETTÄESSÄ

Rakennekokeita käytettäessä lasketaan vertailulujuus samalla kaavalla kuin normikokeiden vertailulujuus.

Vertailulujuus lasketaan käyttäen rakennekoekappaleiden antamia lieriölujuuksia. Tulos muutetaan 150 mm särmäiseen kuutioon perustuvaksi vertailulujuudeksi seuraavasti:

- jos lieriöiden halkaisija on 100...150 mm, kerrotaan niiden perusteella laskettu vertailulujuus luvulla 1,05
- jos lieriöiden halkaisija on 50...80 mm, kerrotaan niiden perusteella laskettu vertailulujuus luvulla 1,1
- kahdesta osasta liimattujen lieriöiden tulokset kerrotaan ennen vertailulujuuden laskemista lisäksi luvulla 1,05.

Arvosteluerä on hyväksyttävä, jos vertailulujuus on 1-luokan rakenteissa vähintään 85 % ja 2-luokan rakenteissa vähintään 80 % nimellislajuudesta ja jos keskihajonnan ja keskiarvon suhde on pienempi kuin 0,15. Jos mainittu suhde on $\geq 0,25$, tulee vertailulujuuden täyttää asetettu lujuusvaatimus täysimääräisenä. Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti.

Vertailulujuuden laskentakaavan kertoimelle k käytetään samoin määritettyjä arvoja kuin normikokeekappaleiden yhteydessä taulukossa 6.4.

Jos arvosteluerän vertailulujuus alittaa vaatimuksen enintään 1 MN/m^2 , rakennustarkastaja saa hyväksyä arvosteluerän ilman epätydyttävän laadun johdosta suoritettavia toimenpiteitä.

6.3.7 BETONIN SÄILYVYYSSOMINAI-SUUKSIEN JA MUIDEN OMINAISUUK-SIEN TOTEAMINEN

6.3.7.1 Yleistä

Betonin säilyvyysominaisuudet tai muut ominaisuudet, joille suunnitelmissa puristuslujuuden lisäksi on asetettu vaatimuksia, todetaan joko rakenteiden valmistuspaikalla tehtävien normikoe-kappaleiden tai rakennekoekappaleiden avulla.

Kuitenkin ympäristöluokassa Y2, kun kysymyksessä on jatkuva betonin valmistus ja betonilaatu, jonka vedenpitävyys tai pakkasenkestävyys on etukäteen esimerkiksi valmisbetonilaitoksen laadunvalvontakein selvitetty, ei niitä tarvitse työmaakohtaisesti osoittaa. Betonimassan ilmapitoisuutta on kuitenkin aina seurattava, jos sille on asetettu vaatimus.

Betonin säilyvyysominaisuuksien ja muiden ominaisuuksien toteamiseksi tehtävien kokeiden tulokset ilmoitetaan tarkastetun valmistuksen tapauksessa tarkastuksen suorittajalle, joka vajaanlaadun ilmetessä ilmoittaa siitä edelleen rakennustarkastajalle. Tarkastamattoman valmistuksen tapauksessa edellä mainittujen kokeiden tulosten tulee olla rakennuspaikalla rakennustarkastajaa varten.

6.3.7.2 Kevytrunkoainebetonin tiheys

Tiheyden määrittämisessä käytetään normikokeita varten tehtyjä koekappaleita. Tiheys määritetään 28 d ikäisillä koekappaleilla.

Vertailulujuutta laskettaessa normikoe-kappaleiden tiheyksien on täytettävä seuraavat ehdot:

Keskiarvo:

$$\rho - 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \leq \frac{\sum \rho_i}{n} \leq 1,05 \rho$$

Yksittäinen koetulos:

$$\rho - 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \leq \rho_i \leq 1,15 \rho$$

ρ on tiheysvaatimus (kg/m^3)

ρ_i on yksittäisen koekappaleen betonin tiheys.

6.3.7.3 Betonin pakkasenkestävyys

Betonin pakkasenkestävyyden toteamisessa käytetään yleensä suojahuokossuhteen määrittystä, mutta myös muita testausmenetelmiä, kuten jäätymislaajeman mittausta ja jäädytys-sulatuskoetta, voidaan käyttää.

Betonin suojahuokossuhdetta koskevia kelpoisuuskokeita varten valitaan koekappaleiden vähimmäismäärät ja enimmäisnäytteenottovälit hyväksyttävänä pidetyn käytännön mukaisesti.

Suojahuokossuhteen määrittäminen tehdään standardin SFS 4475 mukaisesti. Koetulosten keskiarvon tulee olla

vähintään vaadittua suojahuokossuhdetta vastaava. Yksi kolmesta peräkkäisestä tuloksesta saa alittaa vaatimuksen enintään 20 %.

6.3.7.4 Betonin vedenpitävyys

Vedenpitävyyttä koskevia kelpoisuuskokeita varten tehdään vähintään kolme koekappaletta ottaen kuitenkin huomioon kohdan 6.3.7.1 ohjeen. Koekappaleiden valmistusväli ei saa ylittää 300 m³ betonia.

Kokeet tehdään standardin SFS 4476 mukaisesti. Betonin vedenpitävyyttä pidetään hyväksyttävänä, jos kolmesta peräkkäin tehdystä koekappaleesta enintään yksi osoittaa suurempaa vedentunkeumalukua kuin 1.

6.3.7.5 Betonin muut ominaisuudet

Betonilta vaadittujen muiden ominaisuuksien kelpoisuus osoitetaan hyväksyttävillä menetelmillä.

6.3.8 INJEKTOINTILAASTIN KELPOISUUS

Injektointilaastista tehdään työn aikana koekappaleita lujuuskokeita varten, vähintään kuusi koekappaletta työkohtetta kohti.

Ympäristöluokissa Y1 ja Y2 laastin pakkasenkestävyys osoitetaan hyväksyttävällä menetelmällä tarpeen mukaan.

Koekappaleiden keskimääräinen lujuusvaatimus on 16 MN/m², kun koetusikä on 7 d.
20 MN/m², kun koetusikä on 28 d.

Yksittäinen koetulos saa alittaa keskiarvon enintään 25 %.

Lujuuskoe suoritetaan lieriöillä, joiden halkaisija ja korkeus ovat n. 100 mm. Koekappaleet valmistetaan viimeistään 5 minuutin kuluttua sekoituksen päättymisestä käyttäen tiiviisti suljettavia muotteja. Koekappaleet säilytetään muottiin suljettuina lämpötilassa +20±2°C koetukseen saakka. Testausikä voi olla joko 7 tai 28 d. Testauksessa lieriö lyhennetään yläpinnastaan ohjekorkeuteen ja poistetaan muotistaan välittömästi ennen puristuslujuuden määrittystä.

6.3.9 RAKENTEELLISEN SAUMAUSLAASTIN KELPOISUUS

Laastin lujuus arvostellaan soveltaen betonista annettuja ohjeita. Ympäristöluokissa Y1 ja Y2 laastin säilyvyys osoitetaan hyväksyttävällä menetelmällä tarpeen mukaan.

6.4 Betoni- ja jänneterästen kelpoisuus

*6.4.1 BETONITERÄKSET

Betoniterästen ja raudoitteiden sisäisten hitsausliitoksen kelpoisuus katsotaan yleensä hyväksyttäväksi eikä valmistuspaikkakohtaisia kelpoisuuskokeita tarvita, jos kelpoisuus on todettu jommallakummalla seuraavista standardin SFS 1201 mukaisista menettelyistä:

- sertifiointijärjestelyllä, jossa tuotteista on tehty laadunvalvontasopimus hyväksytyn tarkastuselimen (esim. VTT) kanssa ja josta osoituksena valmistaja merkitsee Suomen Standardisointiliiton myöntämällä oikeudella tuotteensa SFS-merkillä
- eräkohtaisella tarkastusmenettelyllä, josta osoituksena tuotteiden käyttöpaikalla on teknillisen tarkastuskeskuksen antama ko. tuote-erää koskeva varmennustodistus (sertifikaatti).

Muussa tapauksessa teknillinen tarkastuskeskus toteaa tuote-erän kelpoisuuden rakenteiden valmistuspaikalta otetuista näytteistä hyväksytyssä testauslaitoksessa tehtyjen kokeiden perusteella eräkohtaista näytetarkastusmenettelyä soveltaen.

Rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten ja vastaavasti tarkastetussa elementtien valmistuslaitoksessa tarkastuksen suorittajaa varten tiedot, joiden nojalla betoniteräksistä ja raudoitteiden sisäisistä hitsausliitoksista on todettu tehdyksi SFS-merkin käyttöön oikeuttava laadunvalvontasopimus, tai tuotetierin liittyvät teknillisen tarkastuskeskuksen varmennustodistukset. Näiden tietojen tulee olla rakennuspaikalla myös tarkastamattomien elementtien valmistuslaitoksen valmistamien elementtien raudoitukseen käytetyistä betoniteräksistä ja raudoitteiden sisäisistä hitsausliitoksista.

6.4.2 BETONITERÄSTANKOJEN HITSAUSJATKOKSET

Ennen kelpoisuuskokeita suoritetaan rakenteiden valmistuspaikalla alustavat taivutuskokeet käyttäen vähintään kolmea koekappaletta kutakin tankokokoa kohden. Kun kokeet ovat antaneet hyväksyttävät tulokset, lähetetään koekappaleista yhteen hitsattuja näytekappaleita vähintään kolme kappaletta vetokoetta ja kolme kappaletta taivutuskoeetta varten hyväksytyyn koetuslaitokseen testattavaksi.

Kun koetuslaitoksessa tehdyistä kokeista on saatu hyväksyttävät tulokset, voidaan jatkosten hitsaustyöt aloittaa.

Työn aikana testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa taivutuskoneen avulla vähintään kolme jatkosta jokaisesta alkavasta 200 jatkoksen erästä, kuitenkin vähintään yksi työvuorossa, ja vetokokeen avulla vähintään

kolme jatkosta jokaisesta alkavasta 600 jatkoksen erästä. Jos kaarihitsausta käytettäessä hitsataan jatkokseen lisäteräksiä, ei taivutuskoeetta tarvitse suorittaa. Sen sijaan suoritetaan sama määrä vetokokeita. Näytekappaleet kokeita varten leikataan rakenteisiin tarkoitettuista valmiiksi jatketuista tangoista.

Jos kolmen näytekappaleen sarjasta yksikin antaa epätydyttävän tuloksen, uusitaan koesarja, mutta uusintakokeita suoritetaan kaksinkertainen määrä. Näytekappaleiden edustamat jatkokset hyväksytään vain, jos kaikkien näiden uusintakokeiden tulokset ovat vaatimusten mukaiset.

Rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten ja vastaavasti tarkastetussa elementtien valmistuslaitoksessa tarkastuksen suorittajaa varten edellä mainittujen kokeiden tulokset. Rakennuspaikalla tulee olla myös tarkastamattoman elementtien valmistuslaitoksen valmistamien elementtien raudoituksen hitsausjatkoksista tehtyjen kokeiden tulokset.

6.4.3 JÄNNETERÄKSET

Jänneterästen ominaisuuksien tulee ilmetä varmennustusta käyttöselosteesta.

Jos käytettävistä jänneteräksistä on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen kanssa, ei rakenteiden valmistuspaikkakohtaisia kelpoisuuskokeita tarvita.

Jos sopimusta ei ole tai muutoin on erityistä syytä epäillä jänneterästen kelpoisuutta todetaan kelpoisuus kokeiden perusteella. Teräksistä otetaan näytteet VTT:n tai sen valtuuttaman toimesta. Näytteiden perusteella VTT toteaa terästen kelpoisuuden tai määrittelee niiden käytön lausunnossaan. Tehtäessä kelpoisuuskokeita sovelletaan standardeissa SFS 4010, SFS 4760, SFS 4889 ja SFS 4890 esitettyjä näytetarkastuksen tilastollisia periaatteita siten, että kelpoisuuden toteamisessa saavutetaan sama tilastollinen varmuus kuin VTT:n laadunvalvontasopimusten mukaisesti valvotussa tuotannossa. Näyte otetaan työstämättömästä jänneteräksestä. Näytekappaleet valitaan siten, että ne edustavat tutkittavaa erää mahdollisimman hyvin. Näytekappaleet otetaan eri nipuista tai vyyhdistä sekä eri langoista, tangoista ja punoksista. Näytekappaleille tehdään taulukon 6.5 mukaiset kokeet. Punosten osalta ne vastaavat standardin SFS 1265 edellyttämiä kokeita. Jänneteräksen käyttöolosuhteista riippuen tehdään tarvittaessa kokeita 4...7.

Taulukko 6.5

Jänneterästen näytekappaleille tehtävät kokeet

Jänneteräs	Kokeet	Viite
Tangot ($\varnothing > 8$ mm)	Mitat Vetokoe ¹⁾ Taivutuskoe	1 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5, 2.6 3
Langat ($\varnothing \leq 8$ mm)	Mitat Vetokoe Taivut- telukoe	1 2.1, 2.2, 2.3/2.4, 2.5, 2.6 4
Punokset	Mitat Vetokoe ¹⁾	1 2.1, 2.2, 2.4, 2.5, 2.6

¹⁾ Joka toiselle näytekappaleelle vetokokeessa vain 2.2

Taulukon 6.5 viitteiden mukaiset kokeet ovat seuraavat:

1. Mitat

Mittauksissa määritellään seuraavat suureet:

langat ja tangot: keskimääräiset poikkileikkauksen mitat, poikkipinta-ala ja kuvioiduilla langoilla kuvioiden mitat

punokset: poikkipinta-ala ja halkaisijamitat

2. Vetokoe

Vetokokeessa määritetään seuraavat suureet:

2.1 0,2-raja (myötöraja, kokonaisvenymäraja)

2.2 murtolujuus

2.3 murtovenymä

2.4 tasavenymä (pysyvä tasavenymä tai kokonais-tasavenymä)

2.5 kimmomoduuli

2.6 jännitysvenymäkäyrä

Jännitykset lasketaan nimellispoikkipinta-alaa käyttäen.

3. Taivutuskoe

Koekappale taivutetaan 180° kulmaan telan ympäri, jonka halkaisija on 5 Ø. Kokeessa todetaan, kestääkö koekappale kokeen murtumatta ja halkeilematta.

4. Taivuttelukoe

Koekappale taivutellaan 90° kulmaan vuorotellen vastakkaisiin suuntiin tukien ympäri, joiden halkaisija on 6 Ø. Kokeessa määritetään murtoon johtavien taivutuskertojen lukumäärä.

5. Vetokoe taivutuksen ja oikaisun jälkeen

Koe tehdään langoille $\varnothing \leq 8$ mm.

Koekappale taivutetaan 90° kulmaan telan ympäri, jonka halkaisija on 10 Ø. Oikaistulle koekappaleelle tehdään vetokoe 2.2. Murtolujuus saa alittaa korkeintaan 5 % taivuttamattoman koekappaleen murtolujuuden.

6. Relaksaatiokoe

Koekappaleelle tehdään 1000 tunnin relaksaatiokoe.

7. Muita kokeita

Tarvittaessa voidaan kelpoisuuden toteamiseksi tehdä jänneteräksille väsytyksoke, kemiallisen koostumuksen määrittäminen, mikrorakenteen määrittäminen yms.

Elementtien valmistuslaitoksessa tulee olla tarkastuksen suorittajaa varten tiedot, joiden nojalla jänneteräkistä on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus, tai edellä mainittujen kelpoisuuskokeiden tulokset.

6.4.4 KUORMIA SIIRTÄVÄT METALLIOSAT JA NOSTOANKKURIT

Betonirakenteiden kuormia siirtävien metalliosien ja nostoankkureiden ominaisuuksien tulee ilmetä varmennetusta käyttöselosteesta.

Betonirakenteisiin tulevien kuormia siirtävien metalliosien ja nostoankkurien kelpoisuus katsotaan yleensä hyväksyttäväksi, jos

– niistä on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus valtion teknillisen tutkimuskeskuksen kanssa tai

– niiden valmistajan laadunvalvonta on ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan jatkuvan valvonnan alaisuudessa

eikä ole ilmennyt erityistä syytä epäillä niiden kelpoisuutta.

Muussa tapauksessa kelpoisuus todetaan rakenteiden valmistuspaikkakohtaisten kokeiden perusteella hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

Rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten ja vastaavasti tarkastetussa elementtien valmistuslaitoksessa tarkastuksen suorittajaa varten tiedot, joiden pohjalta metalliosista on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus tai metalliosien valmistuksen on todettu olevan ministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan jatkuvan valvonnan alaisuudessa, tai edellämainittujen kelpoisuuskokeiden tulokset. Rakennuspaikalla tulee olla nämä tiedot myös tarkastamattomien elementtien valmistuslaitosten valmistamissa elementeissä olevista kuormia siirtävistä metalliosista ja nostoankkureista.

6.5 Rakenteiden valmistuksen ja valmiiden rakenteiden tarkastus

Ennen betonointia on muotit tukirakenteineen ja rauditus tarkastettava ottaen huomioon, että kohteen tulee muutenkin olla valmis betonointia varten. Samoin on elementtien väliset saumat teräksineen ja liitososineen tarkastettava ennen saumojen betonointia.

Valmiit rakenteet tarkastetaan asianmukaisesti, ennen kuin niitä millään tavalla korjataan, peitetään tai niiden tarkastaminen muutoin estyy.

6.6 Toimenpiteet rakenteiden epätyytyttävän laadun johdosta

Jos rakenteiden laatua ei kelpoisuuden toteamiseksi tehtyjen kokeiden, työnsuorituksen ja valmiin rakenteen tarkastusten perusteella voida katsoa hyväksyttäväksi, on rakenteiden kelpoisuus erikseen selvitettävä.

Yksinkertaisissa tapauksissa voidaan tyytyä varmuuden selvittämiseen tarkistuslaskelmin.

Muissa tapauksissa on ensin ainetta rikkomattomin menetelmin sekä käytettävissä olevan laadunvalvonta-aineiston perusteella selvitettävä epätyytyttävän laadun esiintymisalueet. Jos kysymyksessä on betonin epätyytyttävä laatu, on betonin todelliset ominaisuudet selvitettävä valmiista rakenteesta irrotetuin koe-kappalein. Samoin on meneteltävä, jos valmistus- tai jälkikäsittelymenetelmä on sellainen, että normikoe-kappaleiden antamia tuloksia ei voida pitää luotettavina. Rauditusvirheet terästen laadun, määrän, sijainnin, jatkosten ja ankkuronnin suhteen on tutkittava tarkoitukseen soveltuvin keinoin. Valmiiden rakenteiden mittapoikkeamat on selvitettävä tarvittavassa laajuudessa.

Saadun aineiston perusteella tehdään selvitys siitä, millaisin toimenpitein rakenne saadaan hyväksyttävään kuntoon. Tarvittaessa on tehtävä erityinen lujuus-selvitys, jolloin on otettava huomioon kaikki rakenteiden lujuuteen, paloturvallisuuteen ja säilyvyyteen vaikuttavat tekijät.

Rakenteiden lujuusopillinen kelpoisuus voidaan myös todeta koekuormituksella.

Kaikki epätyytyttävän laadun johdosta tehtävät kokeet sekä kantavien rakenteiden muuhun testaukseen liittyvät kokeet on tehtävä hyväksytyn koetuslaitoksen toimesta.

Rakenteita ei saa ryhtyä korjaamaan, ennenkuin rakennustarkastaja on hyväksynyt korjaussuunnitelman. Jos kysymykseen tulee rakenteen käytön rajoitus rakentamismääräyksistä poikkeavasti, on sen aina perustuttava hyväksytyn koetuslaitoksen tekemään erityiseen lujuusselvitykseen ja rakennusluvan myöntävän viranomaisen päätökseen.

MINERAALISET SEOSAINEET BETONIN SIDE- JA RUNKOAINEENA

7.1 Soveltamisala ja yleisohjeet

Nämä ohjeet koskevat seuraavia kantavissa tai säännestävyyttä vaativissa betonirakenteissa betonin sideaineena tai runkoaineena rakennussementin kanssa käytettäviä mineraalisia seosaineita:

- lentotuhka
- masuunikuonajauhe
- granuloitu, pelletoitu tai ilmajäähdytetty masuunikuona
- ilmajäähdytetty ferrokromikuona
- silika.

Näille betonin osa-aineille esitetään laatuvaatimukset ja käyttöön liittyvät rajoitukset sekä laadunvalvontaa ja kelpoisuuden toteamista koskevat ohjeet.

Työsuojeluun liittyviä asioita on käsitelty työsuojeluhallituksen 16.8.1990 antamassa päätöksessä vaarallisten kemikaalien käyttöturvallisuustiedotteesta (TSHp 738/90).

Näissä ohjeissa mainittuja seosaineita voidaan käyttää kantavissa tai säännestävyyttä vaativissa betonirakenteissa, jos ne täyttävät asetetut vaatimukset ja jos niiden laadunvalvonta järjestetään ja kelpoisuus todetaan tämän ohjeen mukaisesti.

Betonin valmistuksesta vastaavalla henkilöllä tulee olla 1-luokan betonityönjohtajan pätevyys tai hänen tulee olla muutoin osoittanut pätevyytensä betonitekniologiassa ja seosaineiden käytössä.

Käyttäessään seosaineita betonin valmistaja tallentaa tiedot betonin käyttökohteista ja käytetyistä seosainemääristä.

7.2 Määritelmiä

Lentotuhka

Hienoksi jauhetun kivihien poltossa voimalaitoksissa syntyvä pozzolaani, joka erotetaan savukaasuista.

Masuunikuona

Raakaraudan valmistuksessa masuunissa muodostuneesta emäksisestä silikaattisulatteesta jäähdyttämällä saatu tuote, jolla on piilevät hydrauliset ominaisuudet.

Masuunikuona jaetaan kolmeen laatuun:

- Granuloitu kuona on vedessä hyvin nopeasti, suurella vesimäärällä ohjatusti jäähdytetty kuona, jonka lasimaisuusaste on yli 75 % ja jolla yleensä on hyvät piilevät hydrauliset ominaisuudet.
- Pelletoitu kuona on ilmassa nopeasti pienehköllä vesimäärällä ohjatusti jäähdytetty kuona, jonka lasimaisuusaste on yleensä 30...75 % ja jonka piilevät hydrauliset ominaisuudet ovat heikommalla kuin granuloidun kuonan.
- Ilmajäähdytetty kuona on maahan kaadettu vapaasti jäähtynyt kuona, jonka lasimaisuusaste on alle 30 % ja jonka piilevät hydrauliset ominaisuudet ovat heikot.

Masuunikuonajauhe

Hienoksi jauhettu granuloitu tai pelletoitu masuunikuona, jolla on piilevät hydrauliset ominaisuudet.

Ferrokromikuona

Ferrokromin valmistuksessa jäähdyttämällä saatu tuote.

Silika

Piiraudan ja piin valmistuksessa syntyvä, savukaasuisia erotettava, erittäin hienojakoinen pozzolaani.

7.3 Seosaineiden laadunvalvonta ja kelpoisuus

7.3.1 YLEISTÄ

Seosaineiden laatua, valmistusta, varastointia, käsittelyä ja jatkuvaa laadunvalvontaa tarkastavana viranomaisena toimii teknillinen tarkastuskeskus.

Laadunvalvontaan liittyvien aineenkoetustehtävien suorittajana toimii hyväksytty koetuslaitos.

Seosaineiden kelpoisuus voidaan todeta kahdella tavalla:

- Valmistaja, käyttäjä tai tuotteen myyjä yhtenä sopijapuolena, jota jäljempänä kutsutaan tuotteen edustajaksi, hyväksytty koetuslaitos toisena ja teknillinen tarkastuskeskus kolmantena sopijapuolena tekevät keskenään laadunvalvontasopimuksen, joka koskee tuotteen jatkuvaa laadunvalvontaa ja viranomaistarkastuksia.
- Ellei laadunvalvontasopimusta ole tehty, tehdään jokaiselle toimituserälle toimituseräkohtainen laaduntarkastus. Tuotteen käyttäjä vastaa siitä, että laaduntarkastus on tehty.

7.3.2 LAADUNVALVONTASOPIMUKSEN MUKAINEN LAADUNVALVONTA JA VIRANOMAISTARKASTUKSET

7.3.2.1 Laadunvalvonta

Laadunvalvontasopimuksessa määritellään tuotteen edustajan ja koetuslaitoksen tehtävät ja velvollisuudet sekä todetaan mahdolliset tarkennukset tämän ohjeen kohdassa 7.3.2.2 mainittuihin viranomaistarkastuksiin.

Laadunvalvonnassa varmistutaan siitä, että seosaine täyttää sille näissä ohjeissa asetetut vaatimukset ja että tuotteen valmistus, käsittely, kuljetus ja varastointi ovat asianmukaiset. Tuotteen edustaja valvoo jatkuvasti tuotteen laatua ja pitää kirjaa laadunvalvontatoimien tuloksista.

Näytteenotto, näytteiden käsittely, näytteenottotäytyys ja käytettävät testausmenetelmät määritellään kussakin tapauksessa erikseen. Haluttaessa voidaan menettellä siten, että osan testeistä tekee valmistaja tai seosaineen myyjä ja osan seosaineen käyttäjä.

7.3.2.2 Viranomaistarkastukset

Teknillinen tarkastuskeskus tarkastaa seosaineen laatua ja valmistajan jatkuvaa laadunvalvontaa. Tarkastuksiin kuuluvat seuraavat toimenpiteet:

- Tarkastuskäynti tehdään vähintään kerran vuodessa. Tarkastuskäynnillä selvitetään, vastaako laadunvalvonta vaatimuksia. Tarkastuskäyntiin sisältyy laadunvalvontamenetelmien ja laadunvalvonnan yleis-tarkastus sekä laadunvalvonnan asiakirjojen tarkastus.
- Laaduntarkastus ja tasotarkastus tehdään vähintään kerran vuodessa. Tarkastusten määrä riippuu tuotteen edustajan toimittamasta tai käyttämästä seosaineen määrästä sekä laadunvalvontasopimuksen piiriin kuuluvien tuotetta valmistavien, käyttävien tai varastoivien yksiköiden määrästä.

Laaduntarkastuksessa selvitetään hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtävien kokeiden perusteella, täyttääkö seosaine näissä ohjeissa esitetyt vaatimukset.

Tasotarkastuksessa tutkitaan, ovatko hyväksytyt koetuslaitoksen ja tuotteen edustajan jatkuvaa laadunvalvontaa hoitavan laboratorion testaustulokset riittävän yhdenmukaiset.

Koetulokset ja niitä koskeva koetuslaitoksen lausunto toimitetaan teknilliselle tarkastuskeskukselle, joka toteaa tuotteen kelpoisuuden em. aineiston perusteella.

7.3.3 TOIMITUSERÄKOHTAINEN LAADUNTARKASTUS

Ellei seosaineesta ole tehty laadunvalvontasopimusta, todetaan sen kelpoisuus toimituserittäin, jolloin varmistutaan myös siitä, että tuotteen valmistus, käsittely, kuljetus ja varastointi ovat asianmukaiset. Toimitus-

eräksi katsotaan samaa laatua oleva seosaine-erä, joka toimitetaan yhtäjaksoisesti ja jonka voidaan katsoa olevan riittävän tasalaatuista.

Toimituseräkohtaisessa laaduntarkastuksessa todetaan, että seosaine täyttää näissä ohjeissa asetetut vaatimukset. Kokeet tehdään hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

Koetulokset toimitetaan teknilliselle tarkastuskeskukselle, joka hyväksyy toimituserän käyttöön, jos se täyttää näissä ohjeissa esitetyt vaatimukset, tai päättää tarvittaessa muista toimenpiteistä toimituserän suhteen.

7.3.4 NÄYTTEENOTTO

Laadunvalvontasopimuksen mukaisessa laadunvalvonassa noudatetaan näytteenoton osalta kohdassa 7.3.2.1 esitettyjä periaatteita.

Toimituseräkohtaisessa laaduntarkastuksessa toimituserästä otetaan näytteitä taulukon 7.1 mukaisesti. Yleisnäyte muodostuu osanäytteistä, jotka otetaan tasapuolisesti eri osista tutkittavaa erää. Näytteet ottaa teknillisen tarkastuskeskuksen hyväksymä näytteenottaja.

Teknillinen tarkastuskeskus antaa tarkempia ohjeita näytteenotosta.

Taulukko 7.1

Näytteenottotaajuus toimituseräkohtaisessa laaduntarkastuksessa

Seosaine	Toimituserä tonnia	Yleisnäytteiden lukumäärä
Lentotuhka	< 50 50–150 150–300 > 300	1 2 3 3/300 t
Jauhettu masuunikuona	< 150 150–500 500–2000 > 2000	1 2 3 3/2000 t
Granuloitu, pelletoitu ja ilmajäädytetty masuunikuona, ferrokromikuona	< 150 150–500 500–2000 > 2000	1 2 3 3/2000 t
Silika	< 50 50–150 150–300 > 300	1 2 3 3/300 t

7.3.5 SEOSAINETA KOSKEVA TIEDOTTAMINEN

Seosaineen valmistajan tai myyjän tulee antaa tuotteen käyttäjälle tarpeelliset tiedot tuotteen laadusta ja sen vaihteluista sekä tuotteen käsittelystä, kuljetuksesta ja varastoinnista.

Betonin valmistajan tulee ilmoittaa rakenteen valmistajalle seosaineiden käytöstä sekä antaa tarpeelliset

tiedot rakenteen valmistukseen vaikuttavista seikoista, kuten jälkihoidosta.

7.3.6 TOIMENPITEET EPÄTYYYDYTTÄVÄN LAADUN JOHDOSTA

Jos laadunvalvonta tai toimituseräkohtaisen laaduntarkastuksen tulokset osoittavat, että seosaine ei täytä asetettuja vaatimuksia, ei tuotetta yleensä saa käyttää. Tällaisen tuotteen käyttö on mahdollista ainoastaan teknillisen tarkastuskeskuksen luvalla sen jälkeen, kun on selvitetty, voidaanko käyttö sallia esimerkiksi rajoittamalla käyttömääriä tai käyttökohteita ottaen huomioon mm. rakenteiden kantavuudesta ja säilyvyydestä johtuvat vaatimukset.

7.4 Lentotuhka

7.4.1 LENTOTUHKAN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Lentotuhkan koostumuksen ja ominaisuuksien tulee täyttää taulukossa 7.2 esitetyt vaatimukset.

Taulukko 7.2

Lentotuhkan koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatus
hehkutushäviö	luokka A $\leq 5\%$ luokka B $\leq 10\%$
MgO	$\leq 5,0\%$
SO ₃	$\leq 3,0\%$
Cl ⁻	$\leq 0,05\%$
seulonta (# 45 μ m)	seulajäännös [%] ilmoitetaan

Hiilimäärää kuvaavan suurimman sallitun hehkutushäviön perusteella lentotuhka on A- tai B-luokan tuhkaa. Luokitus ei koske lentotuhkan muita ominaisuuksia.

7.4.2 LENTOTUHKAN KÄYTTÖ

Lentotuhkaa käytettäessä otetaan huomioon sen vaikutukset betonimassan ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Tällöin kiinnitetään huomiota muun muassa seuraaviin seikkoihin:

- lentotuhkan laadun vaihteluiden vaikutukset betonin ominaisuuksiin
- betonin työstettävyys
- betonin lujuudenkehitys ja lämpötilan vaikutus siihen
- riittävä sementtimäärä ottaen huomioon ympäristöolosuhteet rakenteen pitkäaikaiskestävyyden varmistamiseksi
- lisäaineiden, erityisesti huokostimien käytön yhtey-

dessä lentotuhkan hiilipitoisuuden vaikutus lisääneen annostukseen

- jälkihoito
- betonin väri

Jos betonille on asetettu pakkasenkestävyysvaatimus, tulee betonin valmistuksessa välttää lentotuhkan käyttöä, koska se voi huomattavasti vaikeuttaa huokostuksen onnistumista. A-luokan lentotuhkaa voidaan kuitenkin käyttää pakkasenkestävän betonin valmistukseen taulukon 7.6 mukaisesti, jos ennakkokokein selvitetään jäännöshiilen ja sen vaihteluiden vaikutukset huokostimen annostukseen sekä jos huolehditaan betonimassan ilmamäärän mittaamisesta valupaikalla ja perusteellisesta jälkihoidosta.

Lentotuhkan sallitut enimmäismäärät käytettävästä rakennussementistä ja muista seosaineista riippuen on esitetty kohdassa 7.8.

7.5 Masuunikuonajauhe

7.5.1 MASUUNIKUONAJAUHEEN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Masuunikuonajauheen koostumuksen ja ominaisuuksien tulee täyttää taulukossa 7.3 esitetyt vaatimukset.

Taulukko 7.3

Masuunikuonajauheen koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatimus
aktiivisuusindeksi	
7 d	50 %
28 d	75 %
sitoutumisaika	≥ 45 min
	≤ 8 h
S ²⁻	≤ 2,0 %
Cl ⁻	≤ 0,05 %
MgO	≤ 16,0 %
CaO + MgO + Al ₂ O ₃	≥ 1,0
SiO ₂	

7.5.2 MASUUNIKUONAJAUHEEN KÄYTTÖ

Masuunikuonajauhetta voidaan käyttää näiden ohjeiden mukaan betonin sideaineena rakennussementin kanssa.

Masuunikuonajauhetta käytettäessä on otettava huomioon sen vaikutukset betonimassan ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Tällöin kiinnitetään huomiota mm. seuraaviin seikkoihin:

- masuunikuonajauheen sideaineominaisuudet sen koostumuksesta, jäädyttämistavasta ja jauhatuksesta riippuen
- betonin työstettävyys ja veden erottuminen

- betonin lujituksenkehitys etenkin alhaisissa lämpötiloissa
- masuunikuonajauheen vaikutus betonin lisäaineiden käyttöön
- betonin jälkihoito erityisesti rakenteen säilyvyyden kannalta.

Masuunikuonajauheen sallitut enimmäismäärät käytettävästä rakennussementistä ja muista seosaineista riippuen on esitetty kohdassa 7.8.

7.6 Masuunikuona ja ferrokromikuona betonin runkoaineena

7.6.1 MASUUNIKUONAN JA FERROKROMIKUONAN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Betonissa runkoaineena käytettävän ilmajäädytetyn masuunikuonamurskeen, pelletoidun ja granuloidun masuunikuonan sekä ferrokromikuonamurskeen tulee täyttää taulukossa 7.4 esitetyt vaatimukset.

Taulukko 7.4

Jauhamattoman kuonan koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatimus
SO ₃	≤ 0,7 %
Cl ⁻	≤ 0,02 %
kokonaisriikki	≤ 2,0 %
haitalliset rautayhdisteet	ei saa esiintyä
epästabiili 2 CaO · SiO ₂	ei saa esiintyä
tiheys ja veden imu	vaatimukset tuotekohtaisesti

7.6.2 MASUUNIKUONAN JA FERROKROMIKUONAN KÄYTTÖ RUNKOAINEENA

Masuunikuonaa käytetään betonin runkoaineena ilmajäädytettyä murskeena, pelletoituna tai granuloituna. Ferrokromikuonaa käytetään ilmajäädytettyä murskeena.

Kuonan käytössä betonin runkoaineena sovelletaan kohdissa 4...6 annettuja ohjeita.

7.7 Silika

7.7.1 SILIKAN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Silikan koostumuksen ja ominaisuuksien tulee täyttää taulukossa 7.5 esitetyt vaatimukset.

Taulukko 7.5

Silikan koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatus
hehkutushäviö	≤ 5 %
SiO ₂	≥ 80 %
MgO	≤ 5,0 %
Cl ⁻	≤ 0,15 %

7.7.2 SILIKAN KÄYTTÖ

Silikaa käytettäessä otetaan huomioon sen vaikutukset betonimassan ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Tällöin kiinnitetään huomiota muun muassa seuraaviin seikkoihin:

- silikan laadun vaihteluiden vaikutukset betonin ominaisuuksiin
- silika vaikuttaa suuren hienoutensa johdosta betonin notkuteen aiheuttaen tarpeen käyttää notkistavia lisäaineita
- riittävä sementtimäärä ottaen huomioon ympäristöolosuhteet rakenteen pitkäaikaiskestävyyden varmistamiseksi
- betonin lujuudenkehitys ja lämpötilan vaikutus siihen, ottaen huomioon, ettei silika huonelämpötilassa ja sitä alemmissa lämpötiloissa vaikuta betonin vahaislujuuksia nostavasti

Taulukko 7.6

Betonin valmistuksessa lisättävät seosaineiden enimmäismäärät prosentteina rakennussementin määrästä

Seosaineet	Rakennussementti			
	Portlandsementti	Yleissementti	Seossementti	Masuuniseimentti
Lentotuhka ¹⁾	60 %	25 %	ei seosaineiden käyttöä	
Masuuni-kuonajauhe	350 %	150 %		
Silika	10 %	8 %		
Lentotuhka ja masuuni-kuonajauhe	yhteensä enintään 60 %	yhteensä enintään 25 %		
Lentotuhka ja silika	²⁾ Lentotuhkaa 30 %, jos silikaa on käytetty 10 %	³⁾ ei yhteiskäyttöä, jos silikaa on käytetty 10 %		
Masuuni-kuonajauhe ja silika	⁴⁾ Masuunikuonajauhetta 190 % jos silikaa on käytetty 10 %	⁵⁾ Masuunikuonajauhetta 20 %, jos silikaa on käytetty 8 %		

¹⁾ Pakkaskestävää betonia huokostinta käyttäen valmistettaessa saadaan lentotuhkaa lisätä betoniin vain käytettäessä portlandsementtiä. Lentotuhkan tulee tällöin olla A-luokan tuhkaa ja sen sallittu enimmäismäärä on 25 % portlandsementin määrästä.

²⁾ Jos silikan määrä (S) on pienempi kuin 10 % sementin määrästä, saadaan lentotuhkaa käyttää (60–3S) % sementin määrästä.

³⁾ Jos silikan määrä (S) on pienempi kuin 10 % sementin määrästä, saadaan masuunikuonaa käyttää (350–16S) % sementin määrästä.

⁴⁾ Jos silikan määrä (S) on pienempi kuin 8 % sementin määrästä, saadaan lentotuhkaa käyttää (25–3S) % sementin määrästä.

⁵⁾ Jos silikan määrä (S) on pienempi kuin 8 % sementin määrästä, saadaan masuunikuonaa käyttää (150–16S) % sementin määrästä.

- lisäaineiden, erityisesti huokostimien käytön yhteydessä silikan hiilipitoisuuden vaikutus lisäaineen annostukseen
- jälkihoito.

Silikan sallitut enimmäismäärät käytettävästä rakennussementistä ja muista seosaineista riippuen on esitetty kohdassa 7.8.

7.8 Seosaineiden käytön rajoitukset

Seosaineiden käytön sallitut enimmäismäärät riippuen käytettävästä rakennussementistä ja ottaen huomioon seosaineiden mahdollisen yhteiskäytön sekä rajoitukset lentotuhkan käytölle pakkaskestävässä betonissa on esitetty taulukossa 7.6.

Taulukossa 7.6 esitettyjä seosaineiden enimmäismääriä laskettaessa on oletettu sementtien sisältävän standardin SFS 3165 sallimat enimmäismäärät seosaineita. Jos käytettävän sementin sisältämät seosainemäärät ovat alempia ja ne tunnetaan tarkasti saadaan betonia valmistettaessa lisättäviä seosaineiden määriä nostaa vastaavasti. Silikan pozzolaanisuuksivaikutuksen oletetaan olevan kaksinkertainen lentotuhkaan nähden.

7.9 Rakenteiden valmistuksen valvonta

Seosaineita käytettäessä valvotaan betonirakenteiden valmistusta luvun 5 ohjeita noudattaen. Erityisesti kiinnitetään huomiota rakenteiden säilyvyyteen silloin, kun rakenteet tulevat olemaan säilyvyyden kannalta vaikeissa olosuhteissa, betonin lujuudenkehityksen varmistamiseen varsinkin kylmänä aikana sekä betonin huolelliseen jälkihoitoon.

8

PALOTEKNINEN MITOITUS

8.1 Yleisohjeet

Rakenteen tai rakennusosan palonkestävyyttä arvioidaan palonkestoajalla, joka voidaan määrittellä koekallisesti voimassaolevan standardin mukaisesti tai näissä ohjeissa esitettyjä menettelytapoja käyttäen.

Näissä ohjeissa esitetään mitoitusperusteet betonirakenteiden palonkestoajan laskennalliseksi määrittämiseksi ja taulukkomitoitus eri palonkestoajoille.

8.2 Paloteknisen mitoituksen perusteet

8.2.1 RAKENTEIDEN PALONKESTÄVYYS

8.2.1.1 Kantavan rakenteen palonkestävyys

Kantavan rakenteen, rakennusosan tai liitoksen palonkestävyydellä tarkoitetaan palonaikeisen kuormituksen vaatiman kantokyvyn säilymistä palossa. Tämän katsotaan määräytyvän rakenteen sortumis- ja taipumisrajan saavuttamisen perusteella.

8.2.1.2 Osastoivan rakenteen palonkestävyys

Osastoivan rakenteen tai rakennusosan palonkestävyydellä tarkoitetaan eristyskyvyn ja tiiviynsä säilymistä palossa. Eristyskyky on rakenteen kyky estää lämmön siirtymistä ja tiiviys kyky estää kaasujen tunkeutumista rakenteen lävitse. Eristyskyvyn arviointiperusteena käytetään palon vastakkaisella puolella olevan rakenteen pinnan lämpötilan nousua. Tiiviynsä säilymistä toteutuksen tulee perustua kokeeseen.

8.2.2 PALONKESTÄVYYSVAATIMUKSET

8.2.2.1 Rakenteen palonkesto aika

Rakenteen tai rakennusosan palonkestävyyttä mitataan palonkestoajalla. Tällä tarkoitetaan sitä, yleensä minuutteina ilmaistua aikaa, jonka rakennusosa täyttää kohdissa 8.2.2.2 ja 8.2.2.3 esitetyt palonkestävyysvaatimukset kohdassa 8.2.3 määritellyissä palo-olosuhteissa.

8.2.2.2 Rakenteen kantokykyvaatimukset

Rakenteen kantokyky katsotaan menetetyksi ja sortumisraja tila saavutetuksi rakenteen sortuessa. Sortumisraja tila katsotaan saavutetuksi myös rakenteen yhden minuutin aikana tapahtuvan taipuman lisäyksen ylittäessä arvon $L^2/9000$ h, missä L on rakenteen jännemitta ja h poikkileikkauksen toimiva korkeus.

Taipumisraja tila katsotaan saavutetuksi rakenteen taipuman ylittäessä arvon $L/30$.

Edellä mainitut taipuman ja taipumisnopeuden arvot voidaan ylittää edellyttäen, että rakenteeseen ei tukeudu muita kantavia tai osastoivia rakennusosia eikä rakenne taipuessaan voi vaurioittaa vastaavanlaisia alapuolisia rakenteita. Tällaisten rakenteiden suunnittelussa on kiinnitettävä erityistä huomiota rakenteen muodonmuutoskykyyn tuilla sekä siihen, että rakennekokonaisuus säilyttää vakavuutensa ja kantokykynsä sekä kantavan ja osastoivan rakenteen ollessa kyseessä myös tiiviynsä mahdollisesti palon aikana muuttuneesta toimintatavasta huolimatta.

8.2.2.3 Rakenteen eristävyysvaatimukset

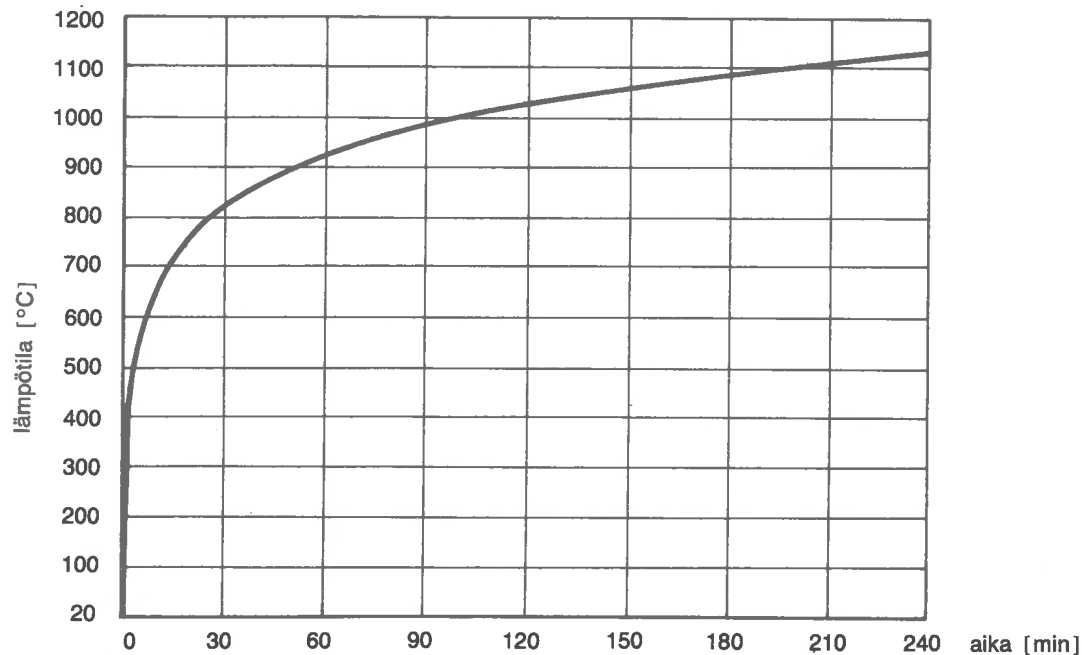
Osastoivan rakenteen palonkestävyys eristyskyvyn osalta katsotaan menetetyksi, kun rakenteen palon vastakkaisen pinnan keskimääräisen lämpötilan nousu ylittää arvon 140°C tai kun suurin lämpötila ylittää arvon 220°C alkulämpötilasta riippumatta.

8.2.3 PALO-OLOSUhteet

Palotilan aika-lämpötilariippuvuus lasketaan ns. standardipalossa kaavasta

$$T - T_0 = 345 \lg (8 t + 1)$$

missä T on palotilan lämpötila [°C] ajanhetkellä t [min]
 T_0 on lämpötila [°C] ajanhetkellä t=0.



Kuva 8.1

Palotilan aika-lämpötilayhteys standarditulipalossa, kun alkulämpötila on +20 °C

Palotilan aika-lämpötilariippuvuus voidaan määrittää myös palotilan energiatasapainotarkasteluilla. Tällöin otetaan huomioon palokuorman suuruus ja palamisominaisuudet, palotilan aukkojen vaikutus, palotilan geometria ja koko sekä palotilaan rajoittuvien rakenteiden rakennusaineiden termiset ominaisuudet.

8.2.4 RAKENTEIDEN PALONAIKAISET KUORMITUKSET JA VARMUUSKERTOIMET

8.2.4.1 Hyötykuormat ja luonnonkuormat

Hyötykuormina käytetään rakenteiden suunnittelua varten määriteltyjä ominaiskuormia. Oleskelu- ja kokoontumiskuormana saa kuitenkin käyttää arvoa 0,75 kN/m², tungoskuormana arvoa 2,0 kN/m² sekä lumikuorman arvona 50 % ja tuulikuorman arvona 30 % ominaiskuormasta. Lisäksi saa tehdä erikseen annetut kuormien vähennykset pystyrakenteissa oleskelu- ja kokoontumiskuormiin. Kuormitusyhdistelmiä valittaessa noudatetaan yleisesti sovellettuja periaatteita kulloinkin vaarallisimman kuormitusyhdistelmän suhteen. Mitoituksessa voidaan otaksua, että lumi- ja tuulikuorma eivät esiinny samanaikaisesti.

8.2.4.2 Varmuuskertoimet

Kuorman ja materiaalin osavarmuuskertoimen paloteknisessä mitoituksessa käytetään arvoa 1,0.

8.2.5 RAKENNUSAINOIDEN TERMISET JA TERMOMEKAANISET OMINAISUUDET

Rakennusaineiden termisten ominaisuuksien (lämmönjohtavuus, ominaislämpökapasiteetti, emissiokerroin)

ja termomekaanisten ominaisuuksien (kimmo-ominaisuudet, lujuudet, lämpölaajeneminen) riippuessa merkittävästi lämpötilasta ko. riippuvuudet otetaan rakenteen palonkestävyyslaskelmissa huomioon.

Rakennusaineissa tapahtuvat faasimuutokset (höyrsyminen, sulaminen, sintraantuminen) otetaan palonkestävyyslaskelmissa huomioon.

8.3 Kantavat ja osastoivat betonirakenteet

8.3.1 SOVELLUSALUE

Nämä ohjeet koskevat rakenteita, jossa betonin pääasiallisena runkoaineena on luonnon kiviaines, massunikuona tai kevytsora. Käytettäessä pääasiassa muuta runkoainetta on sen palotekniset ominaisuudet selvitettävä.

8.3.2 LASKENNALLINEN MITOITUS

8.3.2.1 Kantavuuslaskelmien perusteet

Mitoituksessa käytetään yleisesti hyväksyttyjä kantavien rakenteiden mitoitusmenetelmiä. Rakenteiden palonkestävyyttä laskettaessa otetaan huomioon luotettaviin tutkimuksiin perustuen riittävällä tarkkuudella

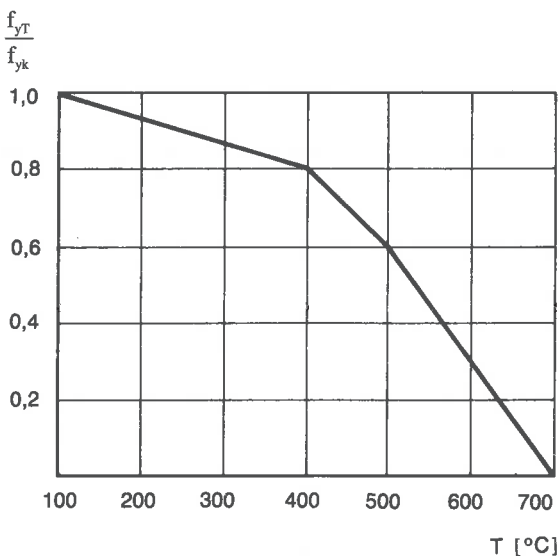
- rakenteen lämpötilan nousu
- materiaaliominaisuuksien muuttuminen lämpötilan kohotessa
- raudituksen ja betonin yhteistoiminta lämpötilan kohotessa

- lämpölaajenemisen vaikutukset
- staattisesti määrittämättömissä rakenteissa voimien uudelleenjakautuminen.

8.3.2.2 Teräksen ominaisuudet

Betonirakenteissa teräksen kriittisellä lämpötilalla T_{cr} tarkoitetaan sitä teräksen lämpötilaa, jossa betoniteräksen myötölujuus tai 0,2-rajaa vastaava lujuus ja jänneteräksen murtolujuus on lämpötilan kohoamisen vaikutuksesta laskenut rakenteessa palotilanteen kuormituksen aiheuttaman teräsjännityksen suuruiseksi.

Betoni- ja jänneterästen mekaanisten ominaisuuksien riippuvuus lämpötilasta on esitetty kuvissa 8.2, 8.3 ja 8.4. Näissä kuvissa esitettyjä arvoja saadaan käyttää, jos teräksestä on tehty laadunvalvontasopimus Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen kanssa eikä ympäristöministeriön luettelossa laadunvalvonnassa olevista betoni- ja jänneteräksistä ole mainittu poikkeavasta lujuuslämpöriippuvuudesta.

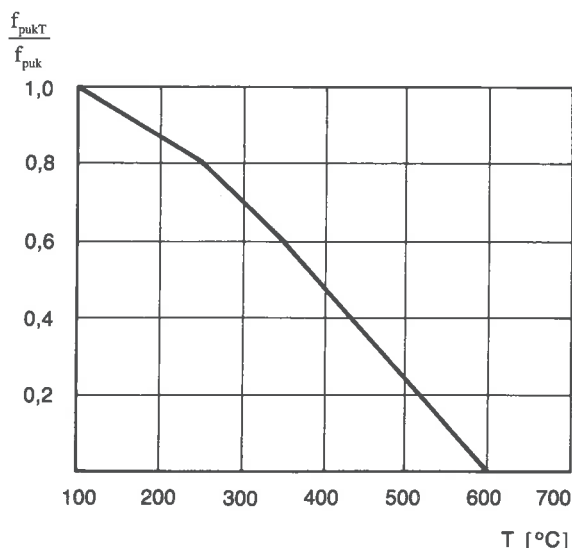


Kuva 8.2

Lämpötilan vaikutus betoniteräksen lujuuteen

f_{yT} = betoniteräksen lujuus lämpötilassa T

f_{yk} = betoniteräksen ominaislujuus, joka on myötölujuus tai 0,2-rajaa vastaava lujuus +20 °C:ssa

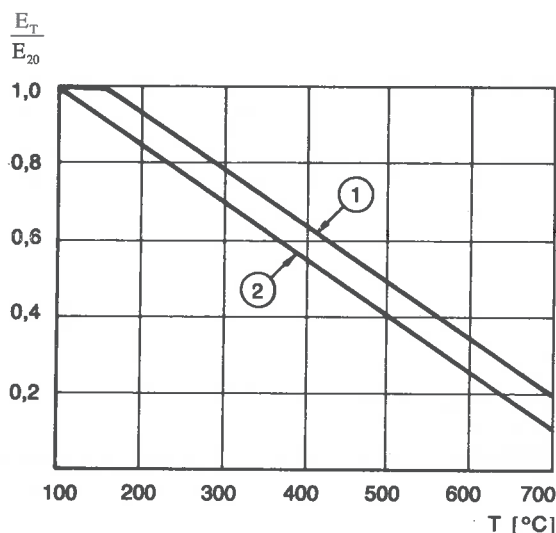


Kuva 8.3

Lämpötilan vaikutus kylmävedyn jänneteräksen lujuuteen

f_{pukT} = jänneteräksen lujuus lämpötilassa T

f_{puk} = jänneteräksen ominaismurtolujuus +20 °C:ssa



Kuva 8.4

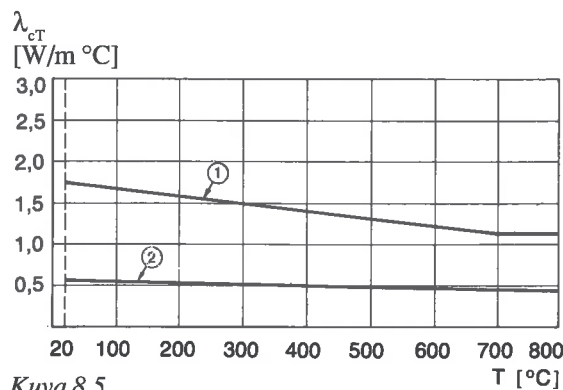
Lämpötilan vaikutus betoniteräksen (1) ja jänneteräksen (2) kimmomoduuliin.

E_T = teräksen kimmokerroin lämpötilassa T

E_{20} = teräksen kimmokerroin +20 °C:ssa

8.3.2.3 Betonin ominaisuudet

Betonin termisten ja mekaanisten ominaisuuksien riippuvuutta lämpötilasta on esitetty kuvissa 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 ja 8.10. Rakenteen lämpötilan nousu voidaan määrittää myös käyttäen luotettaviin koetuloksiin perustuvia käyrästäjä tai taulukoita. Kosteuden vaikutus betonin termisiin ominaisuuksiin voidaan ottaa huomioon esimerkiksi muuntamalla termisten ominaisuuksien arvoja alle 150 °C:n lämpötila-alueella.

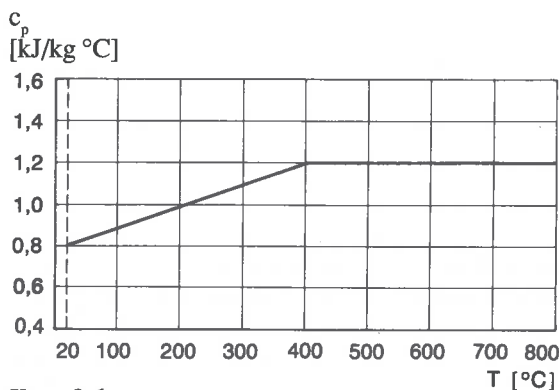


Kuva 8.5

Lämpötilan vaikutus kuivan betonin lämmönjohtavuuteen, λ_{cT}

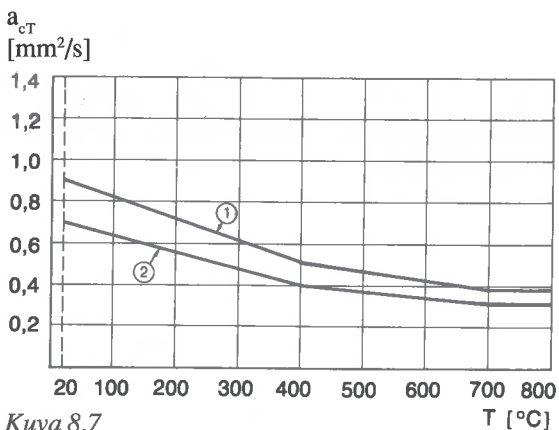
(1) = tavallinen betoni

(2) = kevytsorabetoni, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$



Kuva 8.6

Lämpötilan vaikutus kuivan betonin ominaislämpökapasiteettiin, c_p .

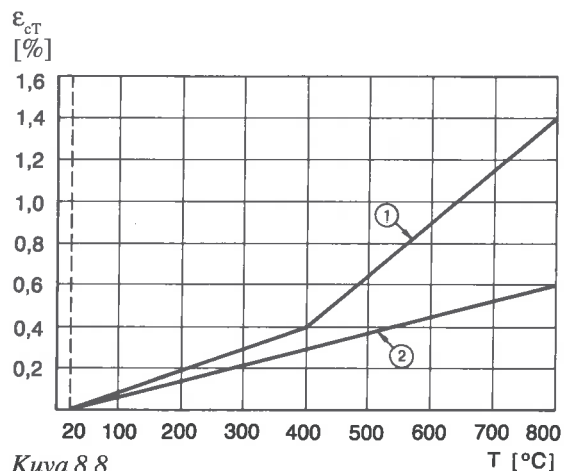


Kuva 8.7

Lämpötilan vaikutus kuivan betonin lämpötilanjohtavuuteen, a_{cT}

(1) = tavallinen betoni

(2) kevytsorabetoni, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$

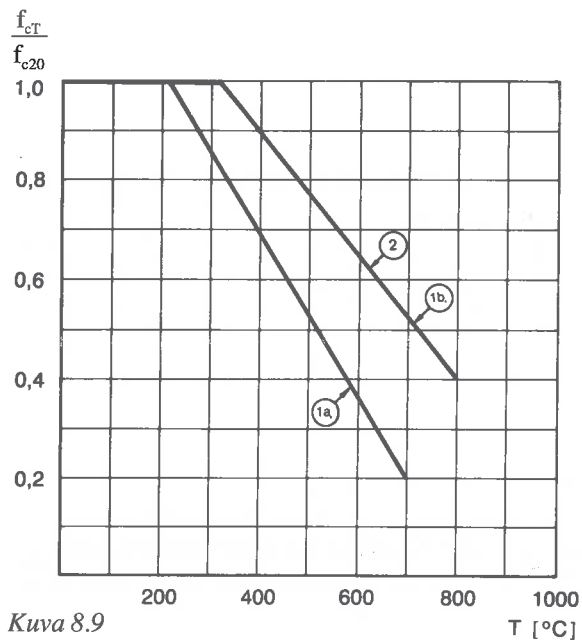


Kuva 8.8

Lämpötilan vaikutus kuormittamattoman betonin lämpölaajenemiseen, ϵ_{cT}

(1) = tavallinen betoni

(2) = kevytsorabetoni



Kuva 8.9

Lämpötilan vaikutus betonin puristuslujuuteen.

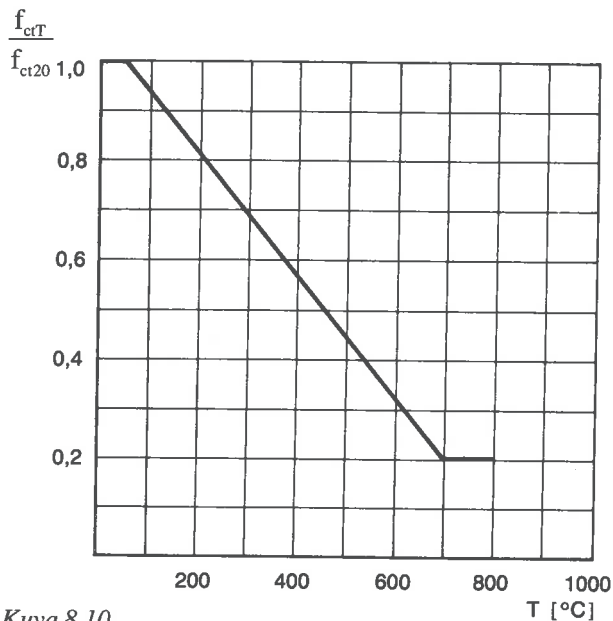
(1a) = tavallinen betoni, kuormitusaste 0 % kuutiolujuudesta +20 °C:ssa

(1b) = tavallinen betoni, kuormitusaste 30 % kuutiolujuudesta +20 °C:ssa

(2) = kevytsorabetoni, kuormitusaste 0...30 % kuutiolujuudesta +20 °C:ssa

f_{cT} = betonin puristuslujuus lämpötilassa T

f_{c20} = betonin puristuslujuus +20 °C:ssä



Kuva 8.10

Lämpötilan vaikutus tavallisen betonin vetolujuuteen.

$f_{ct,T}$ = betonin vetolujuus lämpötilassa T

$f_{ct,20}$ = betonin vetolujuus $+20\text{ °C}$:ssa

8.3.3 TAULUKKOMITOITUS

8.3.3.1 Yleistä

Taulukkomitoitusta saadaan soveltaa rakenteisiin, jotka käyttölämpötila-alueen mitoituksessa on suunniteltu kohdassa 2 tai 3 annettujen ohjeiden mukaisesti. Taulukkomitoitusta ei kuitenkaan saa soveltaa jännitetyihin ontelolaattoihin.

Eri palonkestoajoja vastaavat poikkileikkauksen vähimmäismitat ja pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot on esitetty taulukoissa 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 ja 8.10. Taulukkoarvoihin on tehtävä pääraudoituksen terästen kriittisen lämpötilan edellyttämät korjaukset.

SFS-standardien mukaisten betoniterästen ja kylmävedettyjen jänneterästen kriittinen lämpötila on esitetty taulukossa 8.1.

Taulukko 8.1

Teräksen kriittinen lämpötila T_{cr} [°C], jossa betoniteräksen myötölujuus tai jänneteräksen murtolujuus on laskenut 60 %:iin $+20\text{ °C}$ lämpötilassa olevan teräksen lujuudesta.

Teräslaatu	T_{cr} ¹⁾
SFS-standardien mukainen betoniteräs	500
Kylmävedetty jänneteräs	350

¹⁾ Kriittisen lämpötilan arvoja voidaan soveltaa, jos pysyvän kuorman osuus kokonaiskuormasta on enintään 80 %.

Teräksen kriittinen lämpötila voidaan määrittää myös laskemalla teräsjännitys kohdan 8.2.4 kuormituksia ja

varmuuskertoimia käyttäen. Kuvasta 8.2 saadaan betoniterästen kriittinen lämpötila ja kuvasta 8.3 jänneterästen kriittinen lämpötila.

Betonipeitteen keskipaksuus lasketaan kaavasta

$$c = \frac{A_{s1}c_1 + A_{s2}c_2 + \dots + A_{sn}c_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} \quad (8.2)$$

missä A_{si} on tangon tai punoksen poikkileikkausala [mm²]

c_i on tangon tai punoksen pinnan pienin etäisyys betonipinnasta [mm]

n on tankojen tai punosten lukumäärä.

Jos pääraudoitus muodostuu useasta teräslaadusta käytetään kaavassa (8.2) poikkileikkauksen A_{si} sijasta teräksen ominaislujuudella kerrottua poikkileikkauksen alaa $f_{yk}A_{si}$.

Taulukoissa sulkuihin merkityt arvot eivät täytä kohdan 4.1.1.2 vaatimuksia missään olosuhteissa. Ne on tarkoitettu perusarvoiksi, joihin tehdään kriittisen lämpötilan edellyttämät korjaukset.

Palon vastakkaisella puolella olevaa lämmöneristekerrosta lukuunottamatta voidaan palamattomat ta-saus- ja pintakerrokset laskea rakenteen ja betonipeitteen paksuuteen, jos tällaisen ainekerroksen lämmönjohtavuus palotilanteessa on enintään yhtä suuri kuin betonin. Pintakerroksen termiset ominaisuudet saadaan ottaa huomioon rakenteen lämpötilan nousua arvioitaessa. Pintakerroksen kiinnipysyminen palotilanteessa on osoitettava tarvittaessa kokeellisesti.

Taulukoissa esitettyjen kevytsorabetonirakenteiden mittoja ja betonipeitteen paksuuden arvoja käytetään, kun betonin kuivatiheys on enintään $1\,200\text{ kg/m}^3$. Jos kuivatiheys on suurempi, interpoloidaan suoraviivaisesti tavalliselle betonille ja kevytsorabetonille annettujen arvojen välillä.

8.3.3.2 Laatat

Tässä kohdassa annettuja ohjeita sovelletaan pääasias-sa taivutettuihin rakenteisiin tai niihin rakenneosiin, joihin palorasitus kohdistuu yhden tasopinnan kautta.

Umpilaatan vähimmäispaksuus on esitetty taulukossa 8.2. Ontelolaatan ulkopinnan ja ontelon välisen seinämän vähimmäispaksuus on 40 mm, jos vaadittu palonkesto-aika on vähintään 30 min.

Taulukko 8.2

Umpilaatan vähimmäispaksuus [mm].

Palonkesto-aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni – laatan paksuus	60	80	100	120	150	175
b) kevytsorabetoni – laatan paksuus	60	65	80	95	120	140

Ontelolaatan keskipaksuuden on oltava vähintään yhtä suuri kuin saman palonkestävyyden omaavan umpi-

Laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot [mm]

Palonkestoaika [min].	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
— yhteen suuntaan raudoitettu laatta ¹⁾	(10)	15	25	35	50	60
— ristiin raudoitettu laatta tuettu neljältä sivulta $L_y/L_x \leq 1,5$	(10)	(10)	15	20	35	45
tuettu kolmelta sivulta $L_y/L_x > 1,0$	(10)	15	25	35	50	60
$0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,0$	(10)	15	25	30	40	50
$L_y/L_x < 0,7$	(10)	(10)	20	25	35	45
b) kevytsorabetoni						
— yhteen suuntaan raudoitettu laatta ¹⁾	10	15	25	35	45	50
— ristiin raudoitettu laatta tuettu neljältä sivulta $L_y/L_x \leq 1,5$	(10)	(10)	15	15	30	40
tuettu kolmelta sivulta $L_y/L_x > 1,0$	(10)	15	25	35	45	50
$0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,0$	(10)	15	20	25	35	40
$L_y/L_x < 0,7$	(10)	(10)	15	20	30	40

¹⁾ Käytetään myös ristiinraudoitetuissa laatoissa, kun $L_y/L_x > 2,0$.

laatan vähimmäispaksuus. Keskipaksuus saadaan jakamalla laatan betonipoikkileikkauksen pinta-ala laatan leveydellä.

Laatan pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäispaksuus on esitetty taulukossa 8.3. Jos ristiin raudoitettu laatta on pienempi ja L_y laatan suurempi jännemitta, on voimassa ehto $1,5 < L_y/L_x < 2,0$, saadaan vähimmäispaksuus interpoloimalla suoraviivaisesti yhteen suuntaan ja ristiin raudoitettujen laattojen välillä.

Taulukossa 8.3 esitettyjä betonipeitteen paksuuden arvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen paksuutta lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys betonipeitteen paksuuteen.

Yhteen suuntaan raudoitetuilla jatkuvilla laatoilla voidaan ottaa huomioon voimien uudelleen jakautuminen ja siirtymättömien tukien laatan alapintaan aiheuttaman puristusvoiman vaikutus. Tämän johdosta voidaan laatan pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäispaksuutena taulukon 8.3 asemesta käyttää taulukoiden 8.4 tai 8.5 esittämiä arvoja.

Taulukko 8.4

Jatkuvan tai kiinnitetyn laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot [mm] seuraavien ehtojen:

- laatta toimii osastoivana rakenteena, jolloin palorasitus ei kohdistu samanaikaisesti sekä kentän että tuen raudoitukseen
- tukiraudoitus ulotetaan 0,05 L kauemmaksi tuelta kuin käyttölämpötilamitoituksessa

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni	(10)	(10)	20	30	45	55
b) kevytsorabetoni	(10)	(10)	15	25	40	50

Taulukko 8.5

Jatkuvan tai kiinnitetyn laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo [mm] seuraavien ehtojen:

- laatta toimii osastoivana rakenteena, jolloin palorasitus ei kohdistu samanaikaisesti sekä kentän että tuen raudoitukseen
- tukiraudoituksen määrä on vähintään yhtä suuri kuin kenttäraudoituksen määrä
- vähintään 20 % tukiraudoituksesta vietään yli kentän
- muu tukiraudoitus ulotetaan 0,15 L kauemmaksi tuelta kuin käyttölämpötilamitoituksessa

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni	(10)	(10)	(10)	15	25	35
b) kevytsorabetoni	(10)	(10)	(10)	(10)	20	25

Taulukoissa 8.4 ja 8.5 esitettyjä betonipeitteen paksuuden arvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen

kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen paksuutta lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys betonipeitteen paksuuteen.

8.3.3.3 Palkit

Tässä kohdassa annettuja ohjeita sovelletaan pääasias-
sa taivutettuihin rakenteisiin tai niiden sellaisiin osiin,
joihin palorasitus kohdistuu kahden tai useamman
tasopinnan kautta.

Palkin vähimmäisleveydet pääraudoituksen painopis-
teakselilla, I-palkin laipan keskipaksuuden vähimmäi-
sarvot ja I-palkin uuman vähimmäisleveydet on esitet-
ty taulukossa 8.6. Palkin vähimmäisleveyksiä sovelle-
taan myös ripa-, TT-, kupu- tai vastaavien laattojen
ripoihin ja I-palkin vetopuolen laipan leveyteen.

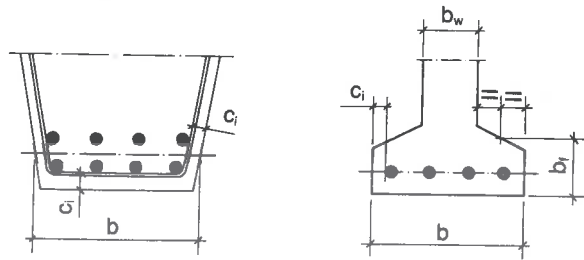
Taulukko 8.6

Palkin vähimmäisleveys pääraudoituksen painopiste-
akselin kohdalla $b_{\min}$ [mm] ja I-palkin laipan keskipak-
suuden vähimmäisarvo $b_{f\min}$ [mm] sekä I-palkin uu-
man vähimmäisleveys b_w [mm]

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
$b_{\min}, b_{f\min}$	80	120	150	180	240	280
b_w	80	100	100	120	140	160
b) kevytsorabetoni						
$b_{\min}, b_{f\min}$	80	100	120	160	180	225
b_w	80	80	80	100	115	130

Taulukossa 8.6 esitettyjä vähimmäisleveyksiä $b_{\min}$ ja $b_{f\min}$ käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on vähintään 450 °C. Palkin vähimmäisleveyttä lisätään 4 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 450 °C.

Palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuu-
den vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 8.7, kuva
8.11. Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti. Vähim-
mäisarvoja sovelletaan myös ripa-, TT- ja kupu-
laattojen pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuu-
teen.



Kuva 8.11

Palkin poikkileikkauksen mittoja

b = palkin vetopuolen leveys pääraudoituksen painopisteakselin kohdalla

b_f = I-palkin laipan keskipaksuus

b_w = I-palkin uuman leveys

c_i = tangon tai punoksen pinnan pienin etäisyys betonipinnasta

Taulukossa 8.7 esitettyjä betonipeitteen paksuuden arvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen paksuutta lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys betonipeitteen paksuuteen.

Jos leikkausvoimia on otettu raudoituksella, sovelletaan tämän leikkausraudoituksen betonipeitteeseen samoja vaatimuksia kuin yhteen suntaan raudoitettun laatan pääraudoituksella, ks. taulukko 8.3.

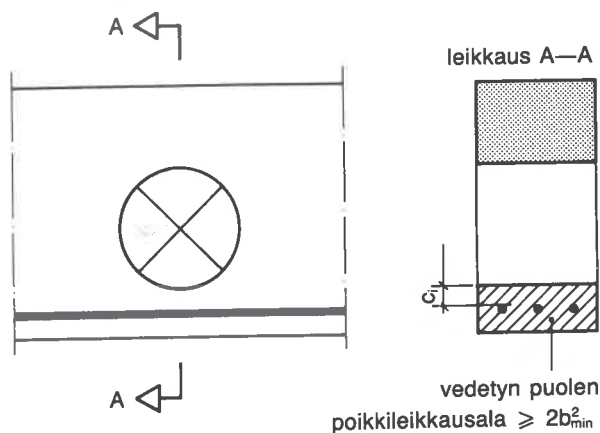
Taulukko 8.7

Palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo c [mm], kun palkin vetopuolen leveys pääraudoituksen painopisteakselin kohdalla on b [mm]

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
$b_{\min}$	80	120	150	180	240	280
c	20	35	50	60	75	85
b	120	160	180	240	280	350
c	(10)	30	40	50	65	75
b	160	180	240	280	380	480
c	(10)	25	35	45	60	70
b	180	280	380	480	580	680
c	(10)	20	30	40	55	65
b) kevytsorabetoni						
$b_{\min}$	80	100	120	160	180	225
c	(15)	35	50	60	75	85
b	120	160	180	240	280	350
c	(10)	25	35	45	60	70
b	160	180	240	280	380	480
c	(10)	20	30	35	50	60
b	180	280	380	480	580	680
c	(10)	(15)	25	35	45	50

Seinämäiset palkit käsitellään pääraudoituksen betonipeitteen osalta palkkeja koskevien vaatimusten ja muilta osien siniä koskevien vaatimusten mukaisesti.

Palkeissa olevien reikien kohdalla vedetyn poikkileikkauksen vähimmäisala on $2b_{\min}^2$, kuva 8.12. Mitta $b_{\min}$ saadaan taulukosta 8.6. Betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot saadaan myös reiän puolelle taulukosta 8.7. Nämä vaatimukset eivät koske reikiä, joiden suurin halkaisija tai sivumitta on enintään $b/2$.



Kuva 8.12

Vaatimukset palkeissa olevien reikien kohdalla.

I-palkin vedetyn puolen laipan keskipaksuuden vähimmäisarvot $b_{\min}$ on esitetty taulukossa 8.6, ks. kuva 8.11. Pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvoihin vaikuttaa suhde b/b_w seuraavasti:

$b/b_w \leq 1,4$ taulukon 8.7 betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot
 $1,4 < b/b_w < 3,0$ taulukon 8.7 betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot kerrotaan luvulla $0,85\sqrt{b/b_w}$.
 Jos laipan poikkileikkausala on vähintään $2b_{\min}^2$, $b_{\min}$ taulukosta 8.6, voidaan käyttää taulukon 8.7 betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvoja.
 $b/b_w \geq 3,0$ laipan poikkileikkausalan on oltava vähintään $2b_{\min}^2$, $b_{\min}$ taulukosta 8.6. Betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot saadaan taulukosta 8.7.

Jatkuvilla ja kiinnitetyillä palkeilla voidaan ottaa huomioon voimien uudelleen jakautuminen ja siirtymättömien tukien palkin alapintaan aiheuttaman puristusvoiman vaikutus. Tämän johdosta voidaan palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvoina taulukon 8.7 asemasta käyttää taulukossa 8.8 esitettyjä arvoja.

Taulukko 8.8

Jatkuvan tai kiinnitetyn palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo c [mm] seuraavin ehdoin:

- palkki liittyy osastoivaan laattaan, jolloin palorasi-tus ei kohdistu samanaikaisesti sekä aukon että tuen raudoitukseen
- tukiraudoituksen määrä on vähintään yhtä suuri kuin kenttäraudoituksen määrä
- vähintään 20 % tukiraudoituksesta viedään yli kent-tän
- muu tukirauditus ulotetaan 0,15L kauemmaksi tuelta kuin käyttölämpötilamitoituksessa

Palonkesto-aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
$b_{\min}$	80	120	150	180	240	280
$c_{\min}$	(10)	25	30	40	45	55
b	120	160	180	240	280	350
c	(10)	20	30	35	45	55
b	160	180	240	280	380	480
c	(10)	(10)	20	30	45	55
b	180	280	380	480	580	680
c	(10)	(10)	20	30	45	55
b) kevytsorabetoni						
$b_{\min}$	80	100	120	160	180	225
$c_{\min}$	(10)	20	30	40	45	55
b	120	160	180	240	280	350
c	(10)	(10)	25	35	40	50
b	160	180	240	280	380	480
c	(10)	(10)	20	25	35	45
b	180	280	380	480	580	680
c	(10)	(10)	20	25	35	45

Taulukossa 8.8 esitettyjä betonipeitteen paksuuden arvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen paksuutta lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys betonipeitteen paksuuteen.

*8.3.3.4 Pilarit

Poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisen pilarin pienin sivumitta ja pilarin palolle alttiiden sivujen pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo on esitetty taulukossa 8.9. Poikkileikkaukseltaan pyöreän pilarin vähimmäishalkaisija saadaan kertomalla taulukon 8.9 edellyttämä sivun pituus luvulla 1,13. Taulukossa 8.9 esitettyjä arvoja, jotka riippuvat poikkileikkauksen palolle alttiiden sivujen lukumäärästä, voidaan soveltaa myös muun kuin suorakaiteen muotoisiin pilareihin käyttämällä vastaavaa palolle alttiin osan ja koko poikkileikkauksen piirin suhdetta.

Taulukossa 8.9 esitettyjä poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisen pilarin pienimpiä sivumittoja voidaan käyttää ilman erillistä tarkistusta, jos vähintään yksi seuraavista kolmesta ehdosta on voimassa:

- pilarin pienempi sivumitta on suurempi kuin 280 mm
- pilarin hoikkuusluku $l/b < 10$, missä l_c on pilarin nurjahduspituus, kuitenkin vähintään tukien väli, ja b on pilarin sivumitta tarkasteltavassa suunnassa
- pilari on pääasiassa vaakavoimien kuormittama.

Taulukko 8.9

Suorakaiteen muotoisen pilarin pienempi sivumitta b [mm] ja sitä vastaava palolle alttiiden sivujen pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo c [mm]. Sivumitan vähimmäisarvo on $b_{\min}$ [mm]

Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni poikkileikkauksen pirstä palolle alttiina kolme tai neljä sivua						
$b_{\min}$	150	180	240	280	380	450
c	(15)	20	30	40	55	75
b	180	240	280	380	480	580
c	(10)	(15)	25	35	45	65
kaksi sivua						
$b_{\min}$	125	160	200	240	280	380
c	(10)	20	25	35	45	65
yksi sivu						
$b_{\min}$	100	120	140	160	200	240
c	(10)	20	30	35	35	35
b) kevytsorabetoni poikkileikkauksen pirstä palolle alttiina kolme tai neljä sivua						
$b_{\min}$	150	160	200	240	320	360
c	(15)	20	35	45	55	75
kaksi sivua						
$b_{\min}$	125	130	160	180	240	280
c	(15)	20	30	40	45	65
yksi sivu						
$b_{\min}$	100	100	115	130	160	180
c	(10)	20	30	35	35	35

Taulukossa 8.9 esitettyjä betonipeitteen paksuuden arvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen paksuutta lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys betonipeitteen paksuuteen.

Taulukko 8.10

Seinän vähimmäispaksuus [mm] ja kantavan seinän pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäispaksuus [mm]

Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
– osastoiva, kantamaton seinä	60	80	100	120	150	175
– kantava seinä	100	120	140	160	180	240
– betonipeite kantavassa seinässä	(10)	15	25	35	50	60
b) kevytorabetoni						
– osastoiva, kantamaton seinä	60	65	80	100	120	140
– kantava seinä	100	100	115	130	160	180
– betonipeite kantavassa seinässä	(10)	15	25	35	45	50

Pilarissa voidaan palonkestoavaatimuksen ollessa 60 ... 240 minuuttia käyttää kullakin sivulla betonipeitteen keskipaksuutena 30 minuutin mukaista arvoa, jos pilaria tarkastellaan sellaisena raudoittamattomana rakenteena, jossa pilarin poikkileikkausta on pienennetty kultakin palolle alttiilta sivulta taulukon 8.9 mukaisella vaaditun palonkestoajan betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvolla, ja jos näin saadun pilarin kapasiteetti on riittävä kohdan 8.2.4 mukaiselle palonaikaiselle kuormitukselle.

8.3.3.5 Seinät

Seinän vähimmäispaksuus ja kantavan seinän pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäispaksuus on esitetty taulukossa 8.10. Onteloita sisältävän seinän ulkopinnan ja ontelon välisen seinämän vähimmäispaksuus on 40 mm, jos vaadittu palonkesto aika on vähintään 30 min.

Onteloita sisältävän seinän keskipaksuuden on oltava vähintään yhtä suuri kuin saman palonkestävyyden omaavan umpiseinän vähimmäispaksuus. Keskipaksuus lasketaan samoin kuin laatoilla.

Taulukossa 8.10 esitettyjä betonipeitteen paksuuden arvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen paksuutta lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys betonipeitteen paksuuteen.

Seinässä voidaan palonkestoavaatimuksen ollessa 60 ... 240 minuuttia käyttää betonipeitteen keskipaksuutena 30 minuutin mukaista arvoa, jos seinää tarkastellaan sellaisena raudoittamattomana rakenteena, jossa seinän paksuutta on vähennetty taulukon 8.10 mukaisella vaaditun palonkestoajan betonipeitteen vähimmäispaksuuden arvolla, ja jos näin saadun seinän kapasiteetti on riittävä kohdan 8.2.4 mukaiselle palonaikaiselle kuormitukselle.

8.3.3.6 Vedetyt sauvarakenteet

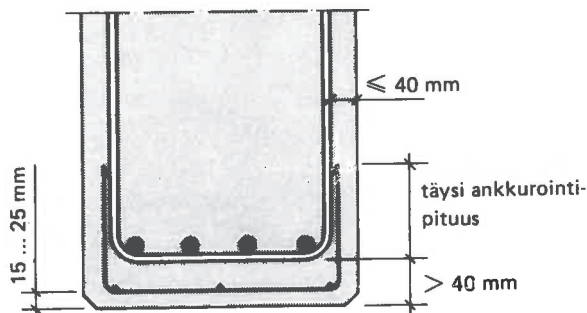
Vedetyt sauvarakenteen poikkileikkausalan on oltava vähintään $2 b_{\min}^2$, ks. taulukko 8.6. Vedettyyn rakenteeseen sovelletaan vastaavan suorakaidepalkin vaati-

muksia pienemmän sivumitan b ja betonipeitteen keskipaksuuden c vähimmäisarvoissa, ks. taulukot 8.6 ja 8.7.

8.3.3.7 Lohkeilun estäminen

Jos rakenteen pintaa lähinnä olevan raudoituksen betonipeitteen paksuus on suurempi kuin 40 mm, on käytettävä lohkeilua vähentävää lisäraudoitusta. Lisäraudoitus sijoitetaan 15 ... 25 mm:n etäisyydelle rakenteen pinnasta. Lisäraudoituksena voidaan käyttää teräsverkkoa tai ristiin asetettua raudoitusta, jonka lankapaksuus on vähintään 2,5 mm ja jakoväli 50 x 50 ... 150 x 150 mm.

Lisäraudoitukseen sovelletaan tavanomaisia betoniterästankojen jatkos- ja ankkurointivaatimuksia. Palkkeissa lisäraudoitus ankkuroidaan, joko palkin sisään tai sellaiseen pintaan, jossa ei vaadita lisäraudoitusta, kuva 8.13.



Kuva 8.13

Lisäraudoituksen ankkurointi

Leikkausraudoitusta voidaan käyttää lisäraudoituksena tai sen osana, jos leikkausraudoitus täyttää lisäraudoitukselle edellä asetetut vaatimukset.

MÄÄRITELMÄT

Ankkurijänne

jänne, jonka voima siirretään betoniin ankkurien välityksellä

Ankkurointiliukuma

jänneraudoitteen pään liikkuminen ankkurin tai sen osien suhteen jännevoimaa betonille siirrettäessä tai sen jälkeen

Arvosteluera

yhtenä kokonaisuutena arvosteltava betonierä tai rakenne

Betoni

rakennusaineena käytettävä, betonimassasta kovettumalla syntyvä tekokivi

Betonimassa

sementin, runkoaineen, veden ja mahdollisten lisäainesten seos ennen kovettumistaan

Betonipeite

raudoitusta suojaava betonikerros

Betonirakenne

raudoittamattoman betonirakenteen, teräsbetonirakenteen ja jännebetonirakenteen — myös kevytrunkoainesten — yhteisnimitys

Betoniteräs

betonirakenteen jännittämättömään raudoitukseen käytettävä teräs

Dynaaminen kuorma

kuorma, joka aiheuttaa rakenteeseen kiihtyvyysrasituksia

Elementti

esivalmisteinen rakenneosia.

Hyväksytty koetuslaitos

Valtion teknillinen tutkimuskeskus tai muu ympäristöministeriön hyväksymä koetuslaitos

Injektointilaasti

suojauputkien ja muiden vastaavien ahtaiden kohtien injektoinnissa käytettävä laasti, jolta edellytetään tiettyjä ominaisuuksia

Jälkihoito

betonoinnin jälkeen suoritettavat toimenpiteet betonin lujuuden ja muiden ominaisuuksien saavuttamiseksi

Jänne

raudoite, jonka jännittämisen avulla betonille annetaan tarkoitettu jännitystila. Jänteeseen luetaan kuuluviksi varsinainen jänneraudoitus sekä mahdolliset jatkokset ja ankkurit

Jännemenetelmä

kokonaisuus, jonka muodostavat käytettävät jänneteräksset, jänneraudoituksen asentaminen, jännittäminen, lukitseminen ja suojaaminen sekä siihen kuuluvat laitteet ja työmenetelmät

Jänneteräs

betonirakenteen jännitetyn raudoituksen perusmateriaali

Jännebetonirakenne l. jännitetty betonirakenne

raudoitettu rakenne, jonka raudoitus osaksi tai kokonaan on jännitetty

Jäätymislaajenema

jäätymislaajenema ilmoittaa vedessä säilytetyn koekappaleen jäädytysvaiheen pituudenmuutoksen poikkeaman lämpötilakertoimen mukaan lasketusta pituudenmuutoksesta

Jäätymislujuus

puristuslujuus, joka kovettumisensa alkuvaiheessa olevan betonin on saavutettava, jotta se vahingoittumatta kestäisi jäätyksen vaikutukset

Kapasiteetti

rakenteen tai sen osan kyky ottaa vastaan tarkasteltavaa rasitusta tarkasteltavassa rajatilassa

Koekappale

betoni-, teräs- tai raudoitusnäytteestä testausta varten valmistettu kappale

Kevytsora

savesta pyörivässä uunissa polttaen paisuttamalla valmistettua sintrautunutta pyöreärakeista ainetta, jonka rakeet ovat täyttä pieniä suljettuja ilmahuokosia

Kuorma

voima tai muu vaikutus, joka aiheuttaa rakenteeseen jännityksiä, muodonmuutoksia tai siirtymiä

Kutistuma

kovettuneen betonin kuivumisesta ja kemiallisista muutoksista aiheutuva tilavuuden pieneneminen, joka on riippuvainen ajasta ja kuivumisolosuhteista, mutta ei lämpötilasta eikä ulkoisen voiman aiheuttamasta jännityksestä

Kylmämuokattu teräs

teräs, jonka myötöraja on nostettu plastisen muokkauksen avulla

Käyttörajatila

rajatila, jossa rakenne lakkaa täyttämästä sen käyttökelpoisuuden ehdoksi asetettuja vaatimuksia

Käyttöseloste

suoritettuihin kokeisiin perustuva varmennettu selvitys betonirakenteiden valmistamiseen käytettävän materiaalin (lisäaineet, jänneteräokset yms.) ominaisuuksista, käyttökelpoisuudesta ja käyttötavoista taikka tietyn menetelmän (jännemenetelmän) käyttöön liittyvistä seikoista

Käyttötila

tila, jossa rakenne täyttää sen käyttökelpoisuudelle asetetut vaatimukset

Lajite

seulomalla tai muulla vastaavalla tavalla erotettu runkoaineen osa, jossa rakeiden koko vaihtelee tiettyjen rajojen välillä

Laskentalujuus

laskelmissa käytettävä materiaalin lujuus, joka saadaan jakamalla ominaislujuus materiaalin osavarmuuskertoimella

Lisäaine

betonin osa-aine, jota käytetään sementin, runkoaineen ja veden ohella ja joka vaikuttaa fysikaalisesti tai kemiallisesti betonimassan tai kovettuneen betonin ominaisuuksiin

Lujuusluokka

tietyn nimellislajuuden omaavan betonin merkintä

Lyhytaikaikuorma

kuorma, joka vaikuttaa niin lyhyen ajan, että materiaalien ajasta riippuvia ominaisuuksia ei tarvitse ottaa huomioon

Lämpökäsittely

betonin lämmittämismenettely, jolla nopeutetaan betonin lujuuden kehitystä

Laskentakuorma

kuorma, jota käyttäen lasketaan voimasuureet tarkasteltavana olevassa rajatilassa. Laskentakuorma saadaan kertomalla ominaiskuorma kuorman osavarmuuskertoimella

Materiaalin osavarmuuseroin

kerroin, jolla otetaan huomioon materiaaleissa ja suunnittelussa esiintyviä epävarmuustekijöitä

Muokkautuvuus

betonimassan notkeuden, tiivistyvyyden ja koossapysyvyyden yhteisnimitys

Murtorajatila

rajatila, jossa rakenteen katsotaan osittain tai kokonaan menettävän kantokykynsä

Nimellislujuus

rakenteen suunnittelun perustaksi valittu betonilaatua kuvaava puristuslujuus

Normikoe

koe, jossa käytetään normikoe-kappaleita ja standardissa määriteltäviä koetusmenetelmiä ja olosuhteita

Normikoe-kappale

tietynkokoinen ja -muotoinen koe-kappale, joka on valmistettu betonimassasta otetusta näytteestä noudattaen näytteenotossa, koe-kappaleen valmistuksessa ja säilytyksessä standardissa annettuja ohjeita

Notkeus, betonimassan

betonimassan kyky muuttaa muotoaan ulkonaisten voimien vaikutuksesta

Näyte

osa-aineen, betonimassan, betonin, raudoituksen tai rakenteen otos, jota käytetään kokeissa tai josta tehdään koe-kappaleita

Ominaislujuus

rakenteen materiaalin myötäämistä kuvaava lujuusarvo, jota ei riittävällä todennäköisyydellä aliteta

Osa-aine

sementin, runkoaineiden, veden, lisäaineiden ja betonissa mahdollisesti käytettävien muiden aineiden yhteisnimitys

Pakkasenkestävyys

kovettuneen betonin kyky säilyttää alkuperäiset ominaisuutensa toistuvan jäätymisen ja sulamisen vaikutuksen alaisena

Päästö

jännittamisvoiman alentaminen jännittämistyön aikana

Rakeisuus

seulomalla tai muulla vastaavalla tavalla lajitellun runkoainenäytteen kaikkien lajitteiden keskinäiset painosuhteet kuivana

Rakennekoe

koe, jossa käytetään rakennekoekappaleita ja määriteltäviä koetusmenetelmiä

Rakennekoekappale

rakenteesta irrotetusta betoninäytteestä valmistettu tietynkokoinen ja -muotoinen koe-kappale

Rakenneluokka

rakenteen suunnittelun ja työnsuorituksen vaativuutta osoittava ilmaisu

Raudoite

betoni- tai jänneteräksestä valmistettu raudoituksen osa

Raudoitettu betonirakenne

rakenne, joka on suunniteltu siten, että betoni ja raudoitus yhdessä ottavat vastaan rakenteeseen kohdistuvat rasitukset

Raudoittamaton rakenne

rakenne, joka on suunniteltu siten, että betoni yksinään kestää rakenteelle tulevat rasitukset

Relaksaatio l. laukeneminen

ajan mukana tapahtuva jännityksen pieneneminen, kun venymä pysyy vakiona

Runkoaaine

betonin rakeinen, mineraalinen osa-aine, joka sementtiliiman yhteenliittämänä muodostaa betonin

Saumauslaasti

rakenneosien yhteenliittämisessä käytetty laasti, jonka lujuus otetaan laskelmissa huomioon

Sementti

standardin mukainen rakennussementti

Suhteitus

betoniin käytettävien osa-aineiden määrien keskinäisten suhteiden valitseminen silmällä pitäen edellytetyjä betonimassan ja betonin ominaisuuksia

Suojahuokossuhde

ilmatäytteisenä vesisäilytyksessä säilyvän ja kokonaishuokostilavuuden suhde

Suojaputki

ankkurijänteen sisältävä putki, joka jännittämistyön jälkeen injektoidaan

Suurin raekoko

rakeisuuskäyrän sitä pistettä vastaava seulan silmämitta, jonka kohdalla läpäisyarvo on vähintään 95 %

Tankonippu

raudoite, joka on muodostettu sitomalla yhteen keskenään yhdensuuntaisia tankoja

Tarkastettu valmistus

betonin valmistusta kutsutaan tarkastetuksi, jos valmistuslaitoksen suorittama laadunvalvonta on ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan tarkastuksen alainen

Tarkastamaton valmistus

jos betonin valmistus ei ole ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan tarkastuksen alainen, kutsutaan sitä tarkastamattomaksi

Tartuntajänne

jänne, jonka voima siirretään betoniin tartunnan välityksellä

Teräsbetonirakenne

raudoitettu rakenne, jonka raudoitus on tehty betoniteräksestä

Työsauma

rakenteen kohta, josta betonointia jatketaan vasta betonin kovetuttua

Valmisbetoni

betonimassa, jonka valmistaja luovuttaa vastaanottajalle valmiiksi sekoitettuna

Valmistuserä, teräksen

yhdestä sulatuksesta samassa valmistusprosessissa samaan nimellismittaan valmistettu tuote-erä. Jänne-raudoitteissa saattavat eri langat tai tangot kuulua eri sulatuksiin

Vedenpitävyys

betonin kyky vastustaa toispuolisen vedenpaineen vaikutuksesta tapahtuvaa veden kulkua betonin läpi

Vedentunkeumaluku

standardin mukaisen vedenpitävyyskokeen tulos

Vertailulujuus

lujuuskokeiden tuloksista laskettu testisuure, jota verrataan nimellislujuuteen betonin kelpoisuutta arvioitaessa

Vesi-sementtisuhde

betonimassan sisältämän vesimäärän ja sementin painon suhde

Viruma

pitkäaikaisesta jännityksestä aiheutuva ja ajasta riippuva muodonmuutos

Väsytyskuorma

toistuva kuorma, joka aiheuttaa rakenteen materiaalien väsymistä

MERKINNÄT

A	= pinta-ala	K_k	= vertailulujuus
A_c	= betonipoikkileikkauksen pinta-ala	K_r	= täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys
A_{cc}	= poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen pinta-ala	L	= jännemitta, rakenneosan pituus
A_{cc}	= poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan 7,5Ø päässä yksittäisen tangon tai janteen painopisteestä	L₀	= nurjahduspituus, momentin nollakohtien väli
A_{cf}	= puristetun laipan pinta-ala	L_{or}	= redusoitu nurjahduspituus vinossa taivutuksessa
A_{co}	= kuormitetun pinnan ala paikallisessa puristuksessa	M	= taivutusmomentti
A_{cl}	= kuorman jakaantumispinnan ala paikallisessa puristuksessa	M_d	= taivutusmomentin laskenta-arvo
A_{ef}	= vääntöraudoituksen rajoittaman poikkileikkauksen osan pinta-ala	M_{de}	= taivutusmomentin laskenta-arvo kimmo-teorian mukaan
A_p	= jänneraudoituksen pinta-ala	M₀	= nollaväntömomentti
A_s	= vetorausdoituksen pinta-ala	M_r	= halkeamakapasiteetti taivutuksessa
A_s	= puristusraudoituksen pinta-ala	M_x	= taivutusmomentti x-akselin suhteen
A_{sl}	= pitkittäisraudoituksen pinta-ala	M_y	= taivutusmomentti y-akselin suhteen
A_{st}	= haan, poikittaisraudoituksen pinta-ala	N	= normaalivoima
A_{sv}	= leikkausraudoituksen pinta-ala	N_c	= poikkileikkauksen betonin puristusresultantti
A_{svf}	= laipan ja uuman välisessä leikkauksessa olevan poikittaisraudoituksen pinta-ala	N_d	= normaalivoiman laskenta-arvo
A_u	= tuen reunasta etäisyydellä d/2 olevan leikkauksen rajoittaman kuvion ala lävistyksessä	N_p	= jännevoiman komponentti painopisteakselin suunnassa
C	= poikkileikkauksen vääntöjäyhyysmomentti	N_r	= halkeamakapasiteetti keskisessä vedossa
C_e	= poikkileikkauksen kimmoisin vääntöjäyhyysmomentti	N_s	= vetorausdoituksen resultantti
E_c	= betonin kimmomoduuli	ΔN_s	= leikkausvoiman aiheuttama raudoituksen vetovoiman lisäys
E_{cc}	= betonin muunnettu kimmomoduuli pitkäaikaiskuormituksessa	N_{sc}	= poikkileikkauksen puristusraudoituksen resultantti
E_{cI_c}	= halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	N_{sf}	= laipassa olevan vetorausdoituksen resultantti
E_p	= jänneteräksen kimmomoduuli	P	= jännevoima
E_s	= teräksen kimmomoduuli	T	= vääntömomentti, lämpötila
F	= voima, kuorma	T_c	= betonin vääntökapasiteetti
F_{bu}	= ankkurointikapasiteetti	T_d	= vääntömomentin laskenta-arvo
F_d	= laskentakuorma	T_s	= vääntöraudoituksen vääntökapasiteetti
F_t	= poikittainen vetovoima, halkaisuvoima	T_{u,max}	= vääntökapasiteetin yläraja
F_u	= paikallinen puristuskapasiteetti	V	= leikkausvoima, arvosteluerän suuruus
G	= liukumoduuli	V_c	= betonin leikkauskapasiteetti
I	= jäyhyysmomentti	V_{co}	= leikkausraudoitamattoman rakenteen betonin leikkauskapasiteetin perusarvo
I_c	= betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	V_d	= leikkausvoiman laskenta-arvo
K	= betonin nimellisljuuus	V_{d,red}	= redusoitu leikkausvoima
K_{ef}	= poikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys	V_F	= kuorman F aiheuttama leikkausvoima
K_j	= betonin puristuslujuus kuormituksen alkamisajankohtana	V_p	= jännevoiman leikkausvoiman suuntainen komponentti
		V_s	= leikkausraudoituksen kapasiteetti
		V_u	= leikkauskapasiteetti, lävistyskapasiteetti
		V_{uf}	= V _{sf} + V _{cf} = laipan ja uuman välinen leikkaukskapasiteetti
		V_{u,max}	= leikkauskapasiteetin yläraja, lävistyskapasiteetin yläraja
		W	= poikkileikkauksen kimmoisin taivutusvastus
		W_{te}	= poikkileikkauksen kimmoisin vääntövastus
		W_{tr}	= vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus
		a	= taipuma, etäisyys
		b	= poikkileikkauksen leveys

b_{ef}	= puristuslaipan toimiva leveys	k_j	= jatkoskerroin
b_0	= laskelmissa käytetty poikkileikkauksen leveys, kuormitetun pinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa	l	= pituus
b_w	= uuman leveys	l_b	= ankkurointipituus
b_1	= kuorman jakaantumispinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa	l_{bh}	= koukun aiheuttama ankkurointipituuden muutos
c	= raudoitusta suojaavan betonipeitteen paksuus	l_{bp}	= jänneraudoituksen ankkurointipituus
d	= poikkileikkauksen tehollinen korkeus	l_j	= jatkospituus
d'	= puristusraudituksen painopisteen etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta	l_{j0}	= jatkospituuden perusarvo
e	= normaalivoiman epäkeskisyys, lävistysvoiman epäkeskisyys	n	= kuormanvaihtoluku, lukumäärä
e_a	= normaalivoiman perusepäkeskisyys	q	= muuttuva kuorma
e_d	= normaalivoiman epäkeskisyyden laskenta-arvo	r	= tangon sisäpuolinen taivutussäde
e_{rd}	= muunnettu epäkeskisyys vinossa taivutuksessa	s	= tankoväli, hakaväli
e_{01}	= itseisarvoltaan suurempi rakenneosan päissä esiintyvistä normaalivoiman epäkeskisyyksistä	s_h	= rinnakkaisten tankojen vapaa väli
e_{02}	= itseisarvoltaan pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä normaalivoiman epäkeskisyyksistä	s_v	= päällekkäisten tankojen vapaa väli
e_{0x}	= e_0 :n arvo x-akselin suunnassa vinossa taivutuksessa	t	= aika
e_{0y}	= e_0 :n arvo y-akselin suunnassa vinossa taivutuksessa	u	= tuen reunasta etäisyydellä $d/2$ olevan leikkauksen rajoittaman kuvion piiri lävistyksessä
e_2	= normaalivoiman lisäepäkeskisyys	u_{ef}	= vääntöraudoituksen rajoittaman kuvion piiri
f	= lujuus	u_s	= tangon ympärysmitta
f_{cd}	= betonin puristuslujuuden laskenta-arvo	v	= leikkausvoima pituusyksikköä tai pinta-alayksikköä kohti
f_{ck}	= betonin ominaispuristuslujuus	w	= halkeaman leveys
f_{cnd}	= betonin puristuslujuuden laskenta-arvo väsytyskuormituksessa	w_k	= halkeaman ominaisleveys
f_{ctd}	= betonin vetolujuuden laskenta-arvo	x	= neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta
f_{ctk}	= betonin ominaisvetolujuus	z	= poikkileikkauksen sisäinen momenttivarssi
f_{no}	= teräksen väsymislajuuden perusarvo	α	= kulma, kerroin
$f_{p0,2k}$	= jänneteräksen 0,2-rajaa vastaava ominaismyötölujuus	α	= E_s/E_c = kimmomoduulien suhde
f_{puk}	= jänneteräksen ominaismurtolujuus	α_{ct}	= betonin pituuden lämpötilakerroin
f_{pyd}	= jänneteräksen laskentalujuus	α_{st}	= teräksen pituuden lämpötilakerroin
f_{smd}	= teräksen laskentalujuus väsytyskuormituksessa	β	= kerroin, aaltoisuusluku
f_{yd}	= betoniteräksen laskentalujuus	γ	= varmuuskerroin
f_{yk}	= betoniteräksen ominaislujuus	γ_c	= betonin osavarmuuskerroin
f_{yld}	= pitkittäisen raudituksen teräksen laskentalujuus	γ_s	= teräksen osavarmuuskerroin
f_{ytd}	= poikittaisen raudituksen teräksen laskentalujuus	ϵ	= suhteellinen muodonmuutos
g	= pysyvä kuorma	ϵ_c	= betonin puristuma
h	= poikkileikkauksen korkeus	ϵ_{cc}	= betonin loppuviruma
h_e	= rakenteen muunnettu paksuus	ϵ_{cs}	= betonin loppukutistuma
h_{ef}	= vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen kotelon paksuus	ϵ_{cso}	= betonin loppukutistuman perusarvo
h_f	= laipan paksuus	ϵ_{ct}	= betonin venymä
i	= betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde	ϵ_{cu}	= betonin murtopuristuma
k	= kerroin	ϵ_{cy}	= betonin myötöpuristuma
k_b	= raudituksen tartuntakerroin	ϵ_p	= jänneteräksen venymä
		$\epsilon_{p0,2}$	= jänneteräksen 0,2-rajaa
		ϵ_{pu}	= jänneteräksen murtoraja
		ϵ_s	= teräksen venymä
		ϵ_{sc}	= teräksen puristuma
		ϵ_u	= teräksen murtovenymä ja -puristuma
		ϵ_y	= teräksen myötövenymä ja -puristuma
		λ	= rakenneosan hoikkuusluku
		ρ	= suhteellinen teräspinta-ala
		ρ'	= puristusraudituksen suhteellinen teräspinta-ala
		ρ_c	= betonin tiheys
		ρ_{min}	= suhteellinen vähimmäisteräspinta-ala
		ρ_v	= leikkausraudituksen suhteellinen teräs-

	pinta-ala
σ	= jännitys
σ_c	= betonin jännitys
σ_{cc}	= betonin sallittu puristusjännitys poikkileikkauksen painopisteessä
σ_{cf}	= betonin sallittu puristusjännitys poikkileikkauksen reunalla
σ_{cif}	= betonin sallittu vetojännitys poikkileikkauksen reunalla
σ_{ct}	= betonin sallittu vetojännitys poikkileikkauksen painopisteessä
σ_{max}	= jännityksen yläraja laskentakuormaa vastaavassa väsytytkuormituksessa
σ_{min}	= jännityksen alaraja laskentakuormaa vastaavassa väsytytkuormituksessa
σ_p	= jänneteräksen jännitys
σ_{po}	= jänneteräksen alkujännitys
$\sigma_{p\infty}$	= jänneteräksen jännitys jännityshäviöiden tapahduttua
$\sigma_{po,max}$	= jänneteräksen jännityksen suurin sallittu arvo
$\Delta\sigma_p$	= jänneteräksen jännityshäviö
σ_s	= teräksen vetojännitys, teräksen sallittu vetojännitys
σ_{sc}	= teräksen puristusjännitys
ν	= betonin Poisson'in luku
ϕ	= betonin virumaluku
ϕ_0	= betonin virumaluvun perusarvo
τ_c	= leikkausvoiman aiheuttama betonin leikkausjännitys, betonin sallittu leikkausjännitys
τ_{c0}	= betonin sallitun leikkausjännityksen perusarvo
τ_{c1}	= yksinomaan betonille lasketun leikkausjännityksen yläraja
τ_{c2}	= yksinomaan betonille lasketun väännön aiheuttaman leikkausjännityksen yläraja
τ_{ct}	= väännön aiheuttama betonin leikkausjännitys
ω	= nurjahdusluku
$\emptyset$	= tangon halkaisija
$\emptyset_n$	= tankonipun nimellishalkaisija



VALTION PAINATUSKESKUS

POSTIMYYNTI, PL 516, 00101 HELSINKI

Puh. (90) 566 0266, vaihde (90) 566 01

Telekopio (90) 566 0374, teleksi 123458

KIRJAKAUPAT HELSINGISSÄ:

ANNANKATU 44, vaihde (90) 1734 2012

Eteläesplanadi 4, puh. (90) 662 801.



9 789513 703035

ISBN 951-37-0303-7