

Betonirakenteet

OHJEET 2001

Ympäristöministeriön asetus betonirakenteista

Annettu Helsingissä 29 päivänä syyskuuta 2000

Ympäristöministeriön päätöksen mukaisesti säädetään 5 päivänä helmikuuta 1999 annetun maankäyttö- ja rakennuslain (132/1999) 13 §:n nojalla rakentamisessa sovelletaviksi seuraavat ohjeet betonirakenteista.

Ohjeet on ilmoitettu direktiivin 83/189/ETY, muut. 182/88/ETY, muut. 94/10/EY mukaisesti.

Tämä asetus tulee voimaan 1 päivänä tammikuuta 2001 ja sillä kumotaan ympäristöministeriön 12 päivänä marraskuuta 1986 antama päätös betonirakenteista siihen myöhemmin tehtyine muutoksineen. Ennen asetuksen voimaantuloa vireille tulleeseen lupahakemukseen voidaan soveltaa aikaisempia ohjeita.

Helsingissä 29 päivänä syyskuuta 2000

Ympäristöministeri *Satu Hassi*

Yli-insinööri Jaakko Huuhtanen

1	YLEISOHJEET	5	3	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU	
1.1	Yleistä	5		SALLITTUJA JÄNNITYKSIÄ	
1.2	Rakenteiden luokitus	5		KÄYTTÄEN	40
1.2.1	Yleistä	5			
1.2.2	Suunnittelu	5	4	RAKENTEIDEN VALMISTUS	40
1.2.3	Rakenteiden valmistus	5	4.1	Materiaalit	40
1.3	Asiakirjat	6	4.1.1	Betoni	40
1.3.1	Laskelmat	6	4.1.2	Teräs	43
1.3.2	Piirustukset ja työselitys	6	4.1.3	Elementtien sauma-aineet	44
1.3.3	Tyyppihyväksyntäpäätökset	6	4.2	Työnsuoritus	44
1.3.4	Käyttöselosteet	6	4.2.1	Yleistä	44
1.3.5	Muut asiakirjat	6	4.2.2	Muotit ja niiden tukirakenteet	44
1.4	Määritelmät ja merkinnät	7	4.2.3	Raudoitustyöt	45
1.5	Yksiköt	7	4.2.4	Betonityöt	46
1.6	Vastavuoroinen tunnustaminen	7	4.2.5	Betonielementtejä koskevat erityisohjeet	48
			4.2.6	Jännittämistöitä koskevat erityisohjeet	49
			4.2.7	Mittapoikkeamat	50
2	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU				
	RAJATILAMITOITUSTA KÄYTTÄEN	7			
2.1	Suunnittelun perusteet	7	5	LAADUNVALVONTA	51
2.1.1	Yleistä	7	5.1	Yleistä	51
2.1.2	Materiaalien laskentalujuudet	8	5.2	Betonin laadunvalvonta	51
2.1.3	Kuormitukset	8	5.2.1	Betonin osa-aineet	51
2.1.4	Ympäristöolosuhteet	10	5.2.2	Betonin ennakkokokeet	52
2.1.5	Betonin materiaaliominaisuudet	10	5.2.3	Betonin valmistuksen aikaiset kokeet	52
2.1.6	Raudoituksen materiaaliominaisuudet	13	5.2.4	Valmisbetonin vastaanottotarkastus	52
2.1.7	Voimasuureet	14	5.3	Rakenteiden valmistuksen	
2.2	Murtorajatilatarkastelut	16		laadunvalvonta	52
2.2.1	Taivutus ja normaalivoima	16	5.3.1	Vastaanottotarkastukset	52
2.2.2	Leikkaus	16	5.3.2	Työnsuorituksen laadunvalvonta	52
2.2.3	Väätö	20	5.3.3	Valmisbetoni- ja elementtitehtaat	52
2.2.4	Yhdistetyt rasitukset	21	5.4	1-luokan rakenteiden erityisvaatimukset	53
2.2.5	Rakenteiden vakavuus	22			
2.2.6	Raudoituksen ankkurointi ja jatkokset	24	6	RAKENTEIDEN KELPOISUUDEN	
2.2.7	Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat	28		TOTEAMINEN	53
2.2.8	Väsymismurtorajatila	28	6.1	Yleistä	53
2.3	Mitoitus käyttörajatilassa	29	6.2	Rakennussegmentin kelpoisuus	53
2.3.1	Yleistä	29	6.3	Betonin kelpoisuus	53
2.3.2	Siirtymät	29	6.3.1	Yleistä	53
2.3.3	Halkeilu	31	6.3.2	Koesuunnitelma	54
2.4	Rakenteiden koekuormitus ja		6.3.3	Betonin puristuslujuus normikokein	54
	kokeellinen mitoitus	32	6.3.4	Betonin puristuslujuus rakennekokein	55
2.4.1	Yleistä	32	6.3.5	Vertailulujuuslaskelma normikokeita	
2.4.2	Koekappaleet	33		käytettäessä	56
2.4.3	Kokeiden lukumäärä	33	6.3.6	Vertailulujuuslaskelma	56
2.4.4	Koejärjestelyt ja kokeiden suoritus	33		rakennekokeita käytettäessä	56
2.4.5	Koetulosten tarkastelu	33	6.3.7	Betonin säilyvyysominaisuuksien ja muiden	
2.4.6	Koekuormituksen ja kokeellisen			ominaisuuksien toteaminen	57
	mitoituksen varmuus	33	6.3.8	Injektointilaastin kelpoisuus	57
2.5	Rakenteelliset ohjeet	35	6.3.9	Rakenteellisen saumaustaastin kelpoisuus	58
2.5.1	Rauditus	35	6.4	Terästen kelpoisuus	58
2.5.2	Rakenneosat	36	6.4.1	Betoniteräksiset ja raudoitteet	58
2.6	Erityisohjeet	38	6.4.2	Työmaalla tehtävät tankojen	
2.6.1	Elementtirakenteet	38		hitaussuhteet	58
2.6.2	Jännitetyt rakenteet	40	6.4.3	Betoniterästankojen mekaaniset jatkokset	58

6.4.4	Kuormia siirtävät metalliosat ja nostoankkurit	58	7.6.1	Masuunikuonan ja ferrokromikuonan koostumus ja ominaisuudet	63
6.4.5	Jänneteräksiset	59	7.6.2	Masuunikuonan ja ferrokromikuonan käyttö runkoaineena	63
6.5	Rakenteiden valmistuksen ja valmiiden rakenteiden tarkastus	59	7.7	Silika	64
6.6	Toimenpiteet rakenteiden epätydyttävän laadun johdosta	59	7.7.1	Silikan koostumus ja ominaisuudet	64
			7.7.2	Silikan käyttö	64
			7.8	Seosaineiden käytön rajoitukset	65
7	MINERAALISET SEOSAINHEET		7.9	Rakenteiden valmistuksen valvonta	65
	BETONIN SIDE- JA RUNKOAINEENA	60	8	PALOTEKNINEN MITOITUS	65
7.1	Soveltamisala ja yleisohjeet	60	8.1	Yleisohjeet	65
7.2	Määritelmiä	60	8.2	Paloteknisen mitoituksen perusteet	65
7.3	Seosaineiden laadunvalvonta ja kelpoisuus	61	8.2.1	Rakenteiden palonkestävyys	65
7.3.1	Yleistä	61	8.2.2	Palonkestävyysvaatimukset	65
7.3.2	Laadunvalvontasopimuksen mukainen laadunvalvonta ja viranomaistarkastukset	61	8.2.3	Palo-olosuhteet	66
7.3.3.	Toimituseräkohtainen laaduntarkastus	62	8.2.4	Rakenteiden palonaikaiset kuormitukset ja varmuuskertoimet	66
7.3.4	Näytteenotto	62	8.2.5	Rakennusaineiden termiset ja termomekaaniset ominaisuudet	67
7.3.5	Seosainetta koskeva tiedottaminen	62	8.3	Kantavat ja osastoivat betonirakenteet	67
7.3.6	Toimenpiteet epätydyttävän laadun johdosta	62	8.3.1	Sovellusalue	67
7.4	Lentotuhka	62	8.3.2	Laskennallinen mitoitus	67
7.5	Masuunikuonajauhe	63	8.3.3	Taulukkomitointi	69
7.5.1	Masuunikuonajauheen koostumus ja ominaisuudet	63	Liite 1	Määritelmät	75
7.5.2	Masuunikuonajauheen käyttö	63	Liite 2	Merkinnät	78
7.6	Masuunikuona ja ferrokromikuona betonin runkoaineena	63			

Muutoksia aikaisempiin 25.8.1993 annettuihin ohjeisiin on seuraavissa kohdissa: 1.2.2, 1.2.3, 1.3.1, 1.3.2, 1.3.4, 1.6 (uusi), 2.1.2, 2.1.5.3, 2.1.7.1, 2.1.7.4, 2.2.1.2, 2.2.2.8, 2.2.6.2, 2.2.6.3, 2.2.8.1, 2.2.8.2, 2.2.8.3, 2.3.2.2, 2.3.3.3, 2.5.1.1, 2.5.2.2, 2.5.2.5, 2.6.1.1, 2.6.1.2.1, 2.6.1.2.2, 2.6.1.3, 4.1.1.1, 4.1.1.2, 4.1.1.3, 4.1.2.4, 4.2.3.2, 4.2.4.4, 4.2.4.11, 4.2.5.2, 5.1, 5.3.1, 5.3.3, 5.4 (uusi), 6.2, 6.3.2, 6.3.3, 6.3.5, 6.4.1, 6.4.3, 6.4.5, 6.5, 7.1, 7.3.1, 7.3.2.2, 7.3.3, 7.3.4, 7.3.6, 7.4, 8.3.2.2, 8.3.3.1 ja liite 1 ”Määritelmät” / ”Hyväksytty koetuslaitos”.

1.1 Yleistä

Näissä ohjeissa esitetään rajatilatarkasteluihin perustuva mitoitusmenetelmä 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-valettuja 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.

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.

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

1.2 Rakenteiden luokitus

1.2.1 YLEISTÄ

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.

1.2.2 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, tai vastaavan ulkomaisen tutkinnon. 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 vastaavan ulkomaisen tutkinnon 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 tai ammattikorkeakoulun rakennusosastolla insinöörin tutkinnon, johon sisältyvät betonirakenteiden suunnittelua ja toimintaa käsittelevät kurssit, tai vastaavan ulkomaisen tutkinnon. Tätä alemman tutkinnon suorittaneella tulee olla vastaavat tiedot betonirakenteiden valmistuksesta ja toiminnasta.

2-luokan työssä betonityönjohtajan tulee olla suorittanut vähintään teknillisen oppilaitoksen rakennusosastolla teknikkotutkinnon tai ammattikorkeakoulun

rakennusosastolla rakennusmestaritutkinnon, tai vastaavan ulkomaisen tutkinnon, 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 voimasuuret
- rakennemitat ja materiaalitiedot
- murtovarmuustarkastelu kohdan 2.2 ja käyttötilan tarkastelu kohdan 2.3 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
- ympäristöluokka ja sen perusteella määräytyvät, kohdan 4.1.1.2 mukaiset vaatimukset suunnittelussa käytetyt ominaiskuormat
- kantavien rakenteiden materiaaleille asetetut vaatimukset:
 - betonista rakenne- ja lujuusluokka sekä tarvittaessa sementtilaji, runkoaineen suurin raekoko ja tiheys sekä vedenpitävyys ja muut tarpeelliset vaatimukset
 - raudoituksesta teräksen tunnusstandardin tai käyttöselosteen mukaan
 - muiden materiaalien vaatimukset tarvittaessa
- tarvittavat toleranssit; rakenneluokan mukaan määräytyviä ei kuitenkaan tarvitse esittää (kohta 4.2.7)
- täydelliset tiedot rakenteiden muodosta ja koosta sekä työsaumojen, kiinnikkeiden ja varausten paikoista

- raudoitteiden tankojen halkaisija, pituus, taiputukset, lukumäärä, sijoitus, jatkokset, betonipeite; jänneraudoitteista lisäksi jännetyyppi sekä injektointi- ja apuputkien paikat
- muut tarpeelliset tiedot

Elementtipiirustuksissa esitetään lisäksi elementtien osalta

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

1-luokan rakenteiden piirustuksissa esitetään myös raudoituksen tuenta ja siihen liittyvä työraudoitus.

Betonirakenteiden valmistusta ohjaamaan tehdään tarvittaessa työselitys kohdan 2.1.1 mukaisesti.

1.3.3 TYYPPIHYVÄKSYNTÄPÄÄTÖKSET

Tyyppihyväksyttyjä tuotteita käytetään tyyppihyväksyntäpäätöksen ja siihen perustuvien valmistajan antamien ohjeiden mukaisesti. Tuotteiden kelpoisuutta ei rakennuspaikalla tarvitse erikseen osoittaa, ellei tyyppihyväksyntäpäätöksessä ole toisin sanottu.

1.3.4 KÄYTTÖSELOSTEET

Seuraavilla betonirakenteissa käytettävillä aineilla, osa-aineilla, 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)
- elementtien sauma-aineet (4.1.3)
- jännemenetelmät (4.2.3.2)
- betoniterästankojen erikoisjatkokset (4.2.3.2)
- betoniterästankojen erikoisankkurit (4.2.3.2)

Käyttöselostepäätöksessä voidaan määrittellä tarpeellinen laadunvalvonta. Käyttöselosteen tulee olla tuotteen käyttöpaikalla.

1.3.5 MUUT ASIAKIRJAT

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

- betonityösuunnitelma (kohta 4.2.4.1)
- valmisbetonierän kuormakirja (4.2.4.4)
- lämpökäsittelysuunnitelma (4.2.4.7)
- erityismenetelmien työselitys (4.2.4.10)
- tiedot betonielementeistä (4.2.5.1)
- elementtirakenteiden asennussuunnitelma (4.2.5.2)

- jännittämistöihin liittyvät asiakirjat (4.2.6)
- laadunvalvontaan liittyvät suunnitelmat ja muistiinpanot (5.1)
- kelpoisuuden osoittamiseen liittyvät asiakirjat (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 Vastavuoroinen tunnustaminen

Mitä näissä ohjeissa on lausuttu SFS-standardista ja SFS-merkistä, koskee myös muussa Euroopan talousyhteisön jäsenmaassa voimassa olevaa turvallisuustasoltaan vastaavaa EN-standardia tai muuta standardia taikka laadunvalvontamenettelyä. Ympäristöministeriö ilmoittaa ne standardit, jotka vastaavat ohjeissa mainittua SFS-standardia.

Mitä näissä ohjeissa on lausuttu varmenneetusta käyttöselosteesta tai viranomaisen vaatimasta testauksesta tai tarkastuksesta taikka ympäristöministeriön hyväksymästä koetuslaitoksesta, koskee myös Euroopan talousyhteisön muussa jäsenmaassa hyväksyttyä turvallisuustasoltaan vastaavaa selvitystä tuotteesta, testausta tai tarkastusta taikka laitosta. Ympäristöministeriö ilmoittaa ne testaus- ja tarkastusmenetelmät sekä laitokset, jotka vastaavat ohjeissa mainittua käyttöselostetta, testausta, tarkastusta tai koetuslaitosta.

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)
- Raudoituksen ankkurointi ja jatkokset (2.2.6)
- Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat (2.2.7)
- Väsymismurtorajatila (2.2.8)

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

- 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 työselityksiin ne erityispiirteet, joita noudattamalla eri työvaiheiden ja niiden valvonnan voidaan katsoa täyttävän työnsuoritukselle kohdassa 4 asetetut vaatimukset.

2.1.2 MATERIAALIEN LASKENTA-LUJUUDET

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät materiaalien laskentalujuudet saadaan jakamalla kohtien 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 rakentamismääräyskokoelman osan B1 ”Rakenteiden varmuus ja kuormitukset” mukaan. Lisäksi noudatetaan muita viranomaisten antamia ohjeita ja seuraavassa annettuja betonirakenteita koskevia ohjeita.

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

2.1.3.2 Pitkä- ja lyhytaikaiskuormat

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

TAULUKKO 2.2

Kuormien pitkäaikaisiksi katsottavat osuudet

Kuorma	Kuorman pitkäaikaisosuus %
Pysyvät kuormat	100
Oleskelukuormat	
pintakuorma	30
pistekuormat	0
Kokoontumiskuorma	30
portaot ja käytävät	0
Tungoskuorma	0
Tavarakuorma harkinnan mukaan, kuitenkin vähintään	50
Vaakasurat 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 jäänpain) 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)

TAULUKKO 2.1

Materiaalien osavarmuuskertoimet murtorajatilassa

Betonin osavarmuuskerroin	Rakenneluokka	Raidoitettu rakenne		Raidoittamaton rakenne
γ_c	1	1,35		2,0
	2	1,50		2,3
	3	1,90		2,7
Teräksen osavarmuuskerroin	Rakenne- luokka	A500HW A700HW B500K B600KX B700K Pyörötanko S235JRG2	Jänneteräs	
γ_s	1	1,10	1,15	
	2	1,20	1,25	
	3	1,35	1,35	

- viruminen (2.1.5.4)
- jännevoima (2.1.3.5)
- tukien painuminen

Pakkovoimat otetaan huomioon mitoitettaessa 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 liikkeet.

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 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 jännityksen ja suojaputken välillä
 $\Sigma\alpha$ on jännityksen taivutuksien kulmasumma matkalla x ja
 β on jännitysmenetelmän 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 jännityspainopisteen kohdalla ja
 E_{cj} on betonin kimmomoduli jännittämishetkellä.

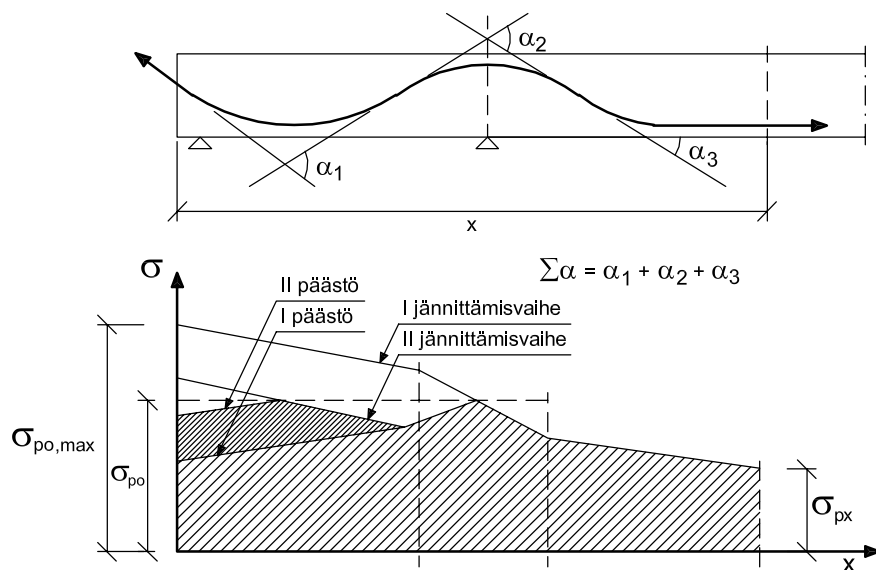
Kun useita jänneitä jännitetään vuorotellen ilman jälkijännittämistä, lasketaan välitön häviö kaavasta

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

missä

- n on jännitysten lukumäärä.

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



Kuva 2.1 Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänneillä

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} .

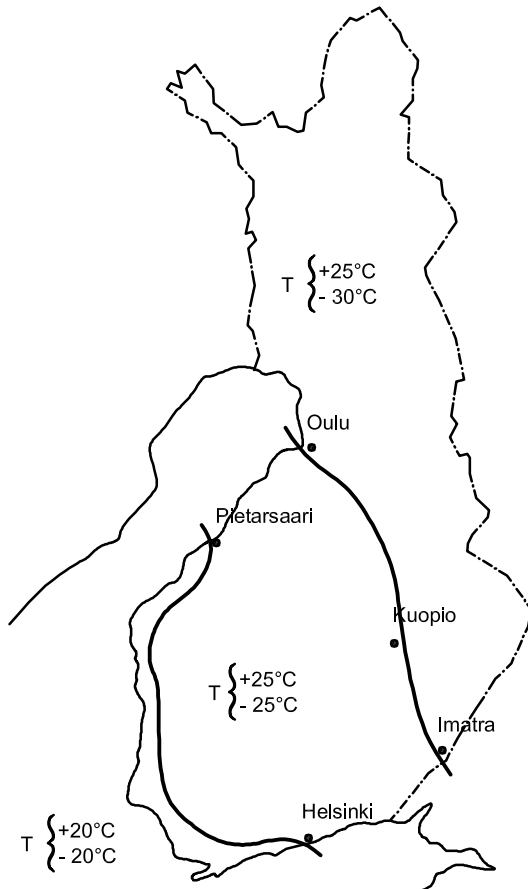
$\Delta\sigma_{p,s+c}$ on betonin kutistumisesta ja virumisesta aiheutuva jännityshäviö ja

σ_{po} on teräksen jännitys jännittämishetkellä tarkasteltavassa kohdassa.

2.1.4 YMPÄRISTÖOLOSUHTEET

2.1.4.1 Yleistä

Ympäristöolosuhteet, jotka vaikuttava rakenteiden säilyvyyteen, otetaan huomioon kohdan 2.3.3 (Hal-



Kuva 2.2

Lämpöeristämättömien betonirakenteiden korkeimmat ja matalimmat lämpötilat

keilu) ja kohdan 4.1.1.2 (Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen) mukaan.

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

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 °C ja alimmaksi 0 °C.

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

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

2.1.5 BETONIN MATERIAALI-OMINAISUUDET

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

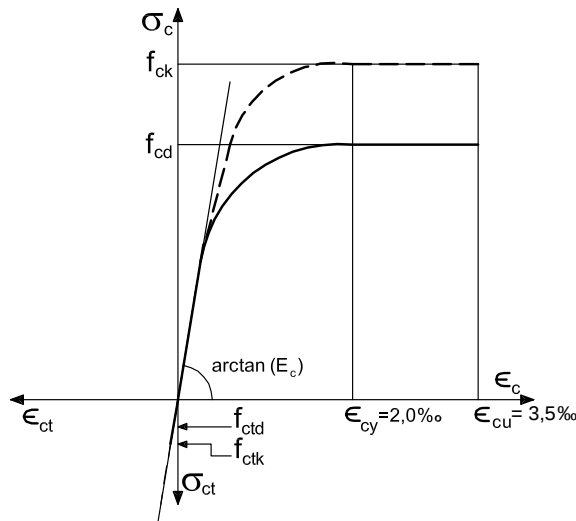
$$f_{ctk} = \alpha K^{2/3} \text{ MN/m}^2 \quad (2.6)$$

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

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

$$\leq 3,5 \%$$

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

Betonin Poisson'in luku voidaan valita väliltä

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

Pitkäaikaiskuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia laskettaessa on otettava huomioon betonin virumisen vaikutus.

2.1.5.3 Kutistuminen

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, voidaan tavanomaista runkoainetta sisältävän betonin, jonka suurin raekoko on vähintään 12 mm, loppukutistuma lasketaan 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	0,2
Ulkoilma	70	0,4
Kuiva ilma	40	0,6

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 $(1-0,6 \frac{\rho'}{\rho})$ 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	
≥ 5a	1,0	

Rakenteiden pintojen välinen epätasainen kutistuminen otetaan tarvittaessa huomioon.

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

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

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 $(2,5 - 1,5 K_j/K) \geq 1,0$, 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

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

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 lämpötilakerroin 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 tiheys määritetään erikseen.

2.1.6 RAUDOITUKSEN MATERIAALI-OMINAISUUDET

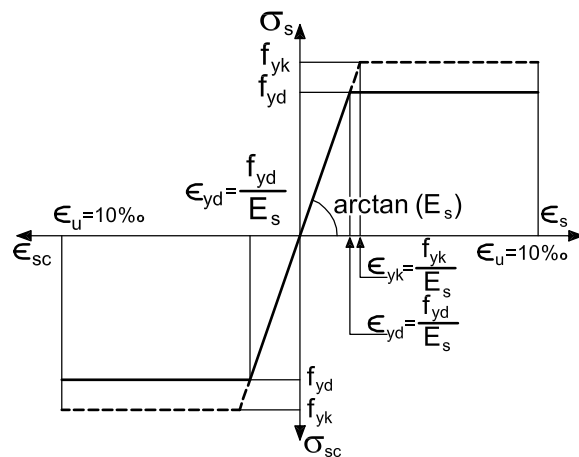
2.1.6.1 Yleistä

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

2.1.6.2 Betoniteräs

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

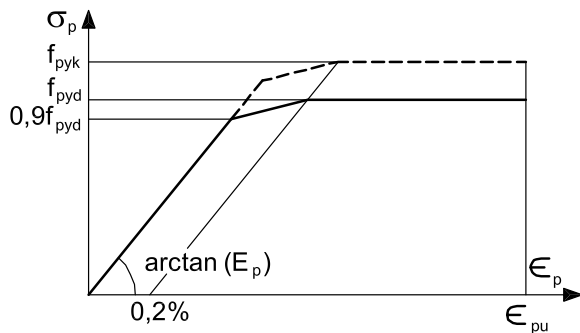
$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (2.18)$$



Kuva 2.4
Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvio

2.1.6.3 Jänneraudoitus

Jänneraudoituksen jännitys-muodonmuutoskuvion voidaan otaksua olevan kuvan 2.5 mukainen.



Kuva 2.5
Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvio

Jänneterästen 0,2-rajoja vastaavina ominaisarvoina käytetään käyttöselosteen 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), nimellispoikkipinta-alat (A_p) lujuusluokat ($f_{p0,2k}/f_{puk}$) ja kimmomoduuli (E_p) sekä alkujännitystä $0,7f_{puk}$ ja 1000 h aikaa vastaavan relaksaatiokokeen mukainen relaksaatio ($\Delta\sigma_{p,rel,1000h}$) SFS-standardin mukaisille punostyypeille.

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

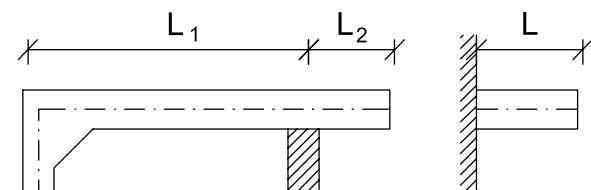
2.1.7.1 Yleistä

Rakennemalli voidaan muodostaa 1-, 2- ja 3-ulotteisista osista. Rakennemallin toimintaa voidaan kuvata käyttäen kimmoteoriaa, epälineaarista teoriaa ja murtorajatilatarkasteluissa lisäksi plastisuusteoriaa. Laskettaessa voimasuureita plastisuusteorian mukaan tulee tarkistaa, että rakenteilla on riittävä muodonmuutoskyky. Tällöin tulee erityisesti ottaa huomioon teräslaatuja B500K ja B700K kuumavalssattuja teräslaatuja huonommat muodonmuutosominaisuudet.

Kimmoteorian 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. Käyttörajoituksissa näitä rasituksia ei yleensä tarvitse ottaa huomioon.

Raudoittamattomien betonirakenteiden voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7.8 mukaan.



Kuva 2.6

Rakennemallin muodostaminen

2.1.7.2 Laskentaotaksumia

Laskelmissa käytetään rakenteiden nimellismittoja. Rakenneosan jänneväliksi valitaan yleensä tukien keskilenjojen 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).

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 leikkaukapasiteetti) mukaan. Muussa tapauksessa mitoitetaan kukin osapoikkileikkaus erikseen.

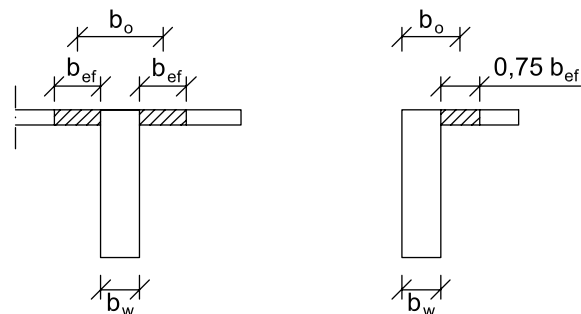
Laattapalkin puristuslaipan toimiva leveys (kuva 2.7) yhdellä puolella uumaa on

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

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

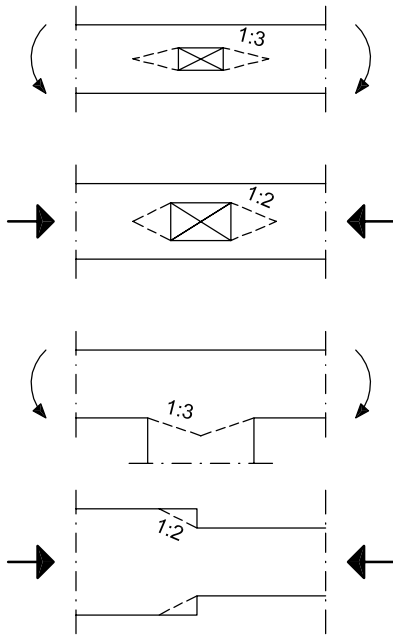
Laskelmissa käytettävät laattapalkin leveyden arvot

Rakenteen mitoituksessa käytettävää leveyttä

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

ei tarvitse murtorajatilatarkasteluissa valita suuremmaksi 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

$$\frac{L}{d} \geq 3, \text{ (ulokepalkeilla } \frac{L}{d} \geq 1,5)$$

ja $b_o \leq 5d$

Teräslaaduilla A500HW, A700HW ja jänneteräksillä raudoitettujen rakenteiden kimmoteorian mukaisia tukimomenteja voidaan murtorajatilassa pienentää enintään pienemmällä määrällä seuraavista arvoista:

$$\left\{ \begin{array}{l} (0,60 - \frac{x}{d}) \cdot 100 \% \\ 30 \% \end{array} \right. \quad (2.22)$$

missä

x on poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus tuella murtorajatilassa.

Kylmämuokattua raudoitusta käytettäessä tukimomentin siirto on sallittu vain jos kiertymäkapasiteetti tuella tarkistetaan.

Kenttämomentit on laskettava muunnettujen tukimomenttien perusteella.

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

Jos rakennetta kuormittaa väsytskuorma 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 vääntöjäykkyudet voidaan laskea kohdan 2.3.2.3 mukaan.

Käyttörajatilassa 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

$$\frac{L}{d} \geq 3 \text{ (laatat), } \frac{L}{d} \geq 1,5 \text{ (laattaulokkeet) ja } b_o > 5d$$

$$\frac{L}{d} < 3 \text{ (korkeat palkit)}$$

Kimmoteorian mukaan laskettujen momenttien muuntaminen tehdään kuten kohdassa 2.1.7.4 (1-ulotteiset rakenneosat). Laskettaessa laatoja 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 varmistetaan 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 rauditus 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 mitoitaa käyttäen kuormittavan voiman, betonin puristusjännitysten resultantin ja raudituksen 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.
- Materiaalin jännitys-muodonmuutoskuviot ovat kohtien 2.1.5.2 (Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet) ja 2.1.6.2 (Betoniteräs) sekä 2.1.6.3 (Jännerauditus) mukaiset.
- Raudoitetuissa rakenteissa betonin vetolujuutta ei yleensä oteta huomioon.
- Betonin puristuma poikkileikkauksen painopisteessä ei saa ylittää arvoa

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

- Betonin puristuma poikkileikkauksen reunalla ei saa ylittää arvoa

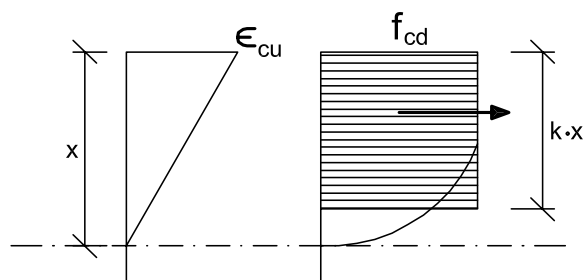
$$\epsilon_{cu} = \left(1,1 + \frac{\rho_c}{1000}\right) \% \leq 3,5 \% \quad (2.24)$$

- Raudituksen puristumalle käytetään betonin puristuman arvoa ko. kohdassa.
- Raudituksen venymä, laskettuna poikkileikkauksen vedetyn reunan jännityksettömästä tilasta, saa olla enintään 10 %.

Teräsbetonirakenteiden poikkileikkaukseen ei saa sijoittaa enempää vetorausoitusta kuin tasapainorausoitusta pelkässä taivutuksessa, jos raudituksen venymälle käytetään arvoa ϵ_{yk} . Jännitetyissä rakenteissa voidaan leikkausradotetuilla alueilla käyttää yliausoitusta jos rakenteen riittävä sitkeys murtorajatilassa osoitetaan yleisesti hyväksytyjä menetelmiä käyttäen.

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 jännitysjakaumat

2.2.2 LEIKKAUS

2.2.2.1 Yleistä

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

Rakenteet jaetaan leikkauskapasiteettia laskettaessa leikkausradotettuihin ja leikkausradotettuihin.

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

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

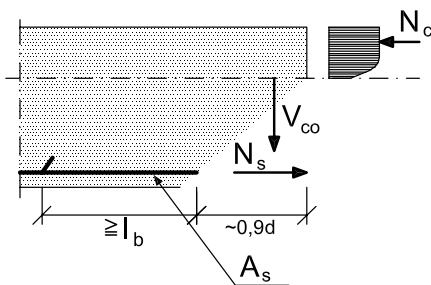
$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$$

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

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

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

A_s on vetorausitus, 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 raudoituksen kapasiteettien summa.

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

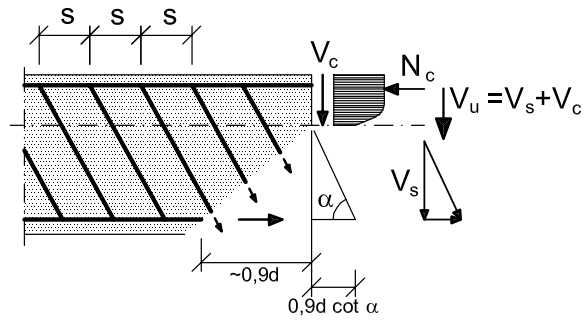
Leikkausraudoitus voidaan muodostaa haoista tai ylöstaivutetuista tangoista. Leikkausraudoituksena voidaan käyttää myös jännitettyä raudoitusta. Leikkausraudoituksen ja rakenteen pituusakselin välisen kaltevuuskulman tulee olla $\geq 45^\circ$. Teräksen ominaislujuutta ei saa laskelmissa olettaa suuremmaksi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

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

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

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

$$f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ sileillä tangoilla.}$$



Kuva 2.11

Leikkausraudoitettu rakenne

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

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

missä

A_{sv} on leikkausraudoituksen leikkeiden yhteenlaskettu poikkileikkausala.

Yksittäisten ylöstaivutettujen tankojen kapasiteetti lasketaan kaavasta

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

Leikkausraudoitetun rakenteen betonin kapasiteetti lasketaan kaavasta

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

2.2.2.4 Leikkauskapasiteetin yläraja

Rakenteen leikkauskapasiteetti ei saa ylittää ylärajaa, joka lasketaan kaavasta

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

missä

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

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

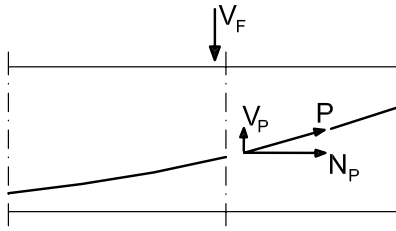
$$k = 0,2 \text{ kun } \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3.$$

Jos rakenteen uuma sisältää rakenteen pituussuuntaisia reikiä tai raudoitteita, 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

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



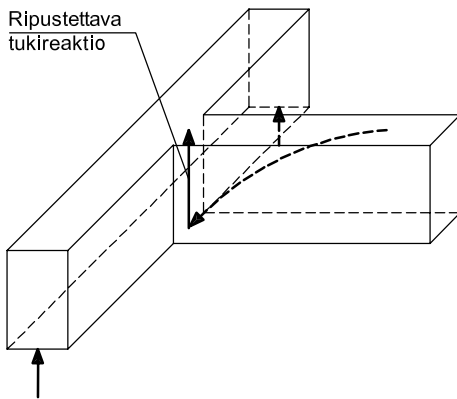
Kuva 2.12 Leikkausvoiman suuntainen jännevoiman komponentti

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 leikkaukskapasiteettia 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 = nollaväntömomentti, 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 tasapainoeh-

doissa murtotilassa, otaksutaan betonin leikkaukskapasiteetti nolaksi ellei tarkempia laskelmia suoriteta.

Tuen lähellä betonin leikkaukskapasiteettia voidaan suurentaa kertoimella

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

missä

$V_{d, \text{red}}$ 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 rakenteeseen eri puolilla siten, että rakenteeseen syntyy vino puristus
- kuorman kohdalla vaikuttavan taivutusmomentin vaatima raudoitus ulottuu rakenteen reunatuelle 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 leikkaukskapasiteettia suurentava vaikutus kaavasta

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

2.2.2.6 Laipan leikkautuminen

Jos palkin laipat lasketaan toimiviksi taivutusmurtorajatilassa, on uuman ja laipan välisen leikkaukskapasiteetin palkin tehollisen korkeuden pituista osaa kohti jännevälillä 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

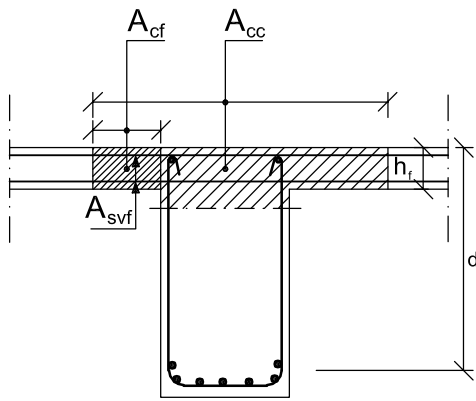
$k_f = \frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ tarpeellisen taivutuskapasiteetin vaatima laipan puristusvyöhykkeen osuus koko puristusvyöhykkeestä laipan ollessa puristettu

$k_f = \frac{N_{sf}}{N_s}$ (tai $\frac{P_f}{P}$),

laipan alueelle olevan raudoituksen resultantin osuus koko raudoituksen resultantista laipan ollessa vedetty

V_{cf} ja V_{sf}

lasketaan kohdan 2.2.2.3 (Leikkauksraudoitettu rakenne) mukaisesti käyttämällä uuman leveytenä arvoa h_f ja tehollisena korkeutena palkin tehollista korkeutta d .



Kuva 2.14
Laippapalkki

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

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

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

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

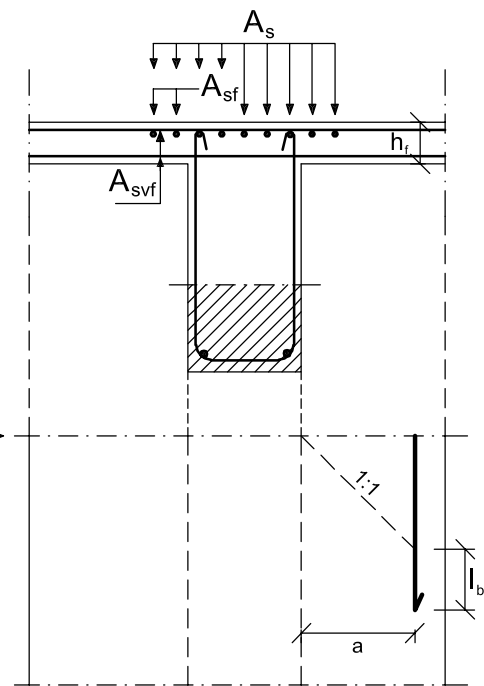
ρ_x ja ρ_y ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa etäisyydellä $0,5 d$ tuen reunasta sijaitsevista poikkileikkauksissa olevat suhteelliset teräspinta-alat. Vedetyn pinnan raudoitusten tulee olla ankkuroitu mainittujen poikkileikkausten ulkopuolelle.

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

e on lävistysvoiman epäkeskisyys lasketuna leikkautuvan alueen painopisteestä (kuva 2.15)

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

tarkasteltava poikkileikkaus

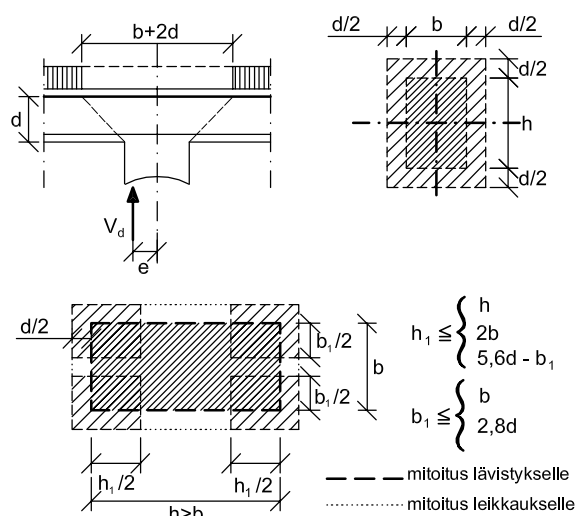


Jos tuen kuormitettu reuna on lähellä laatan vapaata reunaa, valitaan piiriksi u lyhyempi seuraavista:

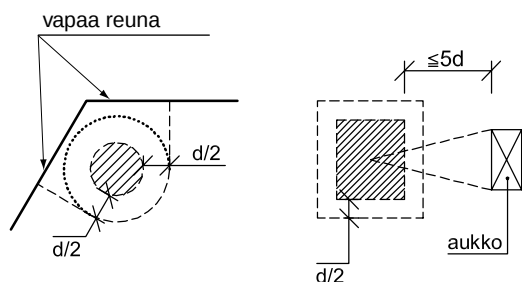
- tuen reunasta etäisyydellä $0,5 d$ oleva piiri tai
- piiri joka saadaan korvaamalla a)-kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat tältä piiriltä vapaille reunoille piirrettyillä normaaleilla (kuva 2.16).

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

Jos laatussa 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 2.15 Laatan lävistys

**Kuva 2.16**

Laatan lävistys

Jos käytetään leikkausraudoitusta, lasketaan lävistyskapasiteetti kaavasta

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

missä

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha$$

$$V_c \text{ lasketaan kuten kaavassa 2.38}$$

$$f_{yd} \leq 300 \text{ N/mm}^2.$$

Leikkausraudoitus voidaan muodostaa joko umpihaista tai ylöstaivutetuista tangoista. Raudoituksen ja laatan tason välisen kulman tulee olla vähintään 30°. Leikkausraudoitus jaetaan tasaisesti leikkautuvalle aueelle. Laatan betonin lävistyskapasiteetin riittävyys tarkistetaan myös leikkausraudoituksen vaikutusaleen ulkopuolella.

2.2.2.8 Työsauman leikkauskapasiteetti

Työsauman leikkauskapasiteetti pinta-alayksikköä kohti lasketaan kaavasta

$$v_u = \beta_1 \frac{A_{sv}}{sb} f_{yd} + \beta_2 f_{ctd} \geq \frac{V_d}{bd} \quad (2.40)$$

missä

A_{sv} on työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala, kertoimet β_1 ja β_2 valitaan taulukosta 2.8.

s on työsauman leikkausraudoituksen leikkeiden keskinäinen väli.

Teräsmäärään A_{sv} saa laskea ne teräkset, jotka on ankuroitu sauman molemmiin puolin laskentalujutta vastaavalle vetovoimalle ja joita ei käytetä samanaikaisesti hyväksi muita kapasiteetteja laskettaessa. Työsauman kohdalla oleva rakenteen leikkauskapasiteetin vaatima rauditus saadaan kuitenkin laskea hyödyksi myös työsaumaa mitoitettaessa.

TAULUKKO 2.8

β_1 ja β_2 kertoimet. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.

Työsauma	$\frac{A_{sv}}{sb}$	β_1	β_2
pesty ¹⁾	$\leq 0,15 \%$	0,8	0,6
	$> 0,15 \%$	0,9	0,6
karhea ¹⁾	$\leq 0,15 \%$	0,6	0,3
	$> 0,15 \%$	0,9	0,3
sileä	$\leq 0,15 \%$	0,4	0,2
	$> 0,15 \%$	0,4	0,2

¹⁾ Pestyn ja karhean työsauman tulee täyttää kohdassa 4.2.4.11 asetetut vaatimukset.

Jos työsaumassa vaikuttaa poikittainen puristus, voidaan leikkausvoimaa siirtää myös kitkalla kertomalla puristavan voiman laskenta-arvo korkeintaan kitkakertoimella 0,6 sileän ja 0,8 karhean ja pestyn työsauman tapauksessa.

Betoni- ja teräsvaarnoihin perustuva työsauma mitoitetaan erikoismenetelmillä.

2.2.3 VÄÄNTÖ

2.2.3.1 Yleistä

Kohdan 2.1.7.4 mukainen yksiulotteinen rakenneosat mitoitetaan väännölle, jos vääntömomentti on otettu huomioon murtorajatilan tasapainoehtoissa. Rakenneosat mitoitetaan estetyille väännölle kohtien 2.2.1 (Taivutus ja normaalivoima) ja 2.2.2 (Leikkaus) mukaisesti lisäämällä väännön aiheuttamat rasitukset muihin samanaikaisiin rasituksiin.

Rakenneosat mitoitetaan vapaalle väännölle seuraavassa annettujen ohjeiden mukaan.

Rakenteen vääntökapasiteetti muodostuu joko betonin tai vääntöraudoituksen kapasiteetista yksinään.

$$T_u = T_c \text{ tai } T_u = T_s \quad (2.41)$$

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 kimmainen 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 nolaksi, 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_{sl}) ja niitä vastaan kohtisuorista umpihaoista (A_{st}). Vääntöraudoituksen kapasiteetti lasketaan kaavasta.

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

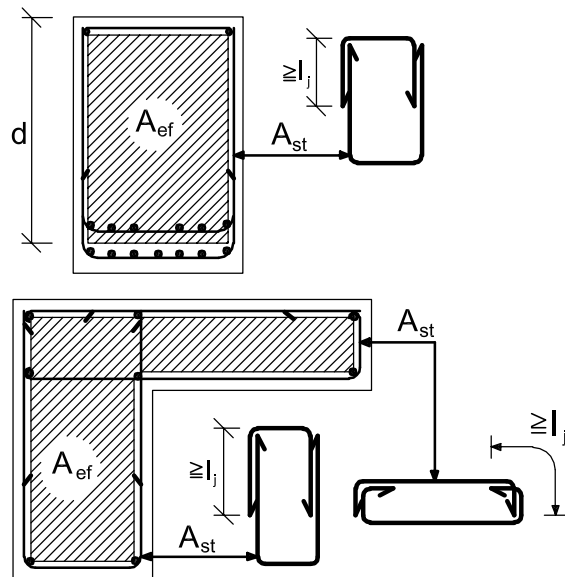
missä

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_{sl} ja hakojen poikkileikkausalan A_{st} on täytettävä ehto

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

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 si-
joitetaan rakenteeseen ja tehdään niiden suhteen seuraavat tarkistukset:

- puristuksen ja taivutuksen vaikuttaessa yhtäaikaan väännön kanssa, voidaan teräspinta-alaa A_{sl} 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

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

(1-ulotteisina lasketut rakenneosat)

tai

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

$$\frac{M_y}{M_{uy,max}} + \frac{M_{xy}}{M_{uy,max}} \leq 1,0$$

(2-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 $L \leq b$	$\frac{1}{1 + (L / b)^2}$
Neljältä reunalta tuettu $L > b$	$\frac{1}{2(L / b)}$

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 sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

2.2.5.4 Hoikat rakenneosat

Hoikkien rakenneosien ($\lambda > 25$) mitoituksessa otetaan huomioon kaavan 2.53 mukainen perusepäkeskisyyss e_a ja rakenneosien taipumisesta aiheutuva lisäepäkeskisyyss e_2 . Taipumia laskettaessa otetaan huomioon betonin ja raudituksen materiaaliominaisuudet kohtien 2.1.5 (Betonin) 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 perusepäkeskisyyss 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 lisäepäkeskisyyden laskea kaavasta

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

missä

h on sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

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

Jos $N_d > 0,5 A_c f_{cd}$, saa raudoitetuissa rakenteissa

lisäepäkeskisyyden e_2 kertoa luvulla $\frac{0,5 A_c f_{cd}}{N_d}$

Siirtyvissä rakenteissa lasketaan epäkeskisyyden laskenta-arvo kaavasta

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

Siirtymättömissä rakenteissa valitaan epäkeskisyyden 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 itsearvoltaan suurempi ja e_{o2} pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä alkuperäisistä epäkeskisyyksistä. Jos e_{o1} on erimerkkinen kuin e_{o2} , valitaan e_{o2} negatiiviseksi.

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

Yleensä puristetun rakenneosan rauditus viedään jatkuvana rakenneosan läpi. Tarvittaessa voidaan rauditusta katkoa tai rasituksia siirtää liittyviin rakenneosiin.

2.2.5.5 Vaino taiputus ja puristus

Vainosti taiputettu ja puristettu rakenneosa voidaan mitoitaa 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

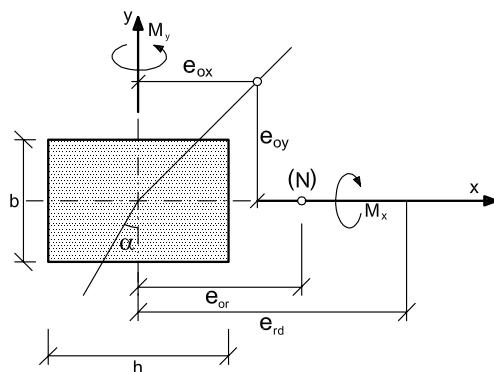
$$e_{ox} = M_y / N_d$$

$$e_{oy} = M_x / N_d$$

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

Muussa tapauksessa lasketaan rasitetummissa suunnassa (sivun h suunnassa) muunnettu epäkeskisyyss kaavasta

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



Kuva 2.18 Pilarin vaino taiputus

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

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

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

Rakenne mitoitetaan sivun h suunnassa käyttäen epäkeskisyyttä 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

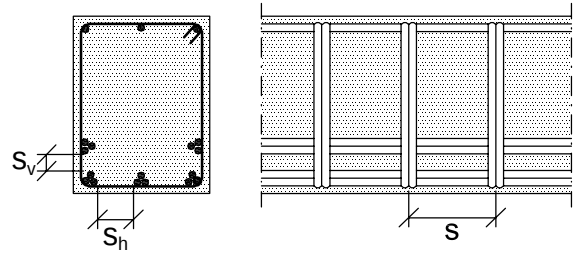
2.2.6.1 Yleistä

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

Raudoitus 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 (Raudoituksen valmistus ja asennus) mukainen.

Yhteensidotuista harjatangoista tai kuviopintaista tangoista koottuja tankonippuja voidaan käyttää raudoituksessa 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 kap-



Kuva 2.19 Nippuraudoitus

paletta (kuva 2.19). Tartuntajänteitä voidaan niputtaa 2 kappaletta.

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

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

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

Raudoitus 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)
- ankkurointikappaleen kapasiteetti (2.2.6.6.)

Sileäpintaista vetoraudoitusta ei voida ankkuroida yksinomaan suoria tankoja käyttäen.

Jänneraudoituksen 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 murtorajatilan laskentakuormaa vastaava teräsännitys.

Suoran puristustangon ankkurointikapasiteettia saa korottaa määrällä $3 A_s f_{cd}$, 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	A500HW A700HW B500K B600KX B700K	Pyörö- tanko S235JRG2
I Tangon ja vaaka- tason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta enintään 300 mm	2,4	1,0
II Raudoituksen etäi- syys alapinnasta yli 300 mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua.	1,7	0,7

Rakenteissa, joissa ankkurointikohdassa esiintyy olen-naista poikittaista puristusta, saadaan tartuntakertoi-mia korottaa 50 %.

2.2.6.3 Hitsatut poikittaistangot

Tankoihin voimaliitoksilla hitsattujen poikittaistanko-jen liitoksen lujuus saadaan ottaa huomioon ankkurointipituuksia laskettaessa. Ankkuroitavan tangon, jonka halkaisija on enintään 12 mm, voimasta saa-daan matkalla l_b vähentää poikittaistangon ottama osuus

$$F_{bd} = 1,8 FL A_s f_{yd} / 1,25 \leq 16 A_s f_{cd} \emptyset_t / \emptyset_l \quad (2.62a)$$

missä

FL on standardin SFS 1251-1997 mukainen, liitosluokkaa vastaava suhteellinen lujuus (esim. F20 vastaa arvoa 0,2)

A_s on ankkuroitavan tangon poikkipinta-ala

f_{yd} on ankkuroitavan tangon laskentalujuus

f_{cd} on betonin laskentalujuus

$\emptyset_t$ on poikittaistangon halkaisija

$\emptyset_l$ on ankkuroitavan tangon halkaisija

Ankkuroitavan tangon, jonka halkaisija on yli 12 mm, voimasta saadaan matkalla l_b vähentää poikittaistan-kojen ottama osuus

$$F_{bd} = 1,8 FL A_s f_{yd} / 1,25 \leq L_T \emptyset_t \sigma_{cc} \quad (2.62b)$$

missä

$$L_T = 1,16 \emptyset_t \sqrt{(f_{yd} / \sigma_{cc})} \leq s$$

$$\sigma_{cc} = 10(f_{ctd} - \sigma_T)(c_t / \emptyset_T)^{0,5} \leq 3f_{cd}$$

c_t on ankkuroivan tangon betonipeite

σ_T on ulkoisen kuormituksen aiheuttama nor-maalijännitys ristiliitoksen muodostamaa ta-soa vastaan kohtisuorassa suunnassa, sen edessä matkalla $0 \dots 3\emptyset_t$. Puristusjännitys on negatiivinen (-) ja veto positiivinen (+).

s on ankkuroitavien tankojen tankojen väli kes-keltä keskelle.

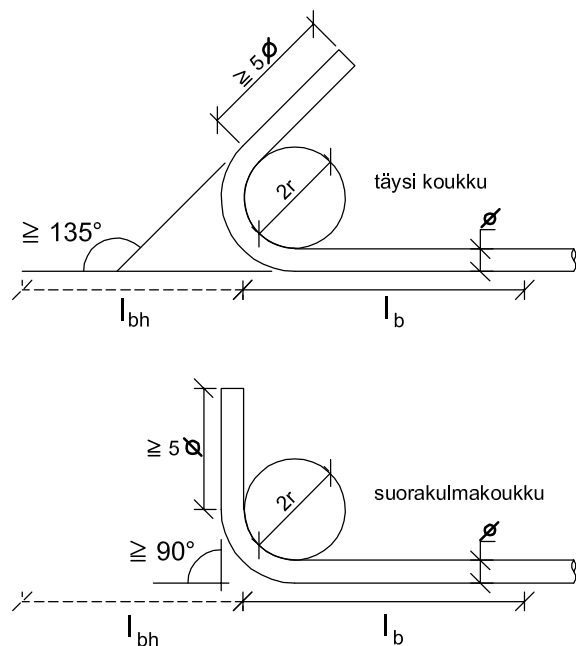
Jos ristiliitoksessa on kaksi poikittaistankoa peräk-käin samalla puolella ankkuroitavaa tankoa vähintään etäisyydellä $3\emptyset_t$ ja enintään etäisyydellä $10\emptyset_t$ toisis-taan, on niiden yhdistetty kapasiteetti 1,4 kertaa yh-den liitoksen kapasiteetti. Jos poikittaistangot ovat ankkuroitavan tangon vastakkaisilla puolilla, voidaan niiden kapasiteetit laskea yhteen.

2.2.6.4 Koukku

Koukun tulee täyttää kuvassa 2.20 esitetyt vaatimuk-set. Koukun ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavan 2.61 mukaan käyttäen ankkurointipituudella arvoa

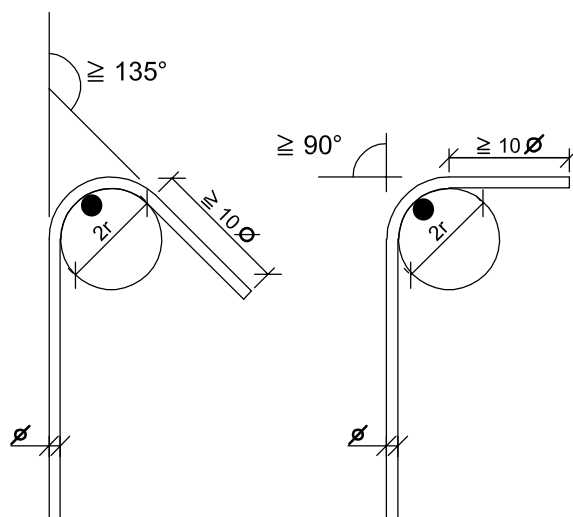
$$l_{bh} = 10 \emptyset \quad (2.63)$$

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



Kuva 2.20

Tangon ankkurointi lyhyttä koukua käyttäen

**Kuva 2.21**

Haan ankkurointi pitkää koukkaa käyttäen

Haan koukun ankkurointikapasiteettia laskettaessa saadaan kaavan 2.63 mukainen ankkurointipituus ottaa kaksinkertaisena, jos koukku täyttää kuvassa 2.21 esitetyt vaatimukset ja lisäksi koukun sisäreunassa on poikittaistanko, jonka halkaisija on vähintään ankkuroitavan haan halkaisijan suuruinen.

2.2.6.5 Lenkki

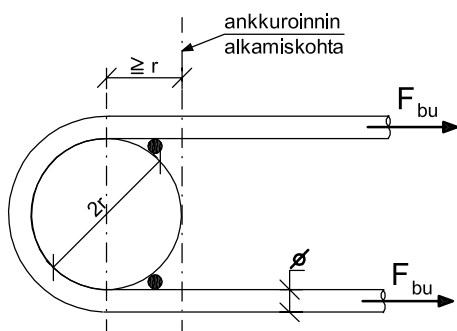
Lenkin ankkurointikapasiteetti leikettä kohti (kuva 2.22) lasketaan kaavasta

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

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 Ankkurointikappale

Ankkurointikappaleen ankkurointikapasiteetti lasketaan kohdan 2.2.7 mukaan.

2.2.6.7 Jatkokset

Rauditus voidaan jatkaa

- limijatkoksilla
- hitsaamalla
- erikoisliitoksilla, kuten muhveilla.

Suoran vedetyn tai puristetun tangon limijatkoksen jatkospituus lasketaan kaavasta

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

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 $l_j + 20 \phi$. Tankojen vetovoimien katsotaan kasvavan lineaarisesti jatkospituuden matkalla.

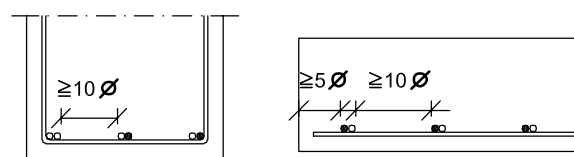
TAULUKKO 2.12

Jatkoskerroin k_j .

a-sarakkeen arvoja saadaan käyttää

- jos jatkosten vapaa väli kohtisuorassa tankoja vastaan on vähintään 10ϕ
- jos jatkoskohdan betonipeite sivusuunnassa on vähintään 5ϕ 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} .

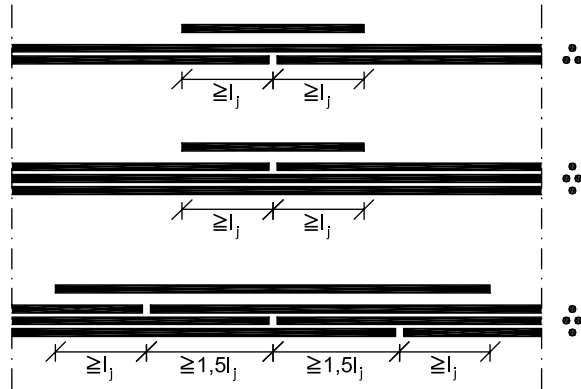
Päätankoihin hitsattujen poikittaistankojen liitoksen lujuus saadaan ottaa huomioon ankkurointipituuksia laskettaessa. Tangon voimaa saadaan matkalla l_j vähentää kuten ankkuroinnin yhteydessä.

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 yhteistä lisätankoa. Tankonippujen jatkosten suhteen noudatetaan muilta osin yksittäisten tankojen jatkoksista annettuja ohjeita.

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



Kuva 2.24

Tankonipun jatkaminen, l_j on yksittäisen tangon jatkospituus

2.2.6.8 Jänneteräket

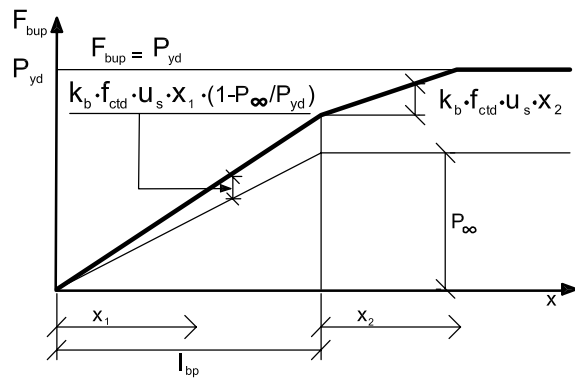
Tartuntajänteiden jännitysvoima siirtyy betoniin kuvan 2.25 mukaisesti matkalla

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

missä kerroin k_b valitaan taulukosta 2.13.

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

Ankkurijänteiden ankkurikappaleet mitoitetaan kohdan 2.2.7 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
Kuviopintaaiset 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

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

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 $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$

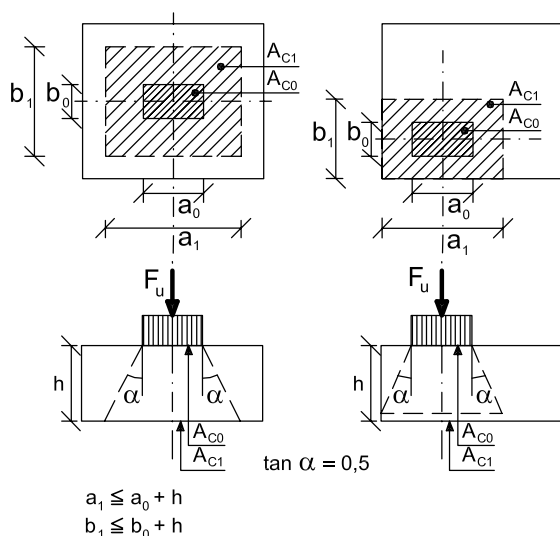
A_{co} on kuormitetun pinnan ala = $a_o \cdot b_o$.

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 jakautumis- 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

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

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 materiaaliarvoja sekä osavarmuuskertoimella 1,0 kerrottua pysyvää ja väsyttävää kuormaa.

Voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7 mukaisesti. Väsytytkuormitus käsitellään pitkäaikaisena kuormana.

2.2.8.2 Betoni

Betonin väsymislajuuden laskenta-arvo puristuksen vaikuttaessa lasketaan kaavasta

$$f_{cnd} = 0,5f_{cd} + 0,4\sigma_{c,min} \leq f_{cd}/1,2 \quad (2.70)$$

missä

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

Betonin väsymislajuuden laskenta-arvo vedon vaikutuksessa lasketaan kaavasta

$$f_{ctnd} = 0,33f_{ctd} + 0,6\sigma_{ct,min} \leq f_{ctd}/1,2 \quad (2.71)$$

missä

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

2.2.8.3 Teräs

Teräksen väsymislajuuden laskenta-arvo lasketaan kaavasta

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

missä

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

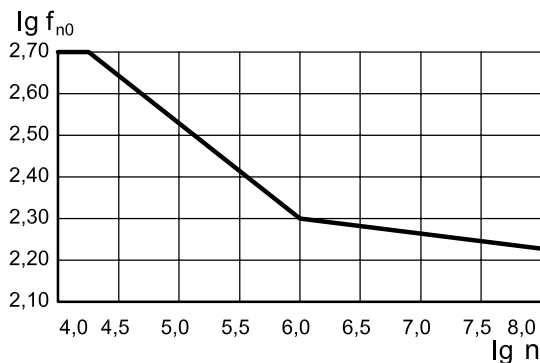
f_{no} valitaan teräslaadulle A500HW kuvasta 2.26b kuormanvaihtoluvun n funktiona

$f_{no} = 0,7 f_{yk} \leq 250 \text{ N/mm}^2$ (sileät tangot).
Muille kuin yllämainituille raudotteille f_{no} määrätään kokeellisesti.

$k_1 = \left(1 - \frac{1,5 \phi}{r}\right)$ pääraudoituksella ja ylöstaivutetuilla tangoilla, r on taivutussäde.

$k_1 = 1,0$ tavanomaisilla haoilla

$k_2 = 0,4$, jos raudotteessa on hitsejä, muuten 1,0.



Kuva 2.26b

A500HW teräksen väsymislajuuden perusarvo f_{no} [N/mm^2] kuormanvaihtoluvun n funktiona

2.2.8.4 Rakenteellisia ohjeita

Rakenteet muotoillaan ilman poikkileikkausten äkinäisiä muutoksia.

Pääraudoituksen tankojen vapaa väli ei saa olla suurempi kuin

– 10 ϕ pitkittäistangoilla

– 15 ϕ 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 leikkauskapasiteetti) 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 a 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 kokonais-
taipuma 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

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

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 rakenekorkeus 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

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

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.

Pitkäaikaikuorman aiheuttava lisätaipuma lasketaan kaavasta 2.78 käyttämällä betonin kimmomoduulina kaavan 2.73 mukaista arvoa. Tätä kimmomoduulin arvoa käytetään myös laskettaessa puristusvyöhykkeen x korkeutta.

Leikkausvoiman aiheuttama taipuma voidaan yleensä jättää huomioonottamatta.

2.3.2.3 Vääntymä

Kohdan 2.2.3 (Vääntö) mukaisesti mitoitettujen rakenneosien vääntymä lasketaan kaavasta

$$\Delta\Theta = \frac{T}{GC} \quad (2.79)$$

missä $\frac{0,3 E_c C_e}{1 + \phi}$ on halkeilemattoman rakenneosan 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

C_e on betonipoikkileikkauksen kimmainen vääntöjäyhyysmomentti.

2.3.2.4 Muut siirtymät

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

2.3.3 HALKEILU

2.3.3.1 Yleistä

Rakenteilla erotetaan kolme halkeilurajatilaa:

- Vetojännitysrajatila, jossa ei saa esiintyä vetojännityksiä.
- Halkeaman muodostumisrajatila, jossa rakenteen halkeilukapasiteetti saavutetaan.
- Halkeamaleveyden rajatila, 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_{ce} on poikkileikkauksen kimmainen taivutusvastus, jota laskettaessa raudituksen 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 tiiviyden ja halkeilun suhteen eri ympäristöolosuhteissa. a-kohta tarkoittaa vaatimusta pitkäaikaiskuormilla ja b-kohta lyhytaikaiskuormilla. Jännittämismuutoksen vaatimuksena pidetään b-kohtaa paitsi ympäristöluokassa Y1, jossa vaatimuksena on halkeaman muodostumisrajatila. 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	a) ja b)	a) $w_k \leq 0,1$ mm
Vaikeat olosuhteet	Vetojännitysrajatila	b) $w_k \leq 0,2$ mm
Y2	a) Vetojännitysrajatila	a) $w_k \leq 0,2$ mm
Tavalliset olosuhteet	b) $w_k \leq 0,1$ mm	b) $w_k \leq 0,3$ mm
Y3	a) $w_k \leq 0,2$ mm	
Helpot olosuhteet	b) $w_k \leq 0,3$ 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

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

missä

c on pääraudoituksen betonipeitteen paksuus taivutussuunnassa

σ on keskimääräinen tangon tai janteen halkaisija

$k_w = 0,085$ (A500HW, A700HW, B500K, B600KX ja B700K)

$k_w = 0,13$ (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 matkan $7,5 \sigma$ päässä yksittäisen tangon tai janteen keskipisteestä (kuva 2.27)

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

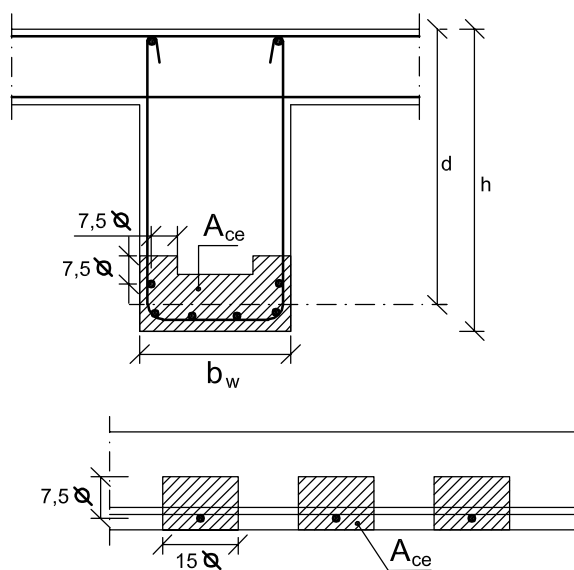
$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25 k_w} \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ja jännitetyissä 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

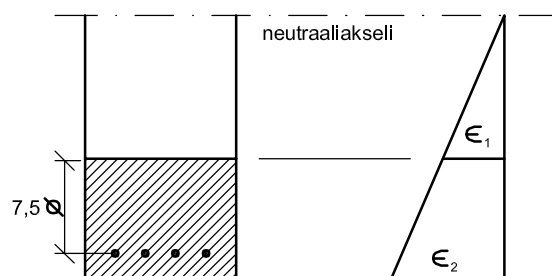
Poikkileikkauksen raudoituksen vaikutusalueen pinta-ala A_{ce}

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 mitoittamiseen.

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 mitoittaa kokeellisesti kokonaan tai joidenkin yksityiskohtien osalta. Kokeilla voidaan myös osoittaa käytetyn laskumenetelmän soveltuvuus kyseessä olevaan rakenteen ja rajatilan tarkasteluun.

Koejärjestelyn suunnittelijan, kokeiden tekijän ja koe-tulosten merkityksen arvioijan tulee olla kokeelliseen mitoittamiseen hyvin perehtynyt.

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

Koekuomitusta ja kokeellista mitoittamista varten tulee laatia suunnitelma, jossa esitetään mm. tehtävien ko-

keiden 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 jatkuvaan 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 normaalituotannossakin.

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. Erityistä huomiota kiinnitetään tuentaan ja kuormitukseen. Tuen-

nassa otetaan huomioon kiinnitystapa, 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 materiaali- ja kuormien tarkistukset käyttämällä riittävää 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 kapasiteetti-arvoja mainittua erotusta vastaavilla määrittäillä.

Jos koekappaleen kuormitus tai tuenta poikkeaa todellista rakennetta vastaavasta, arvioidaan erojen merkitys laskennallisesti tai kokeellisten tulosten perusteella ja erot otetaan huomioon varmuustarkastelussa.

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

2.4.6 KOEKUORMITUKSEN JA KOKEELLISEN MITOITUKSEN VARMUUS

2.4.6.1 Yleistä

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

2.4.6.2 Rakenteen kelpoisuuden tarkistaminen murtorajatilan laskentakuormaa pienemmällä koekuormalla

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

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 tai 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 osavarmuuskerroin ja

γ_q on muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin

joku seuraavista ehdoista on voimassa:

- Taipuma 24 h kuormituskeston jälkeen ei ylitä arvoa

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

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 luki-en 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 taivutuskuormituskokeen 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. Murto kapasiteetti 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 osavarmuuskerrointa.

Kapasiteetin osavarmuuskerroin on eri tapauksissa seuraava:

Käyttörajatiloissa $\gamma = 1$.

Murtorajatilassa:

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

Hauraan murtumisen tapauksessa käytetään lisävarmuuskerrointa 1,2. Tällaisia tapauksia ovat esimerkiksi rakenteen leikkausmurtuma ja raudoituksen tartunta-ankkuroinnin, tartuntajatkoksen murtuminen tai stabiilisuusmurtuma, 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 kuormittamista 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

Rauditus suunnitellaan siten, että se toleranssien puitteissa mahtuu rakenteeseen ja täyttää betonipeitteelle asetetut vaatimukset.

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 taivutussäteet on annettu taulukossa 4.6 ja jänteiden vastaavasti käyttöselosteissa. Pienempiä taivutussäteitä voidaan betoniterästangoilla käyttää, jos taivutussäde 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.

Taivutussäde r ei saa koskaan olla pienempi kuin kyseisen teräslaadun standardin taivutuskokeen mukainen arvo kaksinkertaisena.

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

2.5.1.2 Raudituksen suunnittelu

Rakenteen raudituksen vetovoima tarkasteltavassa kohdassa on taivutusmomentin ja mahdollisen normaalivoiman aiheuttaman vetovoiman sekä leikkaus-

voiman aiheuttaman lisäyksen ΔN_s summa. ΔN_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

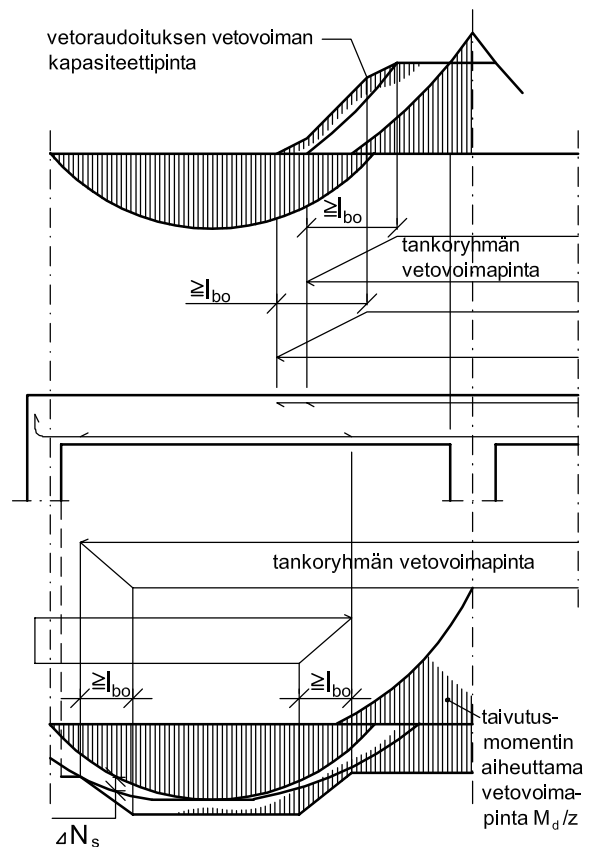
$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_s} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0 \quad (2.86)$$

missä

α on leikkausraudoituksen ja rakenteen pituus-akselin välinen kulma.

Tankojen vetovoimia ei kuitenkaan tarvitse otaksua taivutusmomentin kannalta määräävissä 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.



Kuva 2.29
Raudituksen katkaisukohdat

Ankkurointipituuden perusarvo l_{bo} lasketaan kaavasta

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

missä

k_b on tartuntakerroin (taulukot 2.11 ja 2.13).

Raudoituksen vetovoiman saa ankkurointipituuden matkalla olettaa kasvavan lineaarisesti nolasta 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 poikkitausraudoitusta.

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 raudituskoot valitaan valmistusmenetelmät huomioon ottaen riittävän suuriksi. Pieniä poikkileikkausmittoja, halkaisijaltaan 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 kiinnitystasetta 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

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

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

Käytettäessä teräksestä B500K tai B700K valmistettua raudoitusta, jossa tankojen paksuus on alle 10 mm, tulee teräsmäärän olla vähintään pienempi seuraavista arvoista

- 1,5 kertaa kaavasta 2.88 laskettu määrä
- määrä, joka antaa taivutusmurtoa vastaan 1,2-kertaisen varmuuden normaaliin murtorajatilamitoitukseen nähden.

Tämä lisävaatimus ei kuitenkaan koske enintään 100 mm:n paksuisia sekundäärisiä rakenteita.

- 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 raudoitettun laatan poikkitaissuunnassa varmistetaan ja halkeilua rajoitetaan jakoraudoituksen avulla tarpeen mukaan.

Laatan lävistystä ottava leikkausraudoitus jaetaan tasaisesti läpileikkautuvan kartion pinnan alueella (2.2.2.7 Laatan lävistys).

- Leikkausraudoitettujen laattojen leikkausraudoituksen sijoituksen suhteen noudatetaan kohdassa 2.5.2.3 (Palkit) annettuja 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

$$\left(\frac{L}{d} < 3\right)$$

Betonipoikkileikkauksen pinta-alaan lasetaan 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 vaakaleikkauksen pinta-alaan olla vähintään

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

- 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.
- Päätangot, joita käytetään hyväksi puristus-raudoituksena, tulee sitoa haoilla kohdan 2.5.2.4 (Pilarit) mukaisesti.
- Palkeissa, joiden korkeus on suurempi kuin 800 mm ja laskennallisesti tarvittava pääte-räsmäärä $\geq 400 \text{ mm}^2$, sijoitetaan uuman vedettyjen osien kumpaankin pintaan enintään 300 mm:n jaolla pituussuuntainen raudoitus. Tämän raudoituksen pinta-alan osuuden uuman vedetystä poikkileikkausalasta tulee molempien pintojen raudoitus yhteenlaskettuna olla vähintään

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

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.
- Raudoitettun pilarin poikkileikkausalan tulee olla vähintään 28000 mm^2 ja pienimmän sivumitan 150 mm. Elementtipilarin pienin sivumitta saa olla 140 mm ja poikkileikkauksala 22000 mm^2 . Yksikerroksisen rakennuksen

elementtipilarin pienin sivumitta saa olla 100 mm.

Pääraudoituksen pinta-alan osuuden betoni-poikkileikkauksen tarpeellisen kapasitettin 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 betoni-poikkileikkauksen 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.
- Jatkuvan kierrehaan halkaisija yksittäisiä päätankoja käytettäessä on vähintään 5 mm, jos hakaraudoituksen kokonaispinta-ala on vähintään irtohaoista annettujen ohjeiden mukainen määrä. Kokonaispinta-alaltaan enintään $2 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm}$ nippua vastaavia niputettuja päätankoja käytettäessä on jatkuvan kierrehaan halkaisija vähintään 6 mm ja kierrehakaraudoituksen kokonaispinta-ala vähintään irtohaoista annettujen ohjeiden mukainen määrä. Jos kuitenkin kierrehakojen kokonaispinta-ala on vähintään 1,6 kertaa yo. vaatimus, saa kierrehaan halkaisija olla 5 mm edellä mainittuja päätankonippuja käytettäessä.
- Hitsattuja sidetankoja tai muita hakoja käytettäessä selvitetään hakakoko ja -jako erikseen.

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

- Kantavan seinän vähimmäispaksuudet ovat:
 - 120 mm, kuitenkin enintään kaksikerroksisessa rakennuksessa raudoittamattoman seinän paksuus saa olla 80 mm.
 - Raudoitettuna elementtiseinänä 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 pinnoissa 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 vaakatankojen väli saa olla enintään 300 mm.
 - Vaakatankojen halkaisijan on oltava vähintään 0,5 kertaa ja välin enintään 30 kertaa pystytankojen halkaisija.
- Kerroksellisen rakenteen, jossa on vettä imevät eristeet, ulkokuori on suunniteltava tuuletettuna. Tuuletuksen tulee toimia myös aukkojen ja saumojen kohdilla. Kerroksellisen elementtiseinän ulkokuoren paksuuden tulee olla vähintään 70 mm.

2.5.2.6 Muut rakenneosat

Rakenneosien raudoitus 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 laataston reunalla kiertävällä raudoituksella tai elementin sisäisellä elementistä toiseen jatkuvalla laataston kiertävällä raudoituksella, jonka kapasiteetti on vähintään 45 kN.

Ontelolaatan tukeutuessa palkkiin on palkin ja ontelolaatan yhteitoiminnasta syntyvä lisärasitus otettava huomioon ontelolaatan leikkauskapasiteettia laskettaessa.

2.6.1.2 Liitokset

2.6.1.2.1 Yleistä

Liitokset mitoitetaan kaikille niissä esiintyville voimille. Kohdissa 2.6.1.2.2...2.6.1.2.4 käsitellyissä poikkeuksellisissa tapauksissa kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimina voidaan käyttää arvoa 1,0.

Elementin tukipinnat suunnitellaan siten, että ne kestävät lohkeamatta tukipinnassa vaikuttavat kitkavoimat.

2.6.1.2.2 Jatkuvan sortuman rajoittaminen

Liitokset suunnitellaan niin, ettei kantavan rakenteen vaurioitumisesta tai elementin putoamisesta johtuva paikallinen sortuma-alue laajene.

Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, jatkuvan sortuman voidaan katsoa tulevan rajoitetuksi, jos yhden rakenneosan sortuminen ei johda jatkuvaan sortumaan tai elementti liitetään muuhun kantavaan rakenteeseen (tukeen tai kenttään) liitoksella, jonka raudoituksen kapasiteetin tulee olla:

- Laattaelementillä, laatan jännevälän suunnassa tukireaktion ominaisarvon suuruinen, kuitenkin vähintään 20 kN/m laatan leveysmetriä kohti.
- Palkkielementillä palkin suunnassa molemmissa päissä 20 % palkin tukireaktion oimi-

- naisarvosta, kuitenkin vähintään 20 kN/m palkin pituusmetriä kohti.
- Kantavalla ja jäykistävällä seinäelementillä seinän tasossa, pysty- ja vaakasuunnassa 20 % yhdeltä kerrokselta tulevien kuormien ja seinäelementin painon ominaisarvosta, kuitenkin vähintään 20 kN/m seinän pituusmetriä kohden. Yhtä elementtiä kohden ei kuitenkaan tarvitse käyttää suurempaa arvoa kuin 100 kN pysty- eikä 150 kN vaakasuunnassa. Seinäelementti tulee kiinnittää myös seinän tasoa vastaan kohtisuoralle voimalle, jonka suuruus on 20 kN/m seinän pituusmetriä kohden mutta suurempaa arvoa kuin 150 kN ei kuitenkaan tarvitse käyttää.
- Pilari-pilariliitoksessa vaaka- ja pystysuunnassa 20 % pystykuormasta.
- Yksittäisen laatta-, palkki- ja pilari-pilariliitoksen kapasiteetin ei tarvitse olla suurempi kuin 150 kN.

2.6.1.2.3 Elementin putoamisen estäminen

Elementin tukipinnoissa vaikuttavan kitkan suuruuden vaihtelun seurauksena elementin kosteusliikkeestä, virumasta ja lämpötilan muutoksista aiheutuvat liikkeet voivat tapahtua toispuolisesti. Liitos tulee suunnitella niin, että elementin putoaminen tuelta on estetty.

Liitoksen mitoitusperusteeksi voidaan ottaa voima, joka vastaa elementtien tukipintojen kitkavoimien oletettua suurinta erotusta. Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, liitospintojen kitkakertoimien erotuksen arvoksi tulee valita vähintään

- $k = 0,2$, kun liitoksessa on kuminen tasauslevy, kumilevylaakeri ta vastaava
- $k = 0,3$, kun molemmat liitospinnat ovat terästä
- $k = 0,4$, kun liitospinnassa on teräs betonipintaa vasten
- $k = 0,5$ muissa tapauksissa.

Liitos mitoitetaan tuettavan elementin suuntaiselle voimalle

$$F_d = k R_k \geq 30 \text{ kN} \quad (2.96)$$

missä

R_k on elementin tukipinnan normaalivoiman (tukireaktion) ominaisarvo

k on liitospintojen kitkakertoimien erotus.

Elementtiä ei tarvitse kiinnittää putoamisen estämiseksi suuremmalle voimalle kuin mitä tukena toimiva rakenneosasta kestää normaalin murtotilamitoituksen perusteella.

Ei-kantava seinäelementti kiinnitetään ylä- ja alapuoliseen tai viereiseen kantavaan rakenteeseen vaakasuun-

taiselle voimalle, jonka laskenta-arvo on vähintään 2 kN/m seinän pituusmetriä kohden, elleivät muut syyt vaadi suurempaa voimaa.

2.6.1.2.4 Törmäykselle alttiit rakenteet

Liitokset mitoitetaan myös elementteihin kohdistuville törmäyskuormille.

2.6.1.3 Tukipinnat

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

Ilman jälkivalua liitettävät rakenteet tuetaan tasauslevyillä tai vastaavilla, jotka sallivat tarpeelliset kulmanmuutokset ja vaakaliikkeet, ja ne suunnitellaan siten, että tasauslevyn etäisyydet tuen ja elementin reunoista ovat riittävän suuret.

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

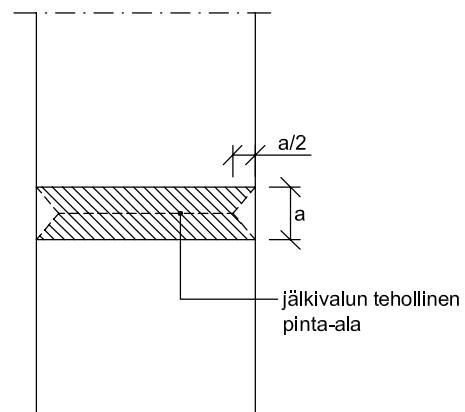
2.6.1.4 Jälkivalettavat vaakasaumat

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:

- saumauslaastin lujuus on vähintään 70 % liitetyssä rakenteessa tarvittavasta betonin lujuudesta
- sauman leveyden suhde korkeuteen on vähintään 5,0 ja sauman korkeus enintään 50 mm lukuunottamatta suuria pilareita, joissa se voi olla enintään 70 mm.

Muussa tapauksessa liitoksen pinta-ala kasvaa kuvan 2.30 mukaisen tehollisen pinta-alan mukaan.



Kuva 2.30 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

Jännitettujen rakenteiden betonin nimellislujuuden tulee olla vähintään K30.

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

Tartunnattomien ja rakenteen ulkopuolisten jäniteiden käytön tulee perustua yleisesti hyväksyttyihin rakenteiden suunnittelu- ja valmistusmenetelmiin.

Teräksen jännitys ei saa heti jännittämistyön päätyttyä ylittää kumppaakaan 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 hetkelisest nouse 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

Näissä ohjeissa ei esitetä sallittuihin jännityksiin perustuvaa kantavien rakenteiden mitoitusjärjestelmää, vaan rakenteet mitoitetaan rajatilamitoitusta käyttäen kohdan 2 mukaisesti.

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.

- Betonin valmistukseen tulee käyttää CE-merkittyä sementtiä. Ilman eri selvitystä katsotaan standardin SFS-EN 197-1 mukaisten seuraavien sementtilaatujen soveltuvan Suomen olosuhteisiin: CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/

- B-V, CEM II/A-L, CEM II/A-LL, CEM II/A-M, CEM III/A ja CEM III/B. Standardin SFS 3165 mukaisia rakennussementtejä saadaan käyttää CE-merkinnästä erikseen annettavan siirtymäajan loppuun.
- 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 aiottuun 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 ilmajähdytetty masuunikuona, ilmajähdytetty 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 kokonaismäärälle kohdan 4.1.1.2 mukaisesti. Kierrätysvettä voidaan käyttää, jos ennakkokokein on varmistettu sen käyttökelpoisuus.
- e) Lisäaineella on ennen käyttöönottoa oltava hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys lisäaineen yleis-

tä 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

Betonirakenteilla tulee olla riittävä säilyvyys ympäristöolosuhteiden mukaista karbonatisoitumisen tai kloridien aiheuttamaa korroosiota, pakkasrasitusta ja kemiallista rasitusta vastaan.

Ympäristöolosuhteet jaetaan luokkiin Y1, Y2 ja Y3. Ympäristöluokan Y1 olosuhteet ovat ankarat sisältäen syövyttäviä aineita tai pakkasrasituksia. Erityisen ankarien rasitusten, kuten voimakkaasti syövyttävien aineiden vaikutuksille alttiina olevien rakenteiden valmistukseen käytettävät materiaalit ja betonipeite harkitaan erikseen. Ympäristöluokassa Y2 voi olla pieniä määriä syövyttäviä aineita tai rakenne saattaa jäättyä kosteana. Ympäristöluokassa Y3 ei katsota olevan vaaraa raudoituksen tai betonin syöpmiselle.

Ellei käytetä tarkempia menetelmiä, jotka ottavat huomioon muun muassa sideainemäärän, vesisementti-suhteen ja betonin tiivistettävyyden sekä käytettävät työmenetelmät, katsotaan rakenteiden säilyvyys yleensä riittäväksi, jos kovettuneella betonilla ympäristöolosuhteista riippuen on taulukon 4.1 mukaiset ominaisuudet ja betonipeite täyttää taulukon 4.2 mukaiset vaatimukset eivätkä haitallisten aineiden pitoi-

TAULUKKO 4.2

Betonipeitteen paksuus

Ympäristöluokka	Betonipeitteen paksuus Perusarvot (mm)
Y1	35
Y2	25
Y3	15

TAULUKKO 4.1

Ympäristöolosuhteiden huomioon ottaminen betonin ominaisuuksia määrättäessä.

Ympäristöluokka	Lujuusluokka	Vedenpitävyys	Pakkasenkestävyys
Y1 Vaikeat olosuhteet	≥ K40 ¹⁾	Vaaditaan	Suojahuokossuhde 0,25 ³⁾
Y2 Tavalliset olosuhteet	≥ K 40 ^{1) 2)}	—	Suojahuokossuhde 0,20 ³⁾
Y3 Helpot olosuhteet	≥ K15	—	—

¹⁾ Raudoittamattomilla rakenteilla lujuusluokkavaatimus on K30.

²⁾ Jos rakenne ei ole kemiallisesti aggressiivisessa ympäristössä kuten perustukset yleensä, lujuusluokkavaatimus on K25.

³⁾ Ellei pakkasenkestävyyttä osoiteta muilla luotettavilla menetelmillä. Suojahuokossuhdevaatimus ei ole voimassa, jos rakenne ei jäädy.

suudet ylitä niistä esitettyjä rajoituksia. Taulukon 4.1 lujuusluokkavaatimus vastaa taulukon 4.2 mukaista betonipeitteen paksuuden perusarvoa. Lujuusluokkavaatimusta voidaan pienentää lisäämällä betonipeitteen paksuutta taulukon 4.3 mukaisilla korjausarvoilla lukuun ottamatta kevytrunkoainebetonin lujuutta, joka voidaan valita taulukon 4.1 arvoa 5 MN/m² alemmaksi tai käyttää erillisen selvityksen mukaisia alempia lujuusarvoja.

TAULUKKO 4.3

Betonipeitteen lisäys taulukon 4.2 arvoista, jos käytetään korroosioherkkää raudoitusta tai betonin lujuusluokka on pienempi kuin taulukossa 4.1 vaaditaan

Betonipeitteen lisäys (mm)	Syy betonipeitteen lisäykseen
5	Raudoitus on korroosioherkkä.
5	Betonin lujuusluokka on 5 MN/m ² pienempi kuin taulukossa 4.1 vaaditaan.
10	Raudoitus on korroosioherkkä ja betonin lujuusluokka on 5 MN/m ² pienempi kuin taulukossa 4.1 vaaditaan.
10	Betonin lujuusluokka on 10 MN/m ² pienempi kuin taulukossa 4.1. vaaditaan
15	Raudoitus on korroosioherkkä ja betonin lujuusluokka on 10 MN/m ² pienempi kuin taulukossa 4.1 vaaditaan.

Betonipeitevaatimus koskee kaikkea raudoitusta. Jos raudoitus on tehty B600KX teräslaadusta riittää kuitenkin kaikissa ympäristöluokissa 10 mm:n betoni-peite.

TAULUKKO 4.4

Betonimassan notkeusluokitus

Notkeusluokka	Notkeuden likimääräiset raja-arvot		
	Betonikartio Painuma mm	VB-koje, betonikartion muodonmuutosaika sVB	Leviämä mm
Nestemäinen	yli 150	–	yli 500
Vetelä	150...100	1...2	400...500
Notkea	100...60	2...3	–
Plastinen	60...30	3...5	–
Jäykkä	30...0	5...10	–
Hyvin jäykkä	–	10...20	–
Maakostea	–	20...40	–
Puristustärytettävä	–	yli 40	–

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

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

Raudoitetuissa rakenteissa betoni ei saa ympäristöluokissa Y1 ja Y2 sisältää klorideja kohdassa 4.1.1.1 esitettyjä osa-aineiden epäpuhtauksia ylittäviä määriä. Sama koskee jännitettyjä 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 ollennaista 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 rae-

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

Betonimassa luokitellaan notkeutensa perusteella taulukossa 4.4 esitetyllä tavalla.

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.

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 betonirauoituksena.

TAULUKKO 4.5

Lujuusluokitusta vastaavat lujuudet eri koekappaleilla

Lujuusluokka	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				

4.1.2.3 Jänneteräs

Jänneterästen ominaisuuksista ja niiden käyttöön liittyvistä seikoista tulee olla riittävät ennakkoselvitykset jänneteräsiä 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 mitoituseriaatteisiin perustuvilla laskelmilla tai kokeiden perusteella.

Nostolenkit tehdään teräslaadusta S235JRG2 tai jännepunoksesta yleisesti hyväksytyjen ohjeiden mukaisesti. Nostolenkit saadaan tehdä myös muusta teräslaadusta, jos niiden varmuudesta on valtion teknillisen 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.

Nostolenkkejä, jotka voivat aiheuttaa lohkeilua tai korroosiovaaraa, ei saa sijoittaa ulkokuoreen. 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 tavallisesta teräksestä, joka on luotettavasti suojattu korroosiota vastaan. Kerooksellisten ulkoseinäelementtien ansaiden ulkokuoren paarre tulee tehdä samasta aineesta kuin diagonaali.

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

4.1.3 ELEMENTTIEN SAUMAUSAINEET

Elementtijulkisivuissa käytettävien saumausmassojen ja nauhojen ominaisuuksista tulee olla hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva ennakkoselvitys. Työmalla tulee olla tehtyihin selvityksiin perustuva varmennettu käyttöseloste.

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 TUUKIRAKENTEET

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 tukirakenteta varten laaditaan suunnitelma, ellei käytetä yleisesti hyväksi tunnettuja muotti- ja tukirakennearjestelmiä, jolloin noudatetaan niihin liittyviä ohjeita.

Suunnitelmaa laadittaessa otetaan huomioon myös työsuorituksen aiheuttamat kuormitukset, kuten kalluston 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 kestävät niille tulevat rasitukset ja ettei niihin synny liian suuria muodonmuutoksia. Betonin lujuuden tulee olla vähintään 60 % nimellislujuudesta, 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.

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

Raudoitus ei saa olla niin ruostunutta, 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 arvoja. Pääraudoitukseen käytettävää tankonippua taivutettaessa käytetään taivutussäteinä taulukon 4.6 arvoja 1,5-kertaisina. Kevytsorabetonirakenteissa 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 ja 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.

TAULUKKO 4.6

Tankojen sisäpuoliset taivutussäteet

Teräslaatu	Haat, koukut ja lenkit	Pääraudoitus
A500HW	2,0 $\emptyset$ kun $\emptyset \leq 10$ 2,5 $\emptyset$ kun $10 < \emptyset \leq 20$ 3,5 $\emptyset$ kun $\emptyset > 20$	12 $\emptyset$
A700HW	2 $\emptyset$ kun $\emptyset \leq 10$ 2,5 $\emptyset$ kun $10 < \emptyset \leq 20$	17 $\emptyset$
B500K	3,0 $\emptyset$ kun $\emptyset \leq 12$	12 $\emptyset$
B700K	4,5 $\emptyset$ kun $\emptyset \leq 12$	17 $\emptyset$
B600KX	3,0 $\emptyset$ kun $\emptyset \leq 12$	15 $\emptyset$

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 raudoitteissa saa hitsauskohta olla taivutusalueessa vain, jos piirustuksiin on merkitty kyseisessä tapauksessa käytettävä taivutussäde. Tankojen hitsaus- ja erikoisjatkosten etäisyyden taivutuskaaren alueesta tulee olla vähintään 10 Ø ellei taivutussäde ole suurempi kuin 50 Ø.

4.2.3.4 Ankkurijänteitä koskevat lisäohjeet

Ennen asennusta ja betonointia tarkastetaan suoja-putket ja paikataan mahdolliset reiät. Suojaputket tuetaan käyttöselosteen edellyttämin 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
- rauditus
- jako betonointiosiin
- perustiedot betonin ominaisuuksista
- 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 kysymykseen 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 mitaustarkkuuden 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 vähimmäisementsimäärät

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

4.3.4.4 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) lisäaineiden nimet tai lisäainetyypit ja mahdollinen hidastava vaikutus
- 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 tavittaessa tauko tai suoritetaan jälkitiivistys.

Täytekiviä 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. Betonin kastelu tai suojaus saadaan lopettaa, kun betoni ympäristöluokassa Y3 on saavuttanut 60 % ja ympäristöluokassa Y1 ja Y2 70 % nimellislouheutensa. Erillisen selvityksen perusteella kastelu tai suojaus voidaan lopettaa aikaisemminkin.

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 lämpökäsittelyksi, jos

- betonimassan lämpötila betonoitaessa 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 pakkaustenkestävyyttä.

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

Selvityksen perusteella tehdään lämpökäsittelysuunnitelma. Lämpökäsittelyn tulee vastata ennakkokokeita 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 betonoitaessa on vähintään +5° C. Betonin valmistukseen ei saa käyttää runkoainetta jäähtyneenä.

Kylmällä säällä betonoitaessa on huolehdittava siitä, että betoni kovettuu suunnitelmien mukaisesti. Rakenn-

teiden lämmitystä jatketaan tarvittaessa niin kauan, että ne saavuttavat muottien tukirakenteiden purkamisajankohtana vaaditun lujuuden. Erityisesti otetaan rakenteita kuomitettaessa huomioon lämmityksen jälkeinen lujuudenkasvun hidastuminen kylmänä aikana.

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

Betonimassan vastaiset pinnat, kuten betoni, kallio, perusmaa ja muotti, lämmitetään tarvittaessa ennakolta 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 selvítettävä 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 kolmeen luokkaan:

- Pestyt työsaumat. Pestyksi työsaumaksi katsotaan sauma, jonka pinnasta laasti on poistettu pesemällä tai muulla vastaavalla menetelmällä 2...5 mm syvyydeltä.
- Karheat työsaumat. Karhennetun työsauman karheuden tulee olla 2...5 mm syvä. Vaaka-suora työsauma voidaan karhentaa esimerkiksi harjaamalla betonin pinta ennen sen sitoutumista ja pystysuora käyttämällä työsaumaverkkoja.
- Sileät työsaumat. Työsaumat, jotka eivät täytyllä olevia ehtoja katsotaan sileiksi.

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 tai pesty työsauma kuitenkin tehdä ilman varsinaista suunnitelmaa. Tällöin on suunnittelijan tarkistettava työsauman kelvollisuus ennen työn jatkamista. Ympäristöluokassa Y1 on käytettävä pestyä työsaumaa jos saumassa esiintyy sitä vastaan kohtisuoraa vetoa.

Jos rakenteelle on asetettu tiiviysvaatimuksia, käytetään työsaumassa saumanauhaa tai varmistutaan sauman tiiveydestä muulla luotettavalla tavalla. Pestyä työsaumaa käytettäessä sauman voidaan katsoa olevan tiivis.

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 lujuusvaatimuksesta, 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:

- a) asennusjärjestys
- b) mittausjärjestelmä ja toleranssit
- c) vähimmäistukipinnat
- d) asennuksen aikainen tuenta sekä yksittäisen elementin ja koko rakenteen asennusaikaiset vakavuustarkastelut
- e) elementtien kiinnittäminen
- f) kiinnityshitsaukset materiaaleineen
- g) muut tarpeelliset tiedot.

Erityisesti huolehditaan siitä, ettei asennuksessa synny haitallisia mittavirhekasautumia.

Pakkasrasituksen alaiseksi joutuvan betonin kanssa kosketuksiin tulevat vettä imevät eristeet on suojeltava sateelta ja muulta kosteudelta.

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.

Saumauksessa 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 täytetyksi.

Elementit, jotka liitetään suoraan toisiaan vasten käytettävällä saumassa joko ohutta epoksiliimakerrosta tai ilman sitä, on tehtävä riittävän mittatarkkoina ja varustettava ohjauksella, jonka avulla osat saadaan tarkasti paikoilleen niitä yhteenliittäessä.

4.2.6 JÄNNITTÄMISTÖITÄ KOSKEVAT ERITYISOHJEET

Jännittämistöistä laaditaan jännittämissuunnitelma, joka sisältää seuraavat asiat:

- a) tartuntajänteet
 - menetelmäkuvaus
 - jännittamisvoimat ja venymät
 - jännevoiman siirtotapa ja -järjestys sekä betonilta tällöin vaadittu lujuus
 - muut tarpeelliset tiedot kuten ankkurointiliukumat

- b) ankkurijänteet
 - menetelmäkuvaus, kuten jänteiden tyyppi ja ominaisuudet
 - asennuspiirustus
 - jännittämisyjärjestys
 - jännittamisvoimat 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 venymiä ei mainituilla voiman arvoilla saavuteta, on syy selvitettävä ja tehtävä uusi jännittämissuunnitelma. Jännittämistyössä käytetään kalibroittua kalustoa. Kalibrointi uusitaan tarpeen mukaan.

Jännittämistyöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- a) jänteen voima (kalibroidut arvot) ja kimmoinen venymä jännittämisyvaiheittain
- b) 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 ajankohtaan, jos on ryhdytty tarpeellisiin toimenpiteisiin jänteiden korroosiovaaran välttämiseksi. Injektointityötä koskevat soveltuvin osin betonitöitä koskevat ohjeet.

Injektointityöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

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

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 rakenneosille.

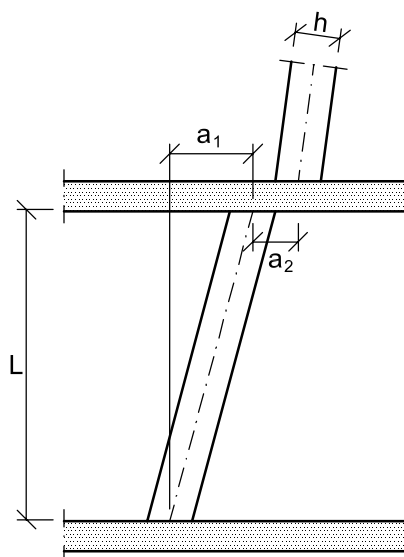
Kun rakenteen poikkileikkauksen mitta tai tehollinen korkeus on pienempi kuin 40 mm, suunnittelija harkitsee sallitut mittapoikkeamat erikseen ja merkitsee ne piirustuksiin.

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 siirtyminen 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. Päällekkäisten 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



Kuva 4.1

Pilarin kaltevuus a_1/L ja sijaintipoikkeama a_2

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.

Rakenneosien muut sallitut mittapoikkeamat, kuten pituus-, muoto- ja asennustarkkuus, harkitaan erikseen ja merkitään tarvittaessa piirustuksiin tai muihin asiakirjoihin.

Taulukko 4.9

Rakenteen poikkileikkauksen mittojen ja pääraudoituksen sijainnin sallitut mittapoikkeamat

Rakenne- luokka	$\frac{a}{d} \leq 200$ Δ mm	$200 < \frac{a}{d} \leq 500$ Δ mm	$500 < \frac{a}{d} \leq 2000$ Δ mm	$\frac{a}{d} > 2000$ Δ mm
1	5	10	20	30
2	10	20	30	50

a = poikkileikkauksen mitta tarkasteltavassa suunnassa, mm
 Δ = sallittu mittapoikkeama, mm

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus, mm

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 jällempäin selvittää työnsuorituksen tapahtumat.

Valmisbetonin ja betonielementtien valmistusta kutsutaan tarkastetuksi, jos sen laadunvalvonta on ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan tarkastuksen alainen. Tarkastuslaitoksen tehtävät on esitetty kohdassa 5.3.3.2.

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 betonilaborantti valmistuspaikalla suoritettavia laboratoriotehtäviä 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 päätyminen, työssä ilmenneet hankaluudet, muottien ja tukirakenteiden purkamisajankohta ja sen määrätyys, betonin jälkihoito ja lämpökäsittely, betonin lämpötilan seuranta
- elementtien käsittely ja varastointi
- muottien ja raudoituksen valvontatoimenpiteet
- elementtien ja raudoitteiden vastaanotto-tarkastukset
- 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 kelvollisuutta.

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 ennakkolta. 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 ennakko-kokeita, joilla selvitetään suunnitelmien edellyttämät ominaisuudet, kuten puristuslujuus, vedenkestävyys ja pakkasenkestävyys.

Betonimassa valmistetaan ennakko-kokeissa 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 ennakko-kokeiden sijasta käyttää tuotannosta saatavaa aikaisempaa tietoa.

5.2.3 BETONIN VALMISTUKSEN AIKAiset KOKEET

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 jännittämisaikakohdan määrittämiseen.

5.2.4 VALMISBETONIN VASTAANOTTO-TARKASTUS

Toimitetun valmisbetonierän kuormakirja tarkastetaan ja todetaan silmämääräisesti, että betoni vastaa tilausta. Koekappaleiden valmistuksen yhteydessä ja muutoin sopivin aikavälein mitataan betonimassan notkeus ja tarvittaessa muut betonimassalta vaaditut ominaisuudet, kuten ilmamäärä.

5.3 Rakenteiden valmistuksen laadunvalvonta

5.3.1 VASTAANOTTOTARKASTUKSET

Toimituserä ja sitä yksilöivä dokumentaatio tarkastetaan. Tuotteita joiden vaatimustenmukaisuutta ei ole todettu ei saa käyttää.

Betoniterästen ja toimitettavien raudoitteiden tulee olla sertifioituja. Niiden nippulapuissa tulee olla SFS-

merkki ja luvanhaltijan numerotunnus tai eräkohtaisen sertifiointin tapauksessa sertifikaatin numero.

Jänneteräs tulee olla joko sertifioitu tai käyttöselostemenettelyllä varmennettu. Mikäli kyseessä on sertifioitu tuote tulee sertifiointin osoituksena nippulapussa olla SFS-merkki ja luvanhaltijan numerotunnus tai eräkohtaisen sertifiointin tapauksessa sertifikaatin numero. Jos jänneteräs ei ole sertifioitu tarkistetaan että tuotteella on voimassa oleva käyttöseloste ja että se kuuluu laadunvalvontasopimusten piiriin.

Tarkistetaan että kuormia siirtävillä metalliosilla on voimassa oleva käyttöseloste ja että se kuuluu laadunvalvontasopimusten piiriin tai ryhdytään kohdan 6.4.4 mukaisiin toimenpiteisiin.

Elementtien vastaanottotarkastuksessa suoritetaan silmämääräinen tarkastus sekä lisäksi mittojen tarkastus, ellei elementtien valmistajan pitämän pöytäkirjan nojalla elementtien voida todeta täyttävän niille asetettuja mittavaatimuksia. Elementtien tunnistiedot 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 LAADUN-VALVONTA

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 asiaankuluvat muistiinpanot.

5.3.3 VALMISBETONI- JA ELEMENTTITEHTAAT

5.3.3.1 Yleistä

Valmisbetoni- ja elementtitehtailla tulee olla kirjallisesti kuvattu laatujärjestelmä. Osa-aineita, laitteita, betonin valmistusmenetelmiä, betonin vaatimuksenmukaisuutta ja toimitusta pitää valvoa ottaen huomioon tämän ohjeen vaatimukset. Valvonnan pitää ottaa huomioon merkittävät muutokset, jotka vaikuttavat tuotteen ominaisuuksiin ja johtaa tarvittaviin korjaustoimenpiteisiin.

Laitteiden valvonnan avulla tulee varmistaa, että varastotilat, punnitus- ja annostelulaitteet, sekoitin ja valvontalaitteet (esimerkiksi runkoaineen ja veden mittaaminen) sekä elementtien valmistuslaitteet ja tuotteet-

den varastointi ovat hyväksyttävässä kunnossa ja että ne täyttävät kohdan 4.2.4.3 mukaiset vaatimukset.

Tuotantotilat tulee pitää laatujärjestelmässä esitettyjen kunnossapitajärjestelmien avulla suunnitellussa kunnossa.

5.3.3.2 Tarkastettu valmistus

Ympäristöministeriön hyväksymä tarkastuslaitos suorittaa betonin valmistuslaitoksen ja elementtitehtaan sekä niiden valmistuksen laadunvalvonnan alkutarkastuksen. Alkutarkastuksen tarkoitus on todeta, että henkilöstöllä ja laitteistolla on riittävät edellytykset kunnolliseen valmistukseen ja laadunvalvontaan.

Tämän lisäksi edellä mainittu tarkastuslaitos suorittaa tavanomaista tarkastusta.

Tavanomaisessa tarkastuksessa tarkastetaan ainakin laatujärjestelmä sekä valmistus-, näytteenotto- ja koemenetelmät, kirjatut tiedot, ennakkokokeiden tulokset, valmistuksen valvonnan koetulokset ja havaitut laatu puutteet tarkastusajanjaksolta.

5.4 1-luokan rakenteiden erityisvaatimukset

1-luokkaan kuuluvan rakenteen valmistajalla tulee olla kirjallisesti kuvattu laadunvarmistusjärjestelmä, jolla varmistetaan että kapasiteettia pienentävät raudoituksen ja betonipoikkileikkauksen mittapoikkeamat ovat enintään kohdassa 4.2.7 esitetyn 1-rakenneluokan mukaiset. Jokaista valua varten tehdään yksityiskohtainen betonityösuunnitelma, josta tulee ilmetä vähintään kohdassa 4.2.4.1 luetellut asiat. Kaikista työvaiheista pidetään pöytäkirjaa, johon kirjataan betonityösuunnitelman mukaiset laadunvalvontatoimenpiteet.

Paikalla valettujen rakenteiden raudoituksen tarkastamisesta laaditaan pöytäkirja.

6

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 kelpoiskokeiden 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

Rakennussementin kelpoisuus todetaan rakennussementeistä annetun valtioneuvoston päätöksen (1404/95) mukaisesti. Kelpoisuus voidaan 1.4.2001 alkaen vaihtoehtoisesti todeta myös standardin SFS-EN 197-1 mukaisten sementtien CE-merkintään liittyvän kelpoisuuden toteamisen menettelyn mukaisesti. Valtioneuvoston päätökseen perustuva kelpoisuuden toteamisen menettely lakkaa mainitun standardin siirtymäajan päättyessä 31.3.2002.

6.3 Betonin kelpoisuus

6.3.1 YLEISTÄ

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

3-luokan rakenteiden 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
- pakkasenkäytettävyys (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 betoniannoksesta 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 etukäteiselvityksessä tai muussa selvityksessä on todettu normikokeen ja rakennekokeen tulosten välinen ero. Normikokeiden tulosten perusteella lasketun vertailulujuuden tulee olla etukäteiselvityksen 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. Rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten tiedot etukäteiselvitysten ja tarkistuskokeiden tuloksista. Tarkastetun elementtien valmistuksen osalta kuitenkin riittää, kun sanotut tiedot ilmoitetaan tarkastuksen suorittajalle.

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.

6.3.3 BETONIN PURISTUSLUJUUS NORMIKOKEIN

6.3.3.1 Normikokeiden tekeminen ja koekappaleet

Kelpoisuuden toteamiseen tarkoitetut normikoe-kappaleet tehdään valmisbetoni- ja elementtitehtaalla sekä rakennuspaikalla.

Toimitettaessa betonia tarkastetulta valmisbetoni- tai elementtitehtaalta ei rakennuspaikalla tarvitse tehdä normikokeita. Toimitettaessa betonia tarkastamattomalta valmisbetonitehtaalta normikokeet tehdään sekä valmisbetonitehtaalla että rakennuspaikalla.

Valmistettaessa betoni rakennuspaikalla (työmaa-betoniasema) normikokeet tehdään rakennuspaikkaa koskevien ohjeiden mukaisesti. Tarkastetun työmaa-betoniaseman tapauksessa normikoe-kappaleet tehdään noudattaen tarkastettua valmisbetonilaitosta koskevia ohjeita.

Koekappaleet valmistetaan, säilytetään ja testataan standardin SFS 4474 mukaisesti.

6.3.3.2 Tarkastamaton valmistus

Kun valmisbetonin toimittaa tarkastamaton valmisbetonitehdas tai betoni valmistetaan työmaalla tarkastamattomana, noudatetaan seuraavia ohjeita.

Jos elementtitehdas ei ole tarkastettu tai elementtien valmistukseen käytettävä betoni hankitaan tarkastamattomalta betonitehtaalta, noudatetaan elementtitehtaalla tehtävien normikokeiden osalta rakennuspaikkaa koskevia ohjeita.

Rakennuspaikalla betonoitavat rakenteet ja elementtien valmistukseen käytettävä betoni jaetaan rakenne- ja lujuusluokittain arvostelueriin, joita muodostettaessa otetaan huomioon rakenne- ja betonointikokonaisuudet, betonimassan tyyppi, aikataulu, arvostelut ja betonin valmistaja. Betonin kelpoisuuden toteamiseksi valmistetaan arvostelueristä koekappaleita vähintään taulukon 6.1 osoittama määrä.

TAULUKKO 6.1

Arvosteluerät ja arvosteluerää kohden tehtävien kelpoisuuskoekappaleiden vähimmäismäärät tarkastamattomassa valmistuksessa.

Lujuusluokka	Arvosteluerän suuruus V m ³	Koekappaleita arvosteluerästä kpl ¹⁾	
		Valmistuspaikka	Rakennuspaikka
≤K40	<75	6	6
	75...675	9	9
	>675	V/75	V/75

¹⁾ Näytteenottoväli enintään 3 valmistuspäivää. Samaan arvosteluerään saa kuulua koetuloksia enintään neljän valmistuskuukauden ajalta.

Missään työssä ei kuitenkaan tarvitse valmistaa useampia kuin yksi koekappale kustakin betoniannoksesta tai kuormasta.

Koekappaleet testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

Tarkastamaton valmisbetoni- ja elementtitehdas ilmoittaa normikokeiden tulokset ja vertailulujuuslaskelmat kullekin rakennuspaikalle sinne toimitettujen lujuusluokkien osalta kuukausittain.

Rakennuspaikan vertailulujuuslaskelma ilmoitetaan arvosteluerittäin rakennustarkastajalle.

Vajaalaadun ilmetessä betonin valmistaja tekee viivytystä ilmoituksen rakennustarkastajalle ja vastaanottajalle.

Rakennuspaikalla tulee olla tiedot betonin valmistajasta ja toimitettujen betonierien tunnustiedot.

6.3.3.3 Tarkastettu valmistus

Elementtitehtaalla valmistettava betoni jaetaan yleensä kuukausittain rakenne- ja lujuusluokittain arvosteluihin, joita muodostettaessa otetaan huomioon rakenne- ja betonointikokonaisuudet, betonimassan tyyppi, aikataulu, arvosteluikä ja betonin valmistaja. Valmisbetonitehtaalla valmistettava betoni jaetaan rakenne- ja lujuusluokittain arvosteluihin, joita muodostettaessa otetaan huomioon betonimassan tyyppi ja arvosteluikä. Valmistuksen yhteydessä tehdään kussakin rakenne- ja lujuusluokassa sekä laadunarvostelussa vähintään taulukossa 6.2 esitettyjen näytteenottovälien edellyttämät koekappaleet, jotka testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

Elementtien valmistukseen käytettävän betonin arvosteluerästä tehdään vähintään yhdeksän koekappaletta. Vähimmäismäärä on kuitenkin kuusi kappaletta, jos käytetään vähintään 25 tulokseen perustuvaa keski-

hajonta-arvoa. 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.

Tarkastetussa valmistuksessa saadaan tarkastuksen suorittajan päätöksellä edellä manituista koekappaleista testata valmistajan laboratoriossa osa, jonka suuruus yleensä on puolet, mutta joka erityisten hyväksytyssä koetuslaitoksessa tarkastuksen suorittajan ohjeiden mukaan tehtyjen tasotarkistusten tulosten perusteella voidaan vahvistaa suuremmaksikin kuin puolet.

Tarkastettu valmisbetoni- ja elementtitehdas ilmoittaa puristuslujuustuloksensa hyväksytylle tarkastuksen suorittajalle tämän antamien ohjeiden mukaisesti.

Vajaalaadun ilmetessä valmistaja tekee viivytystä ilmoituksen rakennustarkastajalle, vastaanottajalle ja tarkastuksen suorittajalle.

TAULUKKO 6.2

Enimmäisnäytteenottovälit tarkastetussa valmisbetoni- ja elementtitehtaassa

Lujuusluokka	Näytteenottoväli enintään	
	m ³	valmistuspäivää ¹⁾
≤K40	150	3
≥K45	100	2

¹⁾ Näytteitä ei kuitenkaan tarvitse ottaa useammin kuin 20 m³:n välein.

Jos tarkastettu elementtitehdas hankkii käyttämänsä betonin tarkastetulta valmisbetonitehtaalta, ei elementtitehtaan tarvitse tehdä normikokeita.

Jos tarkastettu elementtitehdas hankkii elementtien valmistuksessa käytettävän betonin tarkastamattomalta valmisbetonitehtaalta, noudatetaan elementtitehtaassa tehtävien normikokeiden osalta kohdan 6.3.3.2 rakennuspaikkaa koskevia ohjeita.

6.3.4 BETONIN PURISTUSLUJUUS RAKENNEKOKEIN**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 hyväksyttyyn koetuslaitokseen, joka valmistaa koekappaleet sekä säilyttää ja testaa ne.

Rakennekoekappaleina käytetään yleensä halkaisijaltaan 100 mm lieriötä, joiden halkaisijan ja korkeuden suhte 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 riippuvuus koekappaleiden lukumäärästä

n	k
6...16	1,65
>16	1,50

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 nimellislujuuden 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 kuution 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 laskeamista lisäksi luvulla 1,05.

Arvosteluerä on hyväksyttävä, jos vertailulujuus on 1-luokan rakenteissa vähintään 85 % ja 2-luokan rakenteissa vähintään 80 % nimellislujuudesta 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 määriteltyjä arvoja kuin normikoe-kappaleiden 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 SÄILYVYYSOMINAISUUKSIEN JA MUIDEN OMINAISUUSSIEN TOTEAMINEN

6.3.7.1 Yleistä

Betonin säilyvyysominaisuudet tai muut ominaisuudet, joille suunnitelmassa 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 vajaan laadun 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 mitausta ja jäähdytys-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 ohjeet. Koekappaleiden valmistusväli ei saa ylittää 300 m^3 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 INJEKTIOINTILAASTIN KELPOISUUS

Injektiointilaastista tehdään työn aikana koekappaleita lujuuskokeita varten, vähintään kuusi koekappaletta työkohdetta kohti.

Ympäristöluokissa Y1 ja Y2 laastin pakkasenkestävyys osoitetaan hyväksyttävällä menetelmällä tarpeen mukaan.

Koekappaleiden keskimääräinen lujuusvaatimus on 16 MN/m^2 , kun koetusikä on 7 d
 20 MN/m^2 , kun koetusikä on 28 d.

Yksittäinen koetulos saa alittaa keskiarvon enintään 25 %.

Lujuuskoe suoritetaan lieriöillä, joiden halkaisija ja korkeus ovat $n. 100 \text{ mm}$. Koekappaleet valmistetaan viimeistään 5 minuutin kuluttua sekoituksen päättymisestä käyttäen tiiviisti suljettavia muotteja. Koekap-

paleet säilytetään muottiin suljetuina lämpötilassa $+20\pm 2$ °C koetukseen saakka. Testausikä voi olla joko 7 tai 28 d. Testauksessa lieriö lyhennetään yläpinnastaan ohjekorkeuteen ja poistetaan muotistaan välittömästi ennen puristuslujuuden määrittämistä.

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 Terästen kelpoisuus

6.4.1 BETONITERÄKSET JA RAUDOITTEET

Toimitettavien betoniterästen ja raudoitteiden tulee täyttää niille voimassa olevissa SFS-standardeissa asetetut vaatimukset ja niiden tulee olla sertifioituja.

Betoniterästen ja raudoitteiden kelpoisuus katsotaan yleensä hyväksyttäväksi, jos kelpoisuus on todettu jommallakummalla seuraavista menettelyistä:

- jatkuvalla sertifiointimenettelyllä
- eräkohtaisella sertifiointimenettelyllä.

Osoituksena sertifiointista tuoteniput merkitään joko jatkuvan tai eräkohtaisen merkintäluvan nojalla SFS-merkillä.

Kiepillä toimitettavan raudoituksen oikaisun vaikutus raudoituksen ominaisuuksiin tulee selvittää voimassa olevan sertifiointiohjeistuksen mukaisesti.

6.4.2 TYÖMAALLA TEHTÄVÄT TANKOJEN HITSAUSLIITOKSET

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 taivutuskoea varten hyväksytyyn koetuslaitokseen testattavaksi.

Kun koetuslaitoksessa tehdyistä kokeista on saatu hyväksyttävät tulokset, voidaan jatkosten hitsaustyöt aloittaa.

Työn aikana testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa taivutuskokeen avulla vähintään kolme jatkosta jokaisesta alkavasta 200 jatkoksen erästä, kuitenkin vähin-

tään yksi työvuoressa, ja vetokokeen avulla vähintään kolme jatkosta jokaisesta alkavasta 600 jatkoksen erästä. Jos kaarihitsausta käytettäessä hitsataan jatkokseen lisäteräksiä, ei taivutuskoea tarvitse suorittaa. Sen sijaan suoritetaan sama määrä vetokokeita. Näytekappaleet kokeita varten leikataan rakenteisiin tarkoitetuista valmiiksi jatketuista tangoista.

Jos kolmen näytekappaleen sarjasta yksikin antaa epätyydyttävän 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 BETONITERÄSTANKOJEN MEKAANISET JATKOKSET

Mekaanisten jatkosten ominaisuuksien tulee ilmetä varmennetusta käyttöselosteesta. Betoniterästankojen erikoisjatkosten 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 alaisista.

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 alaisista.

Muussa tapauksessa kelpoisuus todetaan rakenteiden valmistuspaikkakohtaisten kokeiden perusteella hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

TAULUKKO 6.5

Jänneterästen näytekappaleille tehtävät kokeet

Jänneteräs/Koe	Langat $\varnothing \leq 8$ mm	Tangot $\varnothing > 8$ mm	Punokset
1. Mitat	x	x	x
2. Vetokoe	x	x	x
3. Taivutuskoe		x	
4. Taivutusvetokoe			x
5. Taivuttelukoe	x		
6. Relaksaatiokoe	x	x	x
7. Kemiallinen koostumus	x	x	x
8. Lujuusominaisuudet korkeissa lämpötiloissa	x	x	x

Rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten ja vastaavasti tarkastetussa elementtien valmistuslaitoksessa tarkastuksen suorittajaa varten tiedot, joiden nojalla metalliosista on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus tai metalliosien valmistuksen on todettu olevan ministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan jatkuvan valvonnan alaisista, tai edellämainittujen kelpoisuuskokeiden tulokset. Rakennuspaikalla tulee olla nämä tiedot myös tarkastamattomien elementtien valmistuslaitosten valmistamissa elementeissä olevista kuormia siirtävistä metalliosista ja nostoankkureista.

6.4.5 JÄNNETERÄKSET

Jänneterästen tulee joko täyttää niille voimassa olevissa SFS-standardeissa asetetut vaatimukset ja niiden tulee olla sertifioituja tai niillä tulee olla varmennettu käytöseloste. Sertifioitujen tuotteiden merkintään joko jatkuvan tai eräkohtaisen merkintäluvan nojalla SFS-merkillä.

Jos käytettävistä jänneteräksistä on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen kanssa, ei rakenteiden valmistuspaikka-kohtaisia kelpoisuuskokeita tarvita.

Jos sopimusta ei ole, 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, keloista tai vyyhdistä sekä eri langoista, tangoista ja punoksista. Näytekappaleille tehdään taulukon 6.5 mukaiset kokeet.

6.5 Rakenteiden valmistuksen ja valmiiden rakenteiden tarkastus

Ennen betonointia on muotit tukirakenteineen ja raudoitus 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.

Jos elementtijulkisivujen valmistaja ei kuulu ympäristöministeriön hyväksymän tarkastuksen suorittajan valvonnan piiriin, tulee valmiista ulkokuoresta irrottaa koekappaleet, joista tutkitaan puristuslujuus kohdan 6.3.4 mukaisesti ja pakkasenkestävyys vähintään kolmella koekappaleella rakennusta kohti. Pakkasenkestävyyskoekappaleet testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa. Kaikkien ulkokuorien betonipeite mitataan esim. magneettimittarilla, paitsi jos käytetään B600KX raudoitusta. Jos tulokset eivät vastaa vaatimuksia selvitetään julkisivujen kunto lisätutkimuksilla ja kuntotutkimuksella.

6.6 Toimenpiteet rakenteiden epätydyttävän laadun johdosta

Jos rakenteiden laatua ei kelpoisuuden toteamiseksi tehtyjen kokeiden, työnsuorituksen ja valmiin rakenteen tarkastuksen perusteella voida katsoa hyväksyttäväksi, on rakenteiden kelpoisuus erikseen selvitettävä.

Yksinkertaisissa tapauksissa voidaan tyytyä varmuuden selvittämiseen tarkistuslaskemin.

Muissa tapauksissa on ensin ainetta rikkomattomin menetelmin sekä käytettävissä olevan laadunvalvontaineiston perusteella selvitettävä epätydyttävän laadun

esiintymisalueet. Jos kysymyksessä on betonin epätydyttävä laatu, on betonin todelliset ominaisuudet selvitettävä valmiista rakenteesta irrotetuin koekappalein. Samoin on meneteltävä, jos valmistus- tai jälkikäsittelemenetelmä on sellainen, että normikoekappaleiden antamia tuloksia ei voida pitää luotettavina. Rauditusvirheet terästen laadun, määrän, sijainnin, jatkosten ja ankkuroinnin suhteen on tutkittava tarkoitukseen soveltuvien 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 epätydyttävän laadun johdosta tehtävät kokeet sekä kantavien rakenteiden muuhun testaukseen liittyvät kokeet on tehtävä hyväksytyn koetuslaitoksen toimesta.

Rakenteita ei saa ryhtyä korjaamaan, ennen kuin 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 SEOSAINET BETONIN SIDE- JA RUNKOAINEENA

7.1 Soveltamisala ja yleisohjeet

Nämä ohjeet koskevat seuraavia kantavissa tai säännestävyyttä vaativissa betonirakenteissa betonin sideaineena tai runkoaineena rakennussegmentin 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 kivihiilen poltossa voimalaitoksissa syntyvä pozzolaani, joka erotetaan savukaasuista.

Masuunikuona

Raakaraudan valmistuksessa masuunissa muodostuneesta emäksisestä silikaatifulatista 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 pienellä 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 jauhattu granuloitu tai pelletoitu masuunikuona, jolla on piilevät hydrauliset ominaisuudet.

Ferrokromikuona

Ferrokromin valmistuksessa jäähdyttämällä saatu tuote.

Silika

Piiraudan ja piin valmistuksessa syntyvä, savukaasuisista 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 Turvatekniikan keskus.

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 Turvatekniikan keskus 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 varmistetaan 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 laadunvalvontakokeiden tuloksista.

Näytteenotto, näytteiden käsittely, näytteenottotaajuus 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

Turvatekniikan keskus 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 yleistarkastus 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 varastointien yksiköiden määrästä.

Laaduntarkastuksessa selvitetään hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtävien kokeiden perusteella, täyttykö 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 Turvatekniikan keskukselle, 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. Toimituseräksi katsotaan samaa laatua oleva seosaineerä, 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 Turvatekniikan keskukselle, joka hyväksyy toimituserän käyttöön, jos se täyttää näissä ohjeissa esitetyt vaatimukset, tai päättää tarvittaessa muista toimenpiteistä toimituserän suhteen.

7.3.4 NÄYTTEENOTTO

Laadunvalvontasopimuksen mukaisessa laadunvalvonnassa 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 Turvatekniikan keskuksen hyväksymä näytteenottaja.

Turvatekniikan keskus antaa tarkempia ohjeita näytteenotosta.

TAULUKKO 7.1

Näytteenottotaajuudet toimituseräkohtaisessa laaduntarkastuksessa

Seosaine	Toimituserä tonnia	Yleisnäytteiden lukumäärä
Lentotuhka	< 50	1
	50–150	2
	150–300	3
	> 300	3/300 t
Jauhettu masuunikuona	< 150	1
	150–500	2
	500–2000	3
	> 2000	3/2000 t
Granuloitu, pelletoitu ja ilmajäähdytetty masuunikuona, ferrokromikuona	< 150	1
	150–500	2
	500–2000	3
	> 2000	3/2000 t
Silika	< 50	1
	50–150	2
	150–300	3
	> 300	3/300 t

7.3.5 SEOSAINETTA 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 EPÄTYYDYTTÄVÄN 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 Turvatekniikan keskuksen 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

Standardin SFS-EN 450 vaatimukset täyttävä lentotuhka katsotaan betoniin soveltuvaksi. Standardin näytteenotto- ja testaustiheydet ovat ohjeellisia. Laadunvalvontasopimuksen mukaisessa laadunvalvonnassa voidaan testausmääriä pienentää niiden ominaisuuksien osalta, jotka jatkuvasti täyttävät vaatimukset. A-luokan tuhkan tulee täyttää standardin hehkutushäviövaatimus $\leq 5\%$. B-luokan tuhkan hehkutushäviö saa olla korkeintaan 7% .

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 työstettävyyden
- betonin lujuudenkehitys ja lämpötilan vaikutus siihen
- riittävä sementtimäärä ottaen huomioon ympäristöolosuhteet rakenteen pitkäaikaiskestävyyden varmistamiseksi
- lisäaineiden, erityisesti huokostimien käytön yhteydessä lentotuhkan hiilipitoisuuden vaikutus lisäaineen 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 7.5 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 7.2 esitetyt vaatimukset.

TAULUKKO 7.2

Masuunikuonajauheen koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatimus
aktiivisuusindeksi	
7d	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, jäähdyttämistavasta ja jauhatuksesta riippuen
- betonin työstettävyys ja veden erottuminen

- betonin lujuudenkehitys 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 ilmajäähdytetyn masuunikuonamurskeen, pelletoidun ja granuloidun masuunikuonan sekä ferrokromikuonamurskeen tulee täyttää taulukossa 7.3 esitetyt vaatimukset.

TAULUKKO 7.3

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 RUNKO-AINEENA

Masuunikuonaa käytetään betonin runkoaineena ilmajäähdytetynä murskeena, pelletoituna ja granuloiduna. Ferrokromikuonaa käytetään ilmajäähdytetynä murskeena.

Kuonan käytössä betonin runkoaineena sovelletaan kohdissa 4...6 annettuja ohjeita.

7.7.1 SILIKAN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Silikan koostumuksen ja ominaisuuksien tulee täyttää taulukossa 7.4 esitetyt vaatimukset

TAULUKKO 7.4

Silikan koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatus
hehikutushäviö	≤ 5 %
SiO ₂	≥ 80 %
MgO	≤ 5,0 %
Cl ⁻	≤ 0,3 %

7.7.2 SILIKAN KÄYTTÖ

Silikaa käytettäessä otetaan huomioon sen vaikutukset betonimassan ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin.

siin. Tällöin kiinnitetään huomiota muun muassa seuraaviin seikkoihin:

- silikan laadun vaihteluiden vaikutukset betonin ominaisuuksiin
- silika vaikuttaa suuren hienoutensa johdosta betonin notkeuteen 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 varhaislujuuksia nostavasti 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.

TAULUKKO 7.5

Betonin valmistuksessa lisättävät seosaineiden enimmäismäärät prosentteina rakennussementin määrästä

Seosaineet	Rakennussementti			
	Portland-sementti CEM I	Portland-seossementti A CEM II A	Portland-seossementti B CEM II B	Masuuni-sementti CEM III
Lentotuhka ¹⁾	60 %	35 %	10 %	ei seosaineiden käyttöä
Masuuni-kuonajauhe	350 %	200 %	50 %	
Silika	10 %	10 %	5 %	
Lentotuhka ja masuuni-kuonajauhe	yhteensä enintään 60 %	yhteensä enintään 35 %	yhteensä enintään 10 %	
Lentotuhka ja silika S [%]	lentotuhkaa enintään (60–3S) % ja silikaa enintään 10 %	lentotuhkaa enintään (35–3S) % ja silikaa enintään 10 %		
Masuunikuonajauhe ja silika S [%]	masuunikuonajauhetta enintään (350–16S) % ja silikaa enintään 10 %	masuunikuonajauhetta enintään (200–16S) % ja silikaa enintään 10 %		

¹⁾ Valmistettaessa pakkasenkestävää betonia huokostinta käyttäen saadaan lentotuhkaa lisätä vain käytettäessä sementtityyppejä CEM I tai CEM II A. Lentotuhkan tulee tällöin olla A-luokan tuuhkaa ja sen sallittu enimmäismäärä on 25 % sementin määrästä, kuitenkin siten, että lentotuhkan kokonaismäärä (= lisättävä + sementin sisältämä lentotuhka) ei saa ylittää 20 % sideainetta (= sementti + lisättävä lentotuhka) määrästä.

7.8 Seosaineiden käytön rajoitukset

Seosaineiden käytön sallitut enimmäismäärät riippuen käytettävästä rakennussementistä ja ottaen huomioon seosaineiden mahdollisen yhteiskäytön sekä rajoitukset lentotuhkan käytölle pakkasenkestävässä betonissa on esitetty taulukossa 7.5.

Taulukossa 7.5 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 pozzolaanisuusvaikutuksen 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 koekellisesti 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 palonaikaisen 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 arvostelu perusteena 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 palonkestävyyssvaatimukset kohdassa 8.2.3 määritellyissä palo-olosuhteissa.

8.2.2.2 Rakenteen kantokykyvaatimukset

Rakenteen kantokyky katsotaan menetetyksi ja sortumisrajatila saavutetuksi rakenteen sortuessa. Sortumisrajatila 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.

Taipumisrajatila 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 tiiviytensä 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

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1) \quad (8.1)$$

missä

T on palotilan lämpötila [°C] ajanhetkellä t [min]

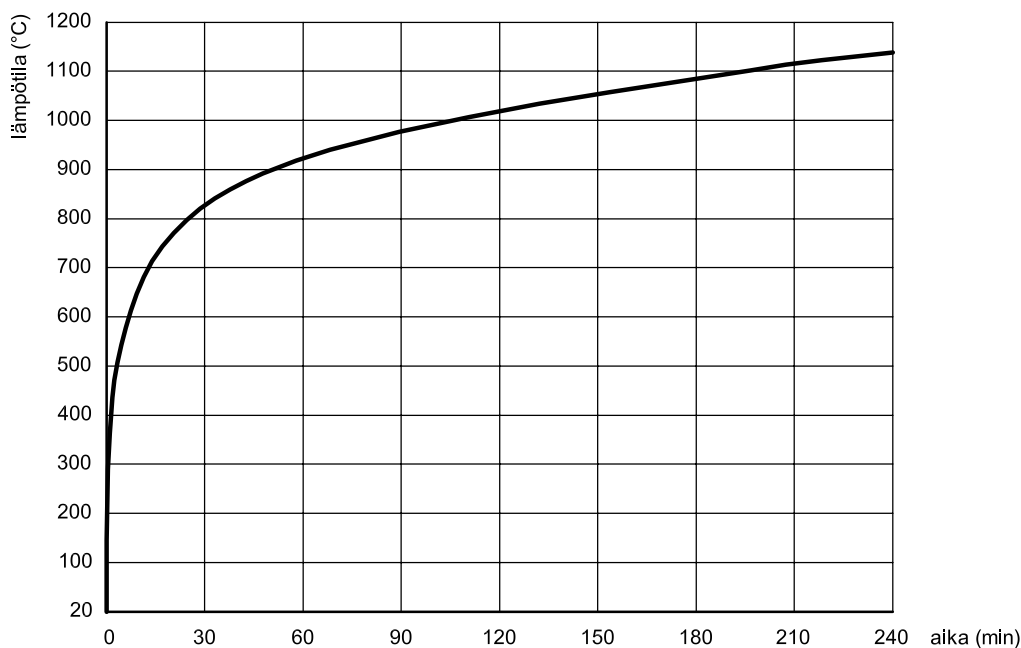
T_0 on lämpötila [°C] ajanhetkellä t = 0

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 määriteltäviä 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



Kuva 8.1 Palotilan aika-lämpötilayhteys standarditulipalossa, kun alkulämpötila on + 20 °C

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 osavarmuuskertoimena paloteknisessä mitoituksessa käytetään arvoa 1,0.

8.2.5 RAKENNUSAINEIDEN 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 (höyrystyminen, 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, masuunikuona tai kevytsora. Käytettäessä pääasiassa muuta runkoainetta on sen palotekniset ominaisuudet selvitettävä.

8.3.2 LASKENNALLINEN MITOITUS

8.3.2.1 Kantavuuslaskelmien perusteet

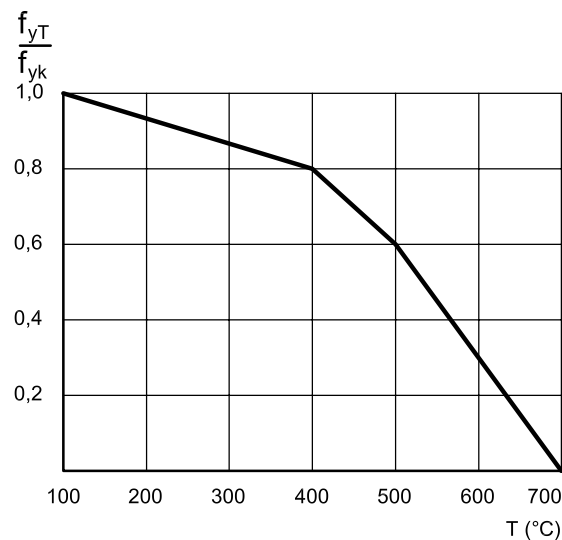
Mitoituksessa käytetään yleisesti hyväksyttyjä kantavien rakenteiden mitoitusmenetelmiä. Rakenteiden palonkestävyyttä laskettaessa otetaan huomioon luotettaviin tutkimuksiin perustuen riittävällä tarkkuudella

- rakenteen lämpötilan nousu
- materiaaliominaisuuksien muuttuminen lämpötilan kohotessa
- raudoituksen ja betonin yhteistoiminta lämpötilan kohotessa
- lämpölaajenemisen vaikutukset
- staattisesti määräämättömissä 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 teräsännityksen suuruiseksi.

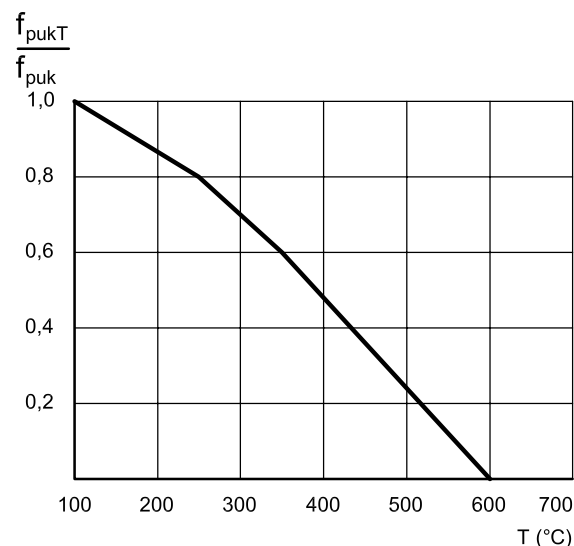
Betoni- ja jänneterästen mekaanisten ominaisuuksien riippuvuus lämpötilasta on esitetty kuvissa 8.2, 8.3 ja 8.4. Näissä kuvissa esitettyjä arvoja saadaan käyttäen betoniteräksille A500HW ja B500K.



Kuva 8.2

Lämpötilan vaikutus betoniteräksen lujuuteen

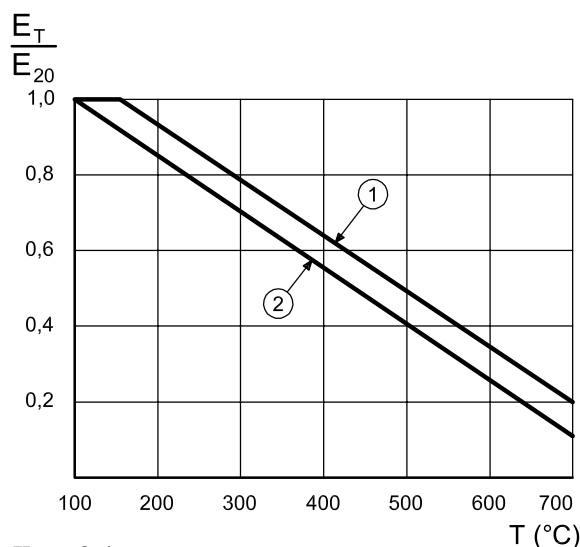
f_{yT} = betoniteräksen lujuus lämpötilassa T
 f_{yk} = betoniteräksen ominaislujuus, joka on myötölujuus tai 0,2-rajaa vastaava lujuus + 20 °C:ssa



Kuva 8.3

Lämpötilan vaikutus kylmävedetyn jänneteräksen lujuuteen

f_{pukT} = jänneteräksen lujuus lämpötilassa T
 f_{puk} = jänneteräksen ominaismurtolujuus + 20 °C:ssa

**Kuva 8.4**

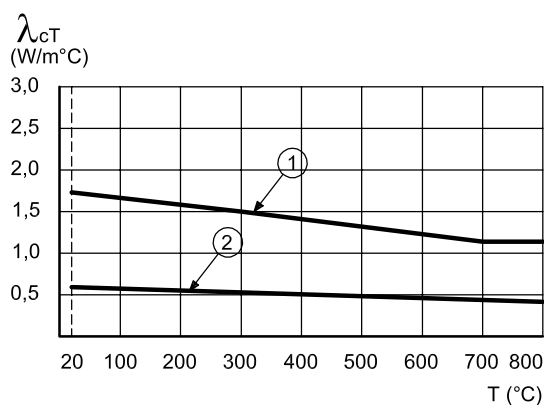
Lämpötilan vaikutus betoniteräksen (1) ja jänneteräksen (2) kimmomoduuliin

E_T = teräksen kimmokerroin lämpötilassa T

E_{20} = teräksen kimmokerroin + 20 °C:ssa

8.3.2.3 Betonin ominaisuudet

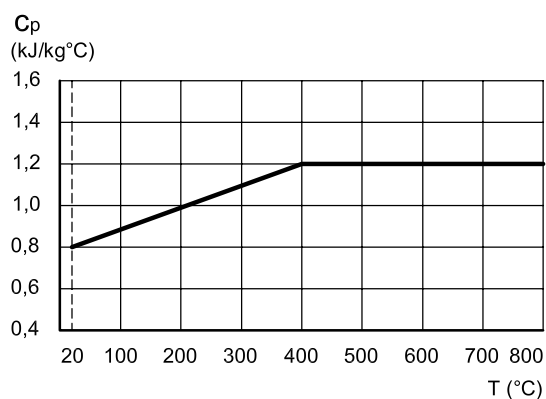
Betonin termisten ja mekaanisten ominaisuuksien riippuvuuksia lämpötilasta on esitetty kuvissa 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 ja 8.10. Rakenteen lämpötilan nousu voidaan määrittää myös käyttäen luotettaviin koetuloksiin perustuvia käyrästäjä tai taulukoita. Kosteuden vaikutus betonin termisiin ominaisuuksiin voidaan ottaa huomioon esimerkiksi muuntamalla termisten ominaisuuksien arvoja alle 150 °C:n lämpötila-alueella.

**Kuva 8.5**

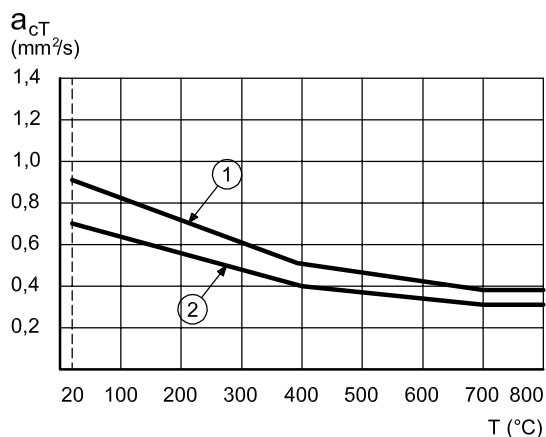
Lämpötilan vaikutus kuivan betonin lämmönjohtavuuteen, λ_{cT}

(1) = tavallinen betoni

(2) = kevytsorabetoni, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$

**Kuva 8.6**

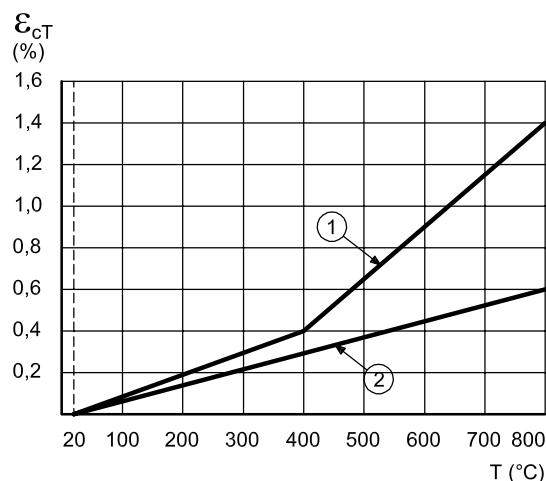
Lämpötilan vaikutus kuivan betonin ominaislämpökapasiteettiin, c_p

**Kuva 8.7**

Lämpötilan vaikutus kuivan betonin lämpötilanjohtavuuteen, α_{cT}

(1) = tavallinen betoni

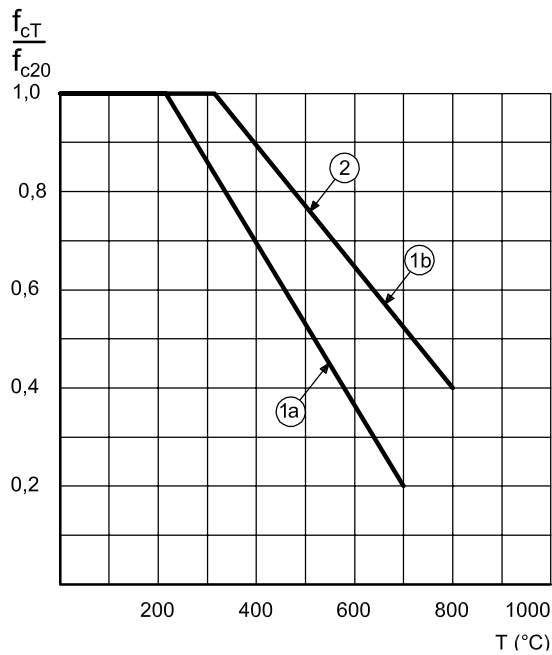
(2) = kevytsorabetoni, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$

**Kuva 8.8**

Lämpötilan vaikutus kuormittamattoman betonin lämpölaajenemiseen, ϵ_{cT}

(1) = tavallinen betoni

(2) = kevytsorabetoni



Kuva 8.9

Lämpötilan vaikutus betonin puristuslujuuteen

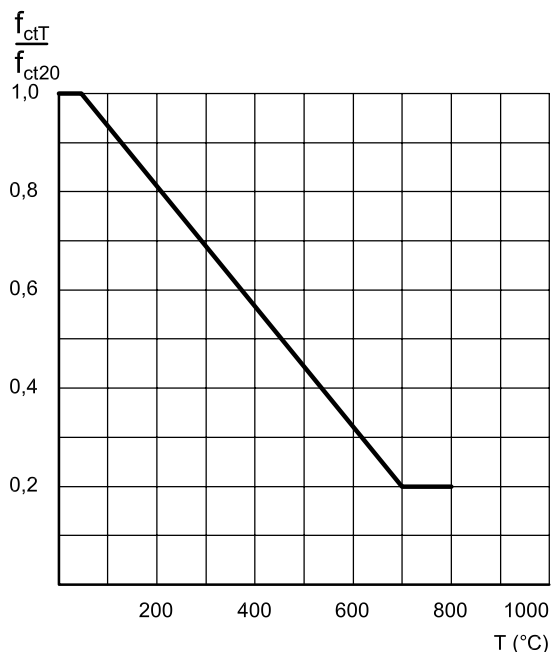
(1a) = tavallinen betoni, kuormitusaste 0 % kuutiolujuudesta +20 °C:ssa

(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:ssa



Kuva 8.10

Lämpötilan vaikutus tavallisen betonin vetolujuuteen

f_{ctT} = betonin vetolujuus lämpötilassa T

f_{ct20} = betonin vetolujuus +20 °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 jännitettyihin 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.

Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, ja jos pysyvän kuorman osuus kokonaiskuormasta on enintään 80 %, terästen A500HW ja B500K sekä kylmävedetyn jänneteräksen kriittisenä lämpötilana voidaan käyttää lämpötilaa, jossa betoniteräksen myötölujuus tai jänneteräksen murtolujuus on laskenut 60 %:iin +20 °C:ssa olevan teräksen lujuudesta.

TAULUKKO 8.1

Teräksen kriittinen lämpötila T_{cr} [°C], jossa betoniteräksen myötölujuus tai jänneteräksen murtolujuus on laskenut 60 %:iin +20 °C lämpötilassa olevan teräksen lujuudesta.

Teräslaatu	T_{cr} ¹⁾
A500HW, B500K	500
Kylmämuokattu jänneteräs	350

1) Kriittisen lämpötilan arvoja voidaan soveltaa, jos pysyvän kuorman osuus kokonaiskuormasta on enintään 80 %.

Teräksen kriittinen lämpötila voidaan määrittää tarkemmin 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) poikkileikkausalan A_{si} sijasta teräksen ominaislujuudella kerrottua poikkileikkaus-alaa $f_{yk}A_{si}$.

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 vähimmäispaksuun on 40 mm, jos vaadittu palonkestoaika on vähintään 30 min.

TAULUKKO 8.2

Umpilaatan vähimmäispaksuus [mm]

Palonkestoaika [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 umpilaatan vähimmäispaksuus. Keskipaksuus saadaan jakamalla laatan betonipoikkileikkauksen pinta-ala laatan leveydellä.

Laatan pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäispaksuus on esitetty taulukossa 8.3. Jos ristiin raudoitettussa kaikilta neljältä sivulta tuetussa laatasta, missä L_x on laatan pienempi ja L_y laatan suurempi jänne-mitta, on voimassa ehto $1,5 < L_y/L_x < 2,0$, saadaan vähimmäispaksuus interpoloimalla suoraviivaisesti yhteen suuntaan ja ristiin raudoitettujen laatan arvojen 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 läm-pötila on suurempi kuin 500 °C , voidaan tehdä vas-taava vähennys betonipeitteen paksuuteen.

TAULUKKO 8.3

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 $L_y/L_x > 2,0$.

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 asemasta käyttää taulukoiden 8.4 tai 8.5 esittämiä arvoja.

TAULUKKO 8.4

Jatkuvan tai kiinnitetyn laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot [mm] seuraavin ehdoin:

- 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 vähimmäisarvot [mm] seuraavin ehdoin:

- 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 viedään 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 pääasiasa taivutettuihin rakenteisiin tai niiden sellaisiin osiin, joihin palorasitus kohdistuu kahden tai useamman tasopinnan kautta.

Palkin vähimmäisleveydet pääraudoituksen painopisteaksella, I-palkin laipan keskipaksuuden vähimmäisarvot ja I-palkin uuman vähimmäisleveydet on esitetty taulukossa 8.6. Palkin vähimmäisleveyksiä sovelletaan myös ripa-, TT-, kupu- tai vastaavien laattojen ripoihin ja I-palkin vetopuolen laipan leveyteen.

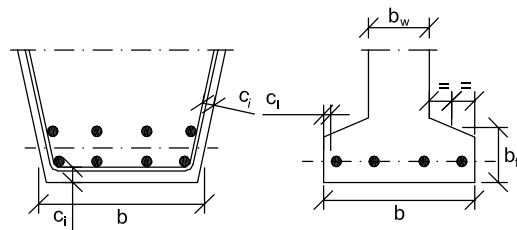
TAULUKKO 8.6

Palkin vähimmäisleveys pääraudoituksen painopisteakselin kohdalla $b_{\min}$ [mm] ja I-palkin laipan keskipaksuuden vähimmäisarvon $b_{f\min}$ [mm] sekä I-palkin uuman 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 keskipaksuuden vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 8.7, kuva 8.11. Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti. Vähimmäisarvoja sovelletaan myös ripa-, TT- ja kupulaattojen pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuteen.



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 suuntaan raudoitettun laatan pääraudoituksella, ks. taulukko 8.3.

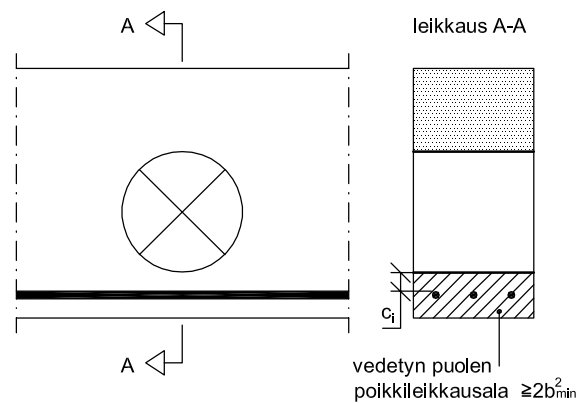
Seinämäiset palkit käsitellään pääraudoituksen betonipeitteen osalta palkkeja koskevien vaatimusten ja muilta osien seiniä koskevien vaatimusten mukaisesti.

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 puolella taulukosta 8.7. Nämä vaatimukset eivät koske reikiä, joiden suurin halkaisija tai sivumitta on enintään $b/2$.

TAULUKKO 8.7

Palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo c [mm], kun palkin vetopuolen leveys pääraudoituksen painopisteakselin kohdalla on b [mm]

Palonkesto-aika [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



Kuva 8.12

Vaatimukset palkeissa olevien reikien kohdalla

I-palkin vedetyn puolen laipan keskipaksuuden vähimmäisarvot $b_{f\min}$ on esitetty taulukossa 8.6, ks. kuva 8.11. Pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvoihin vaikuttaa b/b_w seuraavasti:

$$b/b_w \leq 1,4$$

$$1,4 < b/b_w < 3,0$$

$$b/b_w \geq 3,0$$

taulukon 8.7 betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvot 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.

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 siirtymätömiä tukien palkin alapintaan aiheuttaman puristusvoiman vaikutus. Tämän johdosta voidaan palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvoina taulukon 8.7 asemasta käyttää taulukossa 8.8 esitettyjä arvoja.

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.

TAULUKKO 8.8

Jatkuvan tai kiinnitetyn palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo c [mm] seuraavin ehdoin:

- palkki liittyy osastoivaan laattaan, jolloin palorasitus ei kohdistu samanaikaisesti sekä aukon että tuen raudoitukseen
- tukiraudoituksen määrä on vähintään yhtä suuri kuin kenttäraudoituksen määrä
- vähintään 20 % tukiraudoituksesta viedään yli kentän
- muu tukiraudointi ulotetaan 0,15 L kauemaksi tuelta kuin käyttölämpötilamitoituksessa

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
$b_{\min}$	80	120	150	180	240	280
c	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	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

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 esitetyt 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 esitetyt poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisen pilarin pienimpiä sivumittoja voidaan käyttää ilman erillistä tarkistusta, jos vähintään yksi seuraavista kolmesta ehdosta on voimassa:

TAULUKKO 8.9

Suorakaiteen muotoisen pilarin pienempi sivumitta b [mm] ja sitä vastaava palolle alttiiden sivujen pääraudoituksen betonipeitteen keskipaksuuden vähimmäisarvo c [mm]. Sivumittan vähimmäisarvo $b_{\min}$ [mm]

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
poikkileikkauksen piiristä 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 piiristä 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

- pilarin pienempi sivumitta on suurempi kuin 280 mm
- pilarin hoikkuusluku $l_c/b < 10$, missä l_c on pilarin nurjahduspituus, kuitenkin vähintään tukien väli, ja b on pilarin sivumitta tarkasteltavassa suunnassa
- pilari on pääasiassa vaakavoimien kuormittama.

Taulukossa 8.9 esitetyt 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.

Pilarissa voidaan palonkestoaikavaatimuksen 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 altilta 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 palonkestoaikavaatimuksen 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 kuormituksella.

8.3.3.6 Vedetyt sauvarakenteet

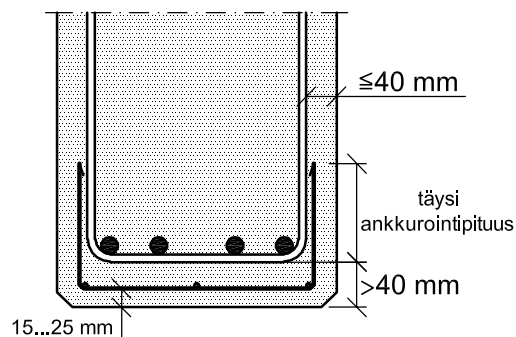
Vedetyn sauvarakenteen poikkileikkausalan on oltava vähintään $2b_{\min}^2$, ks. taulukko 8.6. Vedettyyn rakenteeseen sovelletaan vastavan suorakaidepalkin vaatimuksia pienemmän sivumitan b ja betonipeitteen keskipaksuuden c vähimmäisarvoissa, ks. taulukot 8.6 ja 8.7.

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.

Leikkausraudoitusta voidaan käyttää lisäraudoituksena tai sen osana, jos leikkausraudoitus täyttää lisäraudoitukselle edellä asetetut vaatimukset



Kuva 8.13 Lisäraudoituksen ankkurointi

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) kevytsorabetoni						
– 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

Liite 1

MÄÄRITELMÄT

Ankkurijänne

jänne, jonka voima siirretään betoniin ankkurien välityksellä

Ankkurointiliukuma

jänneraudoitteen pään liikkuminen ankkurin tai sen osien suhteen jännevoimaa betonille siirrettäessä tai sen jälkeen

Arvosteluerä

yhtenä kokonaisuutena arvosteltava betonierä tai rakenne.

Betoni

rakennusaineena käytettävä, betonimassasta kovettumalla syntyvä tekokivi

Betonimassa

sementin, runkoaineen, veden ja mahdollisten lisäaineiden 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 kiihtyvyyseräistuksia

Elementti

esivalmisteinen rakenneos

Hyväksytty koetuslaitos

Valtion teknillinen tutkimuskeskus tai muu ympäristöministeriön hyväksymä koetuslaitos. Akkreditoitu testauslaitos rinnastetaan ympäristöministeriön hyväksymään koetuslaitokseen.

Injektointilaasti

suojaputken 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 kuuluvaksi varsinainen jänneraudoitus sekä mahdolliset jatkokset ja ankkurit

Jännemenetelmä

kokonaisuus, jonka muodostavat käytettävät jänneteräkset, jänneraudoituksen asentaminen, jännittäminen, lukitseminen ja suojaaminen sekä siihen kuuluvat laitteet ja työmenetelmät

Jänneteräs

betonirakenteen jännitetyn raudoituksen perusmateriaali

Jännebetonirakenne I. 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 jäätymisen vaikutukset

Kapasitetti

rakenteen tai sen osan kyky ottaa vastaan tarkasteltavaa rasiusta tarkasteltavassa rajatilassa

Koekappale

betoni-, teräs- tai raudoitusnäytteestä testausta varten valmistettu kappale

Kevytsora

savesta pyörivässä uunissa polttaen paisuttamalla valmistettua sintrautunutta pyöreärakeista ainetta, jonka rakeet ovat täynnä 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 myötörajaa 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, jänneteräksset 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

laskemissa 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

Lyhytaikaiskuorma

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 osavarmuuskerroin

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 näyteenotossa, 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

jännittämisvoiman alentaminen jännittämistyön aikana

Rakeisuus

seulomalla tai muulla vastaavalla tavalla lajitellun runkoainenäyteen kaikkien lajitteiden keskinäiset painosuhteet kuivana

Rakennekoe

koe, jossa käytetään rakennekoe-kappaleita ja määriteltäviä koetusmenetelmiä

Rakennekoekappale

rakenteesta irroitettua betoninäytteestä valmistettu tietynkokoinen ja -muotoinen koekappale

Rakenneluokka

rakenteen suunnittelun ja työnsuorituksen vaativuutta osoittava ilmaisu

Raudoite

betoni- ja 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

Runkoaine

betonin rakeinen, mineraalinen osa-aine, joka sementtiliiman yhteenliittämänä muodostaa betonin

Saumauslaasti

rakenneosien yhteenliittämisessä käytetty laasti, jonka lujuus otetaan laskemissa huomioon

Sementti

standardin mukainen rakennussementti

Suhteitus

betoniin käytettävien osa-aineiden määrien keskinäisten suhteiden valitseminen silmällä pitäen edellytetyt ja 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 kovettuttua

Valmisbetoni

betonimassa, jonka valmistaja luovuttaa vastaanottajalle valmiiksi sekoitettuna

Valmistuserä, teräksen

yhdestä sulatuksesta samassa valmistusprosessissa samaan nimellismittaan valmistettu tuote-erä. Jänne- raudoitteissa saattavat eri langat ja tangot kuulua eri sulatuksiin

Vedepitävyys

betonin kyky vastustaa toispuolisen vedenpaineen vaikutuksesta tapahtuvaa veden kulkua betonin läpi

Vedentunkeumaluku

standardin mukainen vedenpitävyyskokeen tulos

Vertailulujuus

lujuuskokeiden tuloksista laskettu testisuure, jota verrataan nimellisljuuteen 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	L	jännemitta, rakenneosan pituus
A _c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala	L ₀	nurjahduspituus, momentin nollakohtien väli
A _{cc}	poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen pinta-ala	L _{or}	redusoitu nurjahduspituus vinossa taivutuksessa
A _{ce}	poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan 7,5ø päässä yksittäisen tangon tai janteen painopisteestä	M	taivutusmomentti
A _{cf}	puristetun laipan pinta-ala	M _d	taivutusmomentin laskenta-arvo
A _{co}	kuormitetun pinnan ala paikallisessa puristuksessa	M _{de}	taivutusmomentin laskenta-arvo kimmo-teorian mukaan
A _{cl}	kuorman jakaantumispinnan ala paikallisessa puristuksessa	M ₀	nollavennymämomentti
A _{ef}	vääntöraudoituksen rajoittaman poikkileikkauksen osan pinta-ala	M _r	halkeamakapasiteetti taivutuksessa
A _p	jänneraudoituksen pinta-ala	M _x	taivutusmomentti x-akselin suhteen
A _s	vetoraudoituksen pinta-ala	M _y	taivutusmomentti y-akselin suhteen
A _s '	puristusraudoituksen pinta-ala	N	normaalivoima
A _{sl}	pitkittäisraudoituksen pinta-ala	N _c	poikkileikkauksen betonin puristusresultantti
A _{st}	haan, poikittaisraudoituksen pinta-ala	N _d	normaalivoiman laskenta-arvo
A _{sv}	leikkausraudoituksen pinta-ala	N _p	jännevoiman komponentti painopisteakselin suunnassa
A _{svf}	laipan ja uuman välisessä leikkauksessa olevan poikittaisraudoituksen pinta-ala	N _r	halkeamakapasiteetti keskisessä vedossa
A _u	tuen reunasta etäisyydellä d/2 olevan leikkauksen rajoittaman kuvion ala lävistyksessä	N _s	vetoraudoituksen resultantti
C	poikkileikkauksen vääntöjäyhyysmomentti	ΔN _s	leikkausvoiman aiheuttama raudoituksen vetovoiman lisäys
C _e	poikkileikkauksen kimmoinen vääntöjäyhyysmomentti	N _{sc}	poikkileikkauksen puristusraudoituksen resultantti
E _c	betonin kimmomoduuli	N _{sf}	laipassa olevan vetoraudoituksen resultantti
E _{cc}	betonin muunnettu kimmomoduuli pitkäaikaiskuormituksessa	P	jännevoima
E _c I _c	halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	T	vääntömomentti, lämpötila
E _p	jänneteräksen kimmomoduuli	T _c	betonin vääntökapasiteetti
E _s	teräksen kimmomoduuli	T _d	vääntömomentin laskenta-arvo
F	voima, kuorma	T _s	vääntöraudoituksen vääntökapasiteetti
F _{bu}	ankkurointikapasiteetti	T _{u,max}	vääntökapasiteetin yläraja
F _d	laskentakuorma	V	leikkausvoima, arvosteluerän suuruus
F _t	poikittainen vetovoima, halkaisuvoima	V _c	betonin leikkauskapasiteetti
F _u	paikallinen puristuskapasiteetti	V _{co}	leikkausraudoittamattoman rakenteen betonin leikkauskapasiteetin perusarvo
G	liukumoduuli	V _d	leikkausvoiman laskenta-arvo
I	jäyhyysmomentti	V _{d,red}	redusoitu leikkausvoima
I _c	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	V _F	kuorman F aiheuttama leikkausvoima
K	betonin nimellislujuus	V _p	jännevoiman leikkausvoiman suuntainen komponentti
K _{ef}	poikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys	V _s	leikkausraudoituksen kapasiteetti
K _j	betonin puristuslujuus kuormituksen alkamisajankohtana	V _u	leikkauskapasiteetti, lävistyskapasiteetti
K _k	vertailulujuus	V _{uf}	V _{sf} + V _{cf} = laipan ja uuman välinen leikkauskapasiteetti
K _r	täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	V _{u,max}	leikkauskapasiteetin yläraja, lävistyskapasiteetin yläraja
		W	poikkileikkauksen kimmoinen taivutusvastus
		W _{te}	poikkileikkauksen kimmoinen vääntövastus
		W _{tr}	vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus
		a	taipuma, etäisyys

b	poikkileikkauksen leveys	h_f	laipan paksuus
b_{ef}	puristuslaipan toimiva leveys	i	betonipoikkileikkauksen jäyhyysäde
b_0	laskelmissa käytetty poikkileikkauksen leveys, kuormitetun pinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa	k	kerroin
b_w	uuman leveys	k_b	raudoituksen tartuntakerroin
b_l	kuorman jakaantumispinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa	k_j	jatkoskerroin
c	raudoitusta suojaava betonipeitteen paksuus	l	pituus
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus	l_b	ankkurointipituus
d'	puristusraudoituksen painopisteen etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta	l_{bh}	koukun aiheuttama ankkurointipituuden muutos
e	normaalivoiman epäkeskisyys, lävistysvoiman epäkeskisyys	l_{bp}	jänneraudoituksen ankkurointipituus
e_a	normaalivoiman perusepäkeskisyys	l_j	jatkospituus
e_d	normaalivoiman epäkeskisyyden laskenta-arvo	l_{j0}	jatkospituuden perusarvo
e_{rd}	muunnettu epäkeskisyys vinossa taivutuksessa	n	kuormanvaihtoluku, lukumäärä
e_{01}	itseisarvoltaan suurempi rakenneosan päissä esiintyvistä normaalivoiman epäkeskisyyksistä	q	muuttuva kuorma
e_{02}	itseisarvoltaan pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä normaalivoiman epäkeskisyyksistä	r	tangon sisäpuolinen taivutussäde
e_{0x}	$e_{0:n}$ arvo x-akselin suunnassa vinossa taivutuksessa	s	tankoväli, hakaväli
e_{0y}	$e_{0:n}$ arvo y-akselin suunnassa vinossa taivutuksessa	s_h	rinnakkaisten tankojen vapaa väli
e_2	normaalivoiman lisäepäkeskisyys	s_v	päällekkäisten tankojen vapaa väli
f	lujuus	t	aika
f_{cd}	betonin puristuslujuuden laskenta-arvo	u	tuen reunasta eräisyydellä $d/2$ olevan leikkauksen rajoittaman kuvion piiri lävistyksessä
f_{ck}	betonin ominaispuristuslujuus	u_{ef}	vääntöraudoituksen rajoittaman kuvion piiri tangon ympärysmitta
f_{cnd}	betonin puristuslujuuden laskenta-arvo väsytyskuormituksessa	u_s	leikkausvoima pituusyksikköä tai pinta-alayksikköä kohti
f_{ctd}	betonin vetolujuuden laskenta-arvo	v	halkeaman leveys
f_{ctk}	betonin ominaisvetolujuus	w	halkeaman ominaisleveys
f_{no}	teräksen väsymislujuuden perusarvo	w_k	neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta
$f_{p0,2k}$	jänneteräksen 0,2-rajaa vastaava ominaismyötölujuus	x	poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
f_{puk}	jänneteräksen ominaismurtolujuus	z	kulma, kerroin
f_{pyd}	jänneteräksen laskentalujuus	α	E_s/E_c = kimmomoduulien suhde
f_{snd}	teräksen laskentalujuus väsytyskuormituksessa	α_{ct}	betonin pituuden lämpötilakerroin
f_{yd}	betoniteräksen laskentalujuus	α_{st}	teräksen pituuden lämpötilakerroin
f_{yk}	betoniteräksen ominaislujuus	β	kerroin, aaltoisuusluku
f_{yld}	pitkittäisen raudoituksen teräksen laskentalujuus	γ	varmuuskerroin
f_{ytd}	poikittaisen raudoituksen teräksen laskentalujuus	γ_c	betonin osavarmuuskerroin
g	pysyvä kuorma	γ_s	teräksen osavarmuuskerroin
h	poikkileikkauksen korkeus	ϵ	suhteellinen muodonmuutos
h_e	rakenteen muunnettu paksuus	ϵ_c	betonin puristuma
h_{ef}	vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen kotelon paksuus	ϵ_{cc}	betonin loppuviruma
		ϵ_{cs}	betonin loppukutistuma
		ϵ_{cso}	betonin loppukutistuman perusarvo
		ϵ_{ct}	betonin venymä
		ϵ_{cu}	betonin murtopuristuma
		ϵ_{cy}	betonin myötöpuristuma
		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'	puristusraudoituksen suhteellinen teräspinta-ala
ρ_c	betonin tiheys
$\rho_{\min}$	suhteellinen vähimmäisteräspinta-ala
ρ_v	leikkausraudoituksen suhteellinen teräspinta-ala
σ	jännitys
σ_c	betonin jännitys
$\sigma_{\max}$	jännityksen yläraja laskentakuormaa vastavassa väsytytkuormituksessa
$\sigma_{\min}$	jännityksen alaraja laskentakuormaa vastavassa väsytytkuormituksessa
σ_p	jänneteräksen jännitys
σ_{po}	jänneteräksen alkujännitys
$\sigma_{p\infty}$	jänneteräksen jännitys jännityshäviöiden ta-pahduttua
$\sigma_{po,\max}$	jänneteräksen jännityksen suurin sallittu arvo
$\Delta\sigma_p$	jänneteräksen jännityshäviö
σ_s	teräksen vetojännitys
σ_{sc}	teräksen puristusjännitys
ν	betonin Poisson'in luku
ϕ	betonin virumaluku
ϕ_0	betonin virumaluvun perusarvo
$\emptyset$	tangon halkaisija
$\emptyset_n$	tankonipun nimellishalkaisija