

MAANJÄRISTYSKUORMAT JA RAKENNUKSEN RUNGON SUUNNITTELU

Rakenteiden Mekaniikka Vol. 11
No 2 1978 s. 27...45

Pauli Jumppanen

YHTEENVETO: Artikkelissa käsitellään yleisluonteisesti rakennusten seismisten kuormien syntyä, suuruuksia ja vaikutustapaa. Rakennuksen rungon tarkastelu perustetaan joko ns. dynaamiseen analyysiin tai staattiseen korvausvoimamenetelmään. Jälkimmäisen esittelyn yhteydessä käsitellään myös muutamien maiden normien määräyksiä. Lisäksi tuodaan esille tärkeimmät rakennusten jäykistämistavat sivuittaiskuormille sekä tarkastellaan olennaisimpia suunnittelu- ja mitoitusperusteita.

JOHDANTO

Maanjäristykset maassamme ovat olleet pieniä ja melko harvinaisia. Mainittavia rakennusten vaurioitumisia ei ole tapahtunut. Vain ydinvoimalaitoksia suunniteltaessa maanjäristyksen mahdollisuus ja maanjäristyskuormat on otettu huomioon [11].

Rakennusalan viennin suuntautuessa tänä päivänä jo useimpiin maanosiin maanjäristyksiin liittyvät kysymykset ovat tulleet uutena asiana rakennesuunnitteluun. Esim. Etelä-Eurooppaan, Lähi-Itään ja Japaniin on jouduttu suunnittelemaan ja rakentamaan maanjäristyksiä kestäviä rakennuksia. Lähes jokaisella maanjäristysalueella sijaitsevalla maalla on omat suunnittelunorminsa seismisten vaikutusten huomioonottamiseksi. Suunnittelu- ja mitoitusperusteet ovat lähes samoja kaikkialla maailmassa. Näihin rakennusalan vientiyrityksemme ja rakennesuunnittelusta vastaavat toimistomme joutuvat yhä useammin perehtymään.

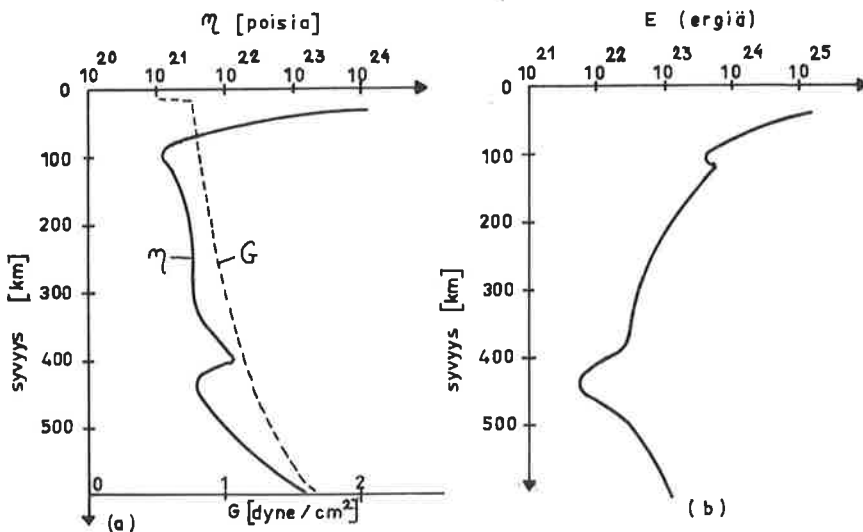
Rakennukselle maanjäristys merkitsee vain uutta kuormitustilannetta, jonka vaikutukset ovat samantyyppiset kuin esim. räjäytyksen tai voimakkaan puuskaisen tuulen. Poikkeukselliseksi seismiset kuormat tekee vain niiden suuruus, joka voi ratkaisevasti vaikuttaa rakennusrungon tyyppiin, rakennusjärjestelmään, rakenneosiin ja niissä käytettäviin materiaaleihin. Suunnittelun kannalta ongelmallisimpia ovat rakennusten perustukset, vaakakuormat perustuksille siirtävä rungon sivujäykistysjärjestelmä sekä rakenneosien väliset liitokset ja kiinnitykset. Rungon rakenteen, jäykisteiden sijainnin ja rakennuksen geometrian mukanaan tuomat rajoitukset voivat puolestaan vaikeuttaa rakennusten yleis- ja tilasuunnittelua.

Tässä artikkelissa käsitellään yleisluonteisesti maanjäristysten vaikutusta

rakenteisiin, seismisiä kuormia, eri maiden normien määräyksiä sekä rakennuksen rungon suunnitteluperusteita. Perustusten suunnitteluun, rakennusten yleissuunnitteluun tai täydentävien rakennusosien suunnitteluun ei puututa. Käsiteltävältä alueelta on ilmestynyt viime vuosina hyvin runsaasti kirjallisuutta. Tämän artikkelin kirjallisuusviittaukset on kohdistettu vain muutamaisiin yleisteoksiin tai yleisluonteisiin artikkeleihin.

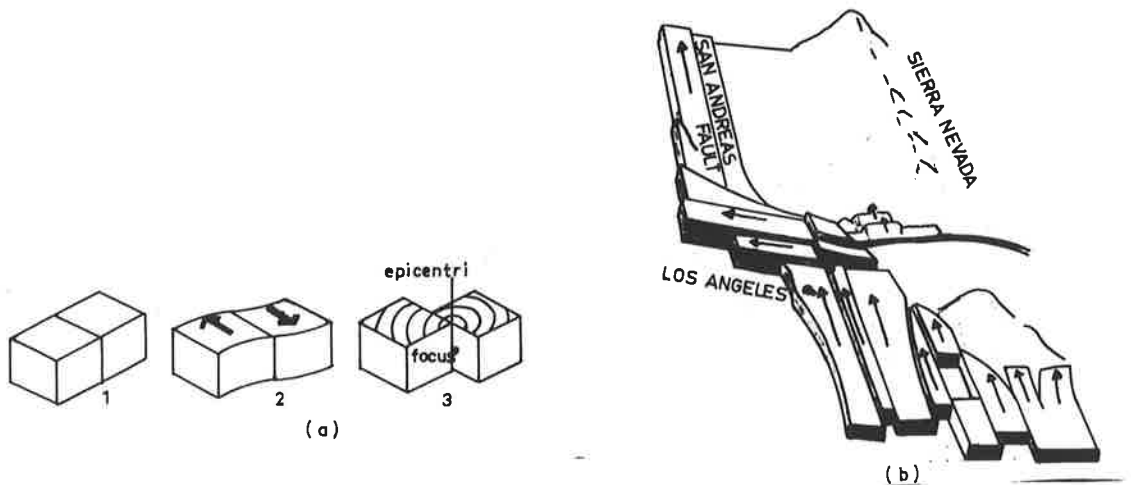
MAAPERÄN LIIKKEET

Maanjäristykset ovat luonteeltaan tilastollisia tapahtumia, joiden esiintymispaikkaa, ajankohtaa, voimakkuutta ja luonnetta on vaikea luotettavasti ennustaa. Tosin ennustamismenetelmät ovat voimakkaasti kehittymässä. Kuitenkin järjestykset keskittyvät tietyille maapallon alueille, joissa myös suurimmat maankuoren liikkeet tapahtuvat. Liikkeet aiheuttavat maankuoren eri kerroksiin jännityksiä sitoen niihin samalla mekaanista energiaa. Mikäli jännitykset ja sitoutunut energia eivät ehdi purkautua erilaisiin hitaasti prosesseihin (relaksaatio, kiinteässä tilassa tapahtuvaa diffuusia) käyttäen, syntyy maanjäristys, jossa mainittu purkautuminen tapahtuu yht'äkkisesti. Maankuoren kerrosten liukukerroin (G) ja viskoosisuuskerroin (η) muuttuvat syvyyden funktiona likimain kuvan 1a esittämällä tavalla. Relaksaatioaika (η/G), joka on mitta jännitysten hitaalle palautumisajalle, on n. 5000 v 50-70 km:n syvyydessä, 40 v 300 km:n syvyydessä ja 1900 v 600 km:n syvyydessä. Siellä missä huomattavia maankuoren liikkeitä tapahtuu, tuhansien vuosien relaksaatioajat ovat liian pitkiä, ja jännitykset purkautuvat osaksi maanjäristysten yhteydessä. Sensijaan esim. 300-500 km:n syvyydessä maanjäristykset ovat harvinaisia kerrosten riittävän pienen relaksaatioajan vuoksi (kuva 1b) [1].



Kuva 1 Viskoosisuuskerroimen (a) ja maanjäristyksissä v. 1918-64 vapautuneen seismisen energian (b) vaihtelu maankuorella syvyyden funktiona.

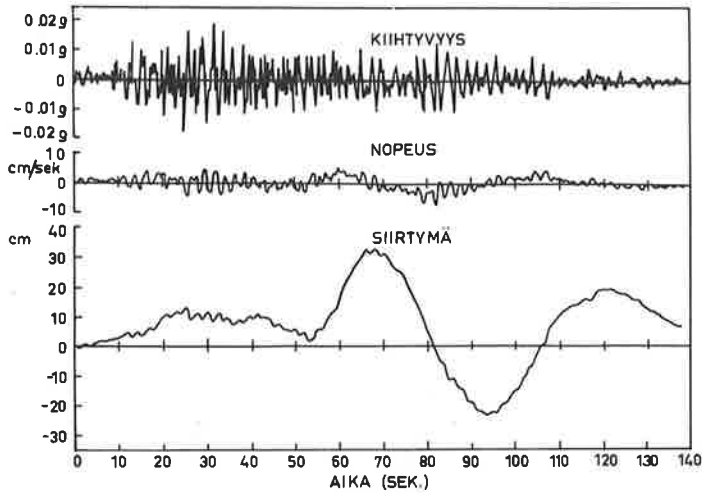
Maanjäristystapahtuman yhteydessä syntyy maankuoressa sekä pysty- että vaakasuuntaisia liikkeitä. Maanjäristyskeskusta vastaavan maan pinnalla olevan paikan (episentrin) läheisyydessä voi syntyä maan pintaan ulottuvia repeämiä tai liukumia (yksityiskohtaisemmin edellisessä artikkelissa). Siirtymien syntymismekanismeja esittävät kuvan 2a yksinkertaistetut piirrokset. Kuvassa 2b on esitetty maan pintakerrosten siirtymien pääsuunnat Los Angelesin maanjäristyksessä (1971). Suurten maajäristysten yhteydessä on maaperästä mitattu



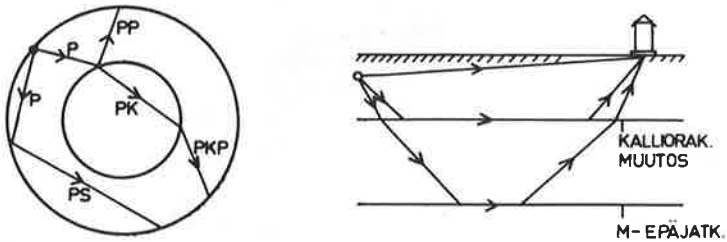
Kuva 2 a) Maanjäristyksen syntymismekanismi. b) Primaariset siirtymät Los Angelesin järityksessä.

yleensä n. 0.2...0.5 g:n suuruisia partikkelikiikityvyyksiä vastaavien siirtymien ollessa muutaman kymmenien senttimetrien suuruusluokkaa. Kuva 3 esittää Mexico City'n maanjäristyksen (1964) yhteydessä mitattuja ja laskennallisesti määritettyjä kiihtyvyyksien, nopeuksien ja siirtymien arvoja.

Maanjäristyksen aiheuttamat nopeat jännitys- ja siirtymätilan muutokset etenevät maapallossa erilaisina seismisinä aaltoina, jotka ovat luonteeltaan lähinnä elastisia [1]. Ns. tilavuusaallot voivat olla pitkittäisiä (P) tai poikittaisia (S). Ne voivat edetä taittuen erilaisen tiheyden ja elastisen vasteen omaavien kerrosten läpi (myös maapallon keskuksen) tai heijastua kerrosten rajapinnoista (aallot PP, PS, SS, SP) (kuva 4). Ns. pinta-aallot etenevät jossakin tietyssä pinnassa tai kerroksessa. Maan pintakerroksien suuntaa seuraten etenevät Love'n aallot (L) ja Rayleighin aallot (R). Edellisessä liike tapahtuu horisontaalitasossa poikittaisena ja jälkimmäisessä vertikaalitasossa elliptisenä. Pinta-aallot ovat varsin pitkiä ja liittyvät läheisesti maankuoren kerrosten ominaisvärähdyksiin. Mitä pinnempänä maanjäristys tapahtuu, sitä enemmän pinta-aallot vaikuttavat maanpinnan liikkeisiin. Syvemmillä tapahtuvien maanjäristysten tapauksissa tilavuusaallot ovat täysin dominoivia.



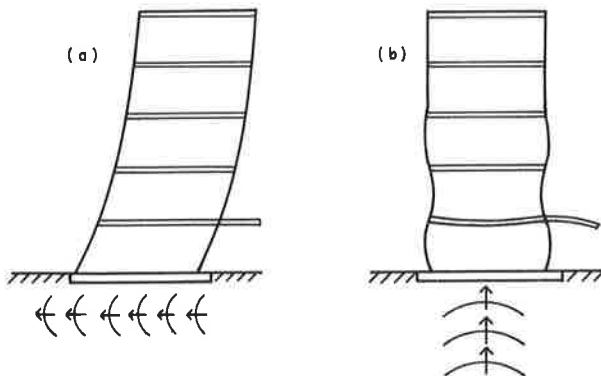
Kuva 3 Maaperän kiihtyvyyden, nopeuden ja siirtymän aikafunktiot Mexico City'n maanjäristyksessä [6].



Kuva 4 Seismisten tilavuusaaltojen etenemisperiaatteita.

Edellä esitetyn perusteella maanjäristysten voidaan todeta vaikuttavan rakenteisiin maanpinnan vaaka- ja pystyliikkeiden välityksellä (kuva 5). Syntyvien liikkeiden suuruuksiin ja suuntiin sekä samalla seismisiin kuormiin vaikuttavat mm.

- järjestyksen syvyys, voimakkuus ja tapahtumismekanismi
- etäisyys episentristä
- kalliooperän (maankuoren kerrosten) seismiset ominaisuudet
- maaperän kerrosten paksuudet ja mekaaniset ominaisuudet.



Kuva 5 Maaperän vaaka- ja pystyliikkeiden vaikutus rakenteeseen.

Seismisten aaltojen etenemisnopeudet ja ominaistuuksuudet maanpintaan tullessaan riippuvat kahdesta jälkimmäisestä tekijästä. Rakennesuunnittelun kannalta tärkeää olisi tuntea vallitsevimmat taajuudet tai mieluummin värähtelyjen kiihtyvyy-, nopeus- tai siirtymäspektrit. Lähtökohtana näiden määrittämiselle on siten paikallisen kallioperän ja maakerrosten seismisten ominaisuuksien sekä seismisen historian tunteminen.

MAAJÄRISTYSKUORMAT

Yleistä

Maankuoren liikkeet aiheuttavat edellä esitetyn mukaan rakennukselle sekä vaaka- että pystykuormia. Niiden suuruuden ja jakautumisen määrittäminen riittävän luotettavasti on eräs rakennesuunnittelun lähtökohta. Mikäli maanjärityksen voimakkuus ja esiintyvät värähtelyspektrit otaksutaan tunnetuksi (suunnittelumaanjäritys), voidaan suorittaa ns. dynaaminen analyysi kuormien suuruuksien ja jakautumisen määrittämiseksi. Mikäli spektriä ei riittävän luotettavasti tunneta, voidaan käyttää useimpien maiden normien määräysten mukaista ns. korvausvoimamenettelyä. Koska suurten maanjäritysten aiheuttamat kuormat ja niiden yhteydessä esiintyvät maansiirtymät voivat olla varsin suuria, rakennesuunnitteluvaiheessa ei voida tähdätä täysin vaurioitumattomiin rakennuksiin tai rakenteisiin. Eri normien määräysten perustana onkin eräänlainen optimitila taloudellisuuden ja turvallisuuden välillä. Suunnittelukriteerit voitaisiin pukea esim. seuraavaan muotoon.

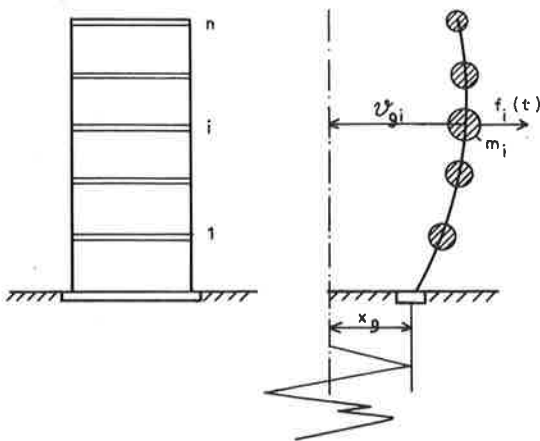
- Huomattavia vaurioita ei saa syntyä, jos järityksen intensiteetti on alhainen tai rakennus kaukana maanjärityskeskuksesta.
- Keskivoimakkaiden järitysten tapauksissa rakennukset eivät saa vaurioitua korjauskelvottomiksi.
- Hyvin voimakkaiden maanjäritysten tapauksissa rakennusten runkojen tulee jäädä pystyyn, primääristen liitosten ja kiinnitysten tulee säilyä ja huomattavat ihmishenkien menetykset tulee voida välttää.

Useiden erikoisrakenteiden (esim. ydinvoimalaitosten) tapauksissa joudutaan käyttämään tiukempia ja yksityiskohtaisempia suunnittelukriteerejä. Myös näistä useiden maiden suunnittelunormit antavat määräyksiä [11].

Maanjärityksissä maaperän vaakakihtyvyydet ovat yleensä pystykihtyvyyksiä suurempia. Edelliset lisäävät pystykuormia rakenteiden omaan painoon verrannollisena ja voivat aiheuttaa esim. stabiiliusprobleemoja (kuva 5b). Myös pitkät jännemitat ja ulokkeet voivat olla ongelmallisia. Usein pystysuuntaiset lisäkuormat sisällytetään poikkeuksellisiin kuormiin, jolloin mitoituksessa voidaan käyttää pienempiä varmuuskertoimia eikä rakennuksia jouduta vahvistamaan. Useampikerroksisten rakennusten kantavuuden ja koossapysyvyyden kannalta ovat vaakaliikkeiden aiheuttamat kuormat yleensä määrääviä (kuva 5a). Seuraavassa tarkastellaan pääasiassa vain näitä.

Dynaaminen analyysi

Rakenteeseen kohdistuvien maanjäristyskuormien määrittäminen edellyttää maapohjan, rakennuksen perustuksen ja itse rakenteen välisen vuorovaikutuksen selvittämistä. Kallio ja kovat maalajit välittävät korkean taajuuden omaavia aaltoja. Pehmeät maalajit sensijaan suodattavat nämä pois ja välittävät matalataajuuksisia aaltoja. Dominoivat taajuudet ovat yleensä välillä 3...100 Hz. Mikäli rakennus tai sen osa joutuu maan tai perustuksen kanssa resonansiin, sen liikkeet voivat tulla huomattavasti maaperän liikkeitä suuremmiksi.



Kuva 6 Rakennuksen diskreetti värähtelymalli.

$$[m]\{\ddot{v}_g\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = \{0\} \quad (1)$$

Koska $\{\ddot{v}_g\} = \{\dot{v}\} + \{1\}\ddot{x}_g$, sama yhtälö rakenteen omassa koordinaatistossa kuuluu

$$[m]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = -[m]\{1\}\ddot{x}_g \quad (2)$$

Yhtälöissä $[m]$ on keskitettyjen massojen m_i muodostama massamatriisi (tässä tapauksessa diagonaalimuotoinen), $[c]$ on vaimennusmatriisi ja $[k]$ jäykkymatriisi. $\{v_g\}$ on rakenteen siirtymien v_{gi} muodostama vektori, $\{v\}$ koostuu rakenteen suhteellisista siirtymistä v_i ja $\{1\}$ on yksikkövektori. $x_g = x_g(t)$ on perustuksen vaakaliike ajan funktiona.

Yhtälöjen (1) tai (2) ratkaisuna saadaan rakennuksen liikkeet ja niiden kohdistuvat voimat (myös maksimiarvot)

$$\{v_i(t)\}, \{f_i(t)\} = [k]\{v_i(t)\} \quad (3)$$

ajan funktiona. Käsitteily suoritetaan mahdollisuuksien mukaan ortonormeeratussa koordinaatistossa, jolloin saadaan kutakin ominaisvärähdysmuotoa vastaavat erilliset liikeyhtälöt

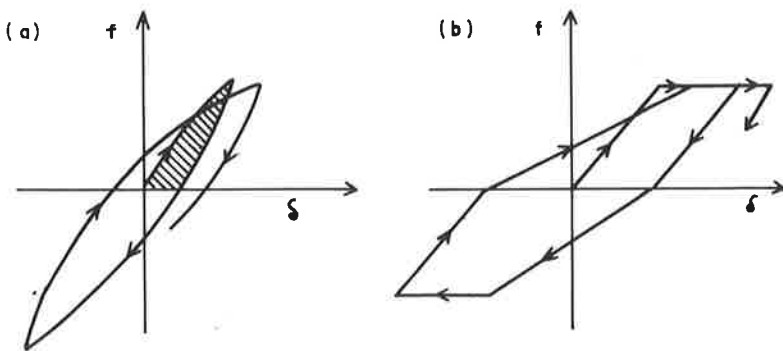
$$\ddot{s}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{s}_i + \omega_i^2s_i = -\frac{1}{m_i}\ddot{x}_g \quad i=1,2,\dots \quad (4)$$

s_i on liike normaalikoordinaatistossa, ω_i ominaistajuus ja \tilde{m}_i normeerattu massa. ξ_i on suhteellinen vaimennuskerroin, joka voidaan antaa vaimennussuhteena ns. kriittiseen vaimennukseen (c_{kr}) tai logaritmissen degrementin (δ) avulla;

$$\xi_i = \frac{c_i}{c_{i,kr}} = \frac{\delta_i}{2\pi} \quad (5)$$

Rakenteilla on materiaalista ja liitostavasta riippuen jossain määrin erilaiset vaimennuskertoimet. Esim. teräsrakenteille $\xi = 0.01-0.02$, betonirakenteille $\xi \approx 0.5$ ja puurakenteille $\xi \approx 0.1$. Vaimennuskertoimien arvoja on annettu mm. teoksessa [6].

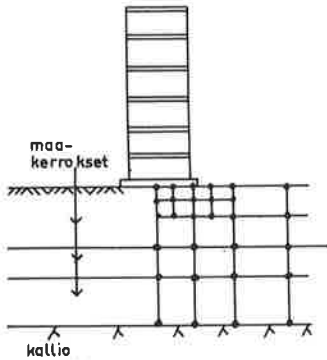
Vaimennuskerroin vaikuttaa voimakkaasti rakennuksen siirtymäamplitudin ja syntyvien massavoimien maksimiarvoihin. Vaimennuksen myötä sitoutuu myös rakennukseen maaperän liikkeistä siirtynyttä liike-energiaa. Vaimennus koostuu rakennuksen aineen sisäisestä vaimennuksesta elastisessa ja plastisessa alueessa (ns. hystereesi) sekä liitoksissa esiintyvän kitkan aiheuttamasta vaimennuksesta. Edestakaisessa liikkeessä sitoutuu energiaa ns. hystereesiliuskan pinta-alaa vastaava määrä (kuva 7a). Voimakkaissa järjestyksissä liike-energian sitoutuminen elastisen hystereesi-ilmiön kautta ei kuitenkaan ole mahdollista. Rakennus saa huomattavia plastisia muodonmuutoksia ja erilaisten mekanismien muodostuminen on mahdollista. Teräs- ja teräsbetonirakenteissa voi syntyä ns. vaihtoplastisuusilmiö, jonka myötä tehokas energiansitoutuminen tapahtuu (kuva 7b).



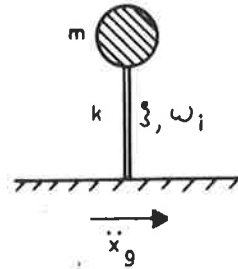
Kuva 7 Rakennuksen vaimennus a) hystereesimalli b) vaihtoplastinen malli.

Vaikeinta on ratkaista rakennuksen ja maan välinen yhteistoiminta maanjäristystapahtumassa. Syynä tähän on maan kerroksellisuus sekä epälineaarinen visko-kimmo-plastinen käyttäytyminen. Esim. vaimennuksen epälineaarisuus on varsin vaikea ottaa laskelmissa huomioon. Parhaimpaan tulokseen päästään käytämällä elementtimenetelmää, jolloin ainakin maakerrosten erilaiset kimmo-ominaisuudet ja viiskoosi vaimennus voidaan ottaa huomioon (kuva 8).

Tehokkaan ja edellä esitettyjä yksinkertaisemman dynaamisen tarkastelutavan muodostaa ns. vastespektrianalyysi. Maan vastespektrillä tarkoitetaan eri taajuuksille ω_i viritetyn vaimennuksen ξ omaavan 1-vapausasteisen harmonisen



Kuva 8 Malli rakennuksen ja maaperän yhteistoiminnan tutkimista varten.



Kuva 9 Yhden vapausasteen värähtelijä maan vastespektrin määrittämiseksi.

värähtelijän maksimivasteita maan liikkeeseen $x_g(t)$ (kuva 9). Nopeusspektri voidaan määrittää tunnetusta kaavasta [2]

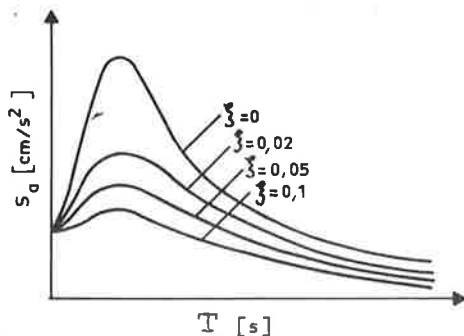
$$S_V(\xi, \omega_i) = \max \left[\int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi(\omega_i - \tau)} \sin \omega_i(t - \tau) d\tau \right] \quad (6)$$

Vastaavat siirtymä- ja kiihtyvyysspektrit ovat

$$S_D(\xi, \omega_i) = \omega_i S_V(\xi, \omega_i), \quad S_a(\xi, \omega_i) = \frac{1}{\omega_i} S_V(\xi, \omega_i) \quad (7)$$

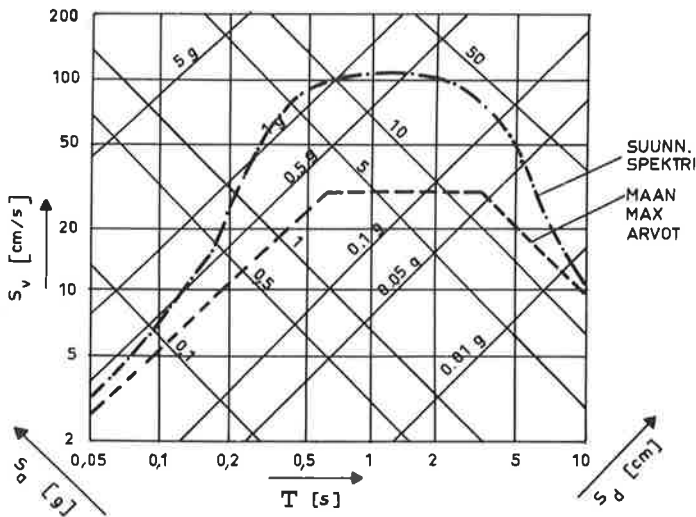
ω voidaan tietenkin käsittää myös jatkuvaksi funktioksi.

Maan vastespektrit voidaan määrittää esim. tapahtuneiden maanjäristysten tai räjäytysten yhteydessä mitatuista maan kiihtyvyyssiagrammeista. Ns. suunnitteluspektrit määritetään tavallisesti useiden tapahtuneiden maanjäristysten (seismisen historian) sekä maa- ja kallioperän ominaisuuksien perusteella. Ne esitetään yleensä keskimääräisinä, tasoitettuina tai moduloituna käyriä vaimennuksen eri arvoille (kuva 10). Usein suunnitteluspektrit esitetään 4-muuttujadiagrammissa, jonka periaate selviää kuvasta 11.

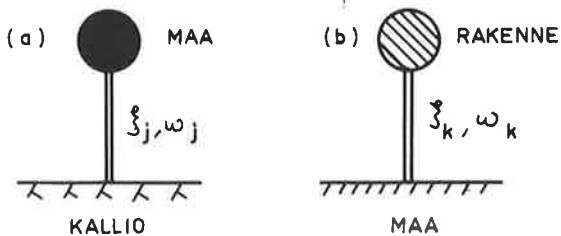


Kuva 10 Kiihtyvyysspektrin kaaviollinen esitys.

Vastespektrien avulla voidaan helposti todeta mikä on todellisen tietyn ominaistajuudet ja vaimennuksen omaavan rakenteen maksimivaste maan liikkeisiin. Haluttaessa voidaan määrittää rakennuksen (tai sen tietyn osan) vaste maan liikkeisiin (kuva 12a) ja maaperän toiminnan selvittämiseksi maan (tai sen eri kerrosten) vaste kallioperän seismisiin liikkeisiin (kuva 12b) [8].



Kuva 11 Maaperän liike ja suunnitteluspektri nelimuuttujadiagrammissa [6].



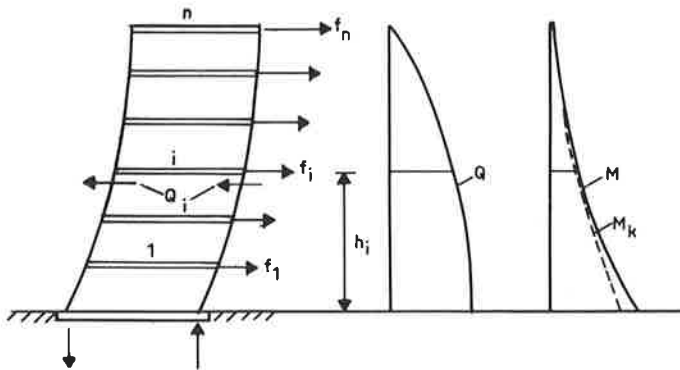
Kuva 12 Yhden vapausasteen värähtelijät vuorovaikutusspektrien määrittämiseksi.

Staattiset tarkastelut

Jos maaperän värähdysliikettä tai vastespektrejä ei voida otaksua tunnetuiksi, rakenteen kuormat annetaan tavallisesti ns. staattisina korvausvoimoina. Näiden suuruuksien ja jakautumisen tulisi mahdollisimman hyvin vastata todennäköisiä dynaamisia maksimirasituksia. Useimpien maiden normien määräykset perustuvatkin mainittuun korvausvoimamennettelyyn. Toisaalta geometrialtaan normaalista poikkeavien ja erityisen tärkeiden tai vaarallisten rakennusten suunnittelussa edellytetään lähes aina jonkinasteisen dynaamisen analyysin suorittamista.

Staattisen tarkastelun perustana ovat määräykset vaakavoimien suuruuksista ja jakautumisesta rakennuksen korkeuden funktiona (kuva 13). Nämä (samoin kuin pystykuormatkin) annetaan rakennuksen omaan painoon verrannollisina. Niistä voidaan määrittää rakennuksen eri kerroksille (j) tulevat leikkausvoimat ja taivutusmomentit

$$Q_j = \sum_{i=j}^n f_i, \quad M_j = \sum_{i=j}^n f_i h_i \quad (8)$$



Kuva 13 Rakennuksen vaakakuormien jakautuminen, leikkausvoima ja kaatomentti.

Taivutusmomenttia kutsutaan myös rakennuksen kaatomentiksi (M_k). M_k :n arvoihin sallitaan kuitenkin useissa normeissa vähennyksiä korkeiden rakennusten tapauksissa. Syynä tähän on se, että rakennusten kaatuminen maanjäristyksissä on varsin harvinaista ja että todellisista värähtelyspektreistä lasketut kaatomentit ovat pienempiä kuin leikkausvoimista lasketut taivutusmomenttien arvot [6]. Esimerkkeinä staattisen tarkastelun periaatteista käsitellään seuraavassa lyhyesti Amerikan Yhdysvaltojen ja Jugoslavian normien mukaisia laskentamenetelmiä.

Staattiset korvausvoimat annetaan yleensä muodoissa

$$F = CW, \quad F_v = C_v W, \quad F_p = C_p W_p \quad (9)$$

F on rakennuksen vaakasuora, F_v pystysuora ja F_p rakennusosaan kohdistuva staattinen kuorma. W on rakennuksen ja W_p rakennusosan paino ja C , C_v ja C_p vastaavia kertoimia. Yhdysvaltojen normeissa [10] vaakakuorma annetaan muodossa

$$F = ZIKCSW \quad (10)$$

jossa (kuva 14)

$$F = f_1 + f_2 + \dots + f_n + f_t$$

$$W = w_1 + w_2 + \dots + w_n$$

W :ssä on mukana myös eri kerrosten vaakatasoille tulevat pystyrakenteiden (ulko- ja väliseinät) kuormat. Kertoimet määritellään seuraavasti.

$$Z = 3/16, \quad 3/8, \quad 3/4 \quad \text{tai} \quad 1$$

Kerroin vastaa alueen maanjäristysluokkaa 1, 2, 3 tai 4.

$$C = \frac{1}{\sqrt{15T}},$$

on ns. rakennuksen dynaaminen vastekerroin. T on rakennuksen alin ominaisvärähdysaika, jonka laskemiseksi on annettu likimääräiskaavoja.

$$S = 1 + T/T_s - 0,5(T/T_s)^2, \quad T/T_s \leq 1$$

$$= 1,2 + 0,6T/T_s - 0,3(T/T_s)^2, \quad T/T_s > 1$$

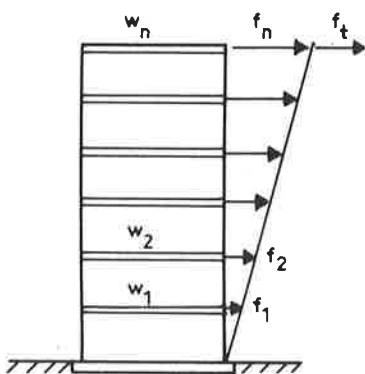
Suure T_s määritetään maaperän geoteknisten ominaisuuksien perusteella, joten S on eräänlainen rakennuksen ja maaperän vuorovaikutuskerroin. Jos T_s :n arvoa ei ole tiedossa, $S = 1,5$.

$$K = 0,67 \dots 1,33,$$

on rakennusrungon tyypistä ja jäykistysjärjestelmästä riippuva kerroin.

$$I = 1, \quad 1,25 \quad \text{tai} \quad 1,5,$$

on eräänlainen rakennuksen "tärkeyskerroin"



Kuva 14 Kuormien jakautuminen Yhdysvaltojen normien mukaan.

on suoritettava tarkempi dynaaminen tarkastelu.

Erillisiin rakenneosiin kohdistuvat kuormat saadaan (10):ä vastaavasta kaavasta

$$F_p = ZIC_p S W_p \quad (13)$$

Kerroin C_p vaihtelee osan tyypistä, tehtävästä ja asemasta riippuen välillä $0,12 \dots 2,00$. Kaatomomentin vähennyskertoimella on muoto

$$J = \frac{0,6}{\sqrt{T}} \leq 1$$

Jugoslavian (ja yleensä Itä- ja Etelä-Euroopan maiden) normien mukaan vaakakuormien jakautuminen lasketaan vähän edellä esitetystä poikkeavalla tavalla [3]. Rakenteen kolme ensimmäistä ominaisvärähdysmuotoa määritetään ja niiden (sekä mahd. kombinaatioiden) perusteella lasketaan epäedullisimmat vaakavoimien jakautumat. Ominaismuotoon i liittyvät voimat määritetään kaavasta

$$f_{ij} = k_i \beta_i n_{ij} w_j \quad (14)$$

jossa j on keskitettyjen massapisteiden (vaakatasojen) juokseva indeksi (ku-

Rakennuksen sivukuormien f_i jakautuminen otaksutaan korkeustason suhteen verrannolliseksi ja saadaan kaavasta

$$f_i = \frac{(F - f_t) w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (11)$$

f_t on rakennuksen huippuun sijoitettu erilliskuorma

$$f_t = 0,07 TF \leq 0,25 F \quad (12)$$

Jos $T \leq 0,7$ sek, f_t voidaan jättää huomiotta. Kaavaa (11) saa käyttää vain säännöllisten rakennusten yhteydessä. Muutoin

va 15). Kaavassa

$$\beta_i = \frac{0,75}{T_i}, \quad 1,5 > \beta_i > 0,5,$$

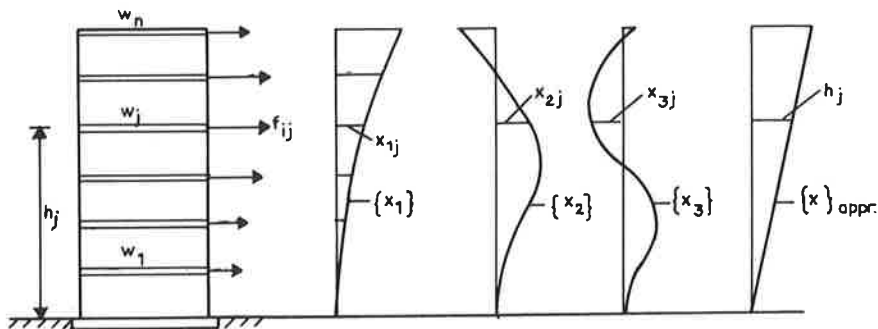
on ominaisuotoon i liittyvä dynaaminen vastekerroin

$$\eta_{ij} = \frac{\sum_k w_k x_{ik}}{\sum_k w_k x_{ik}^2} x_{ij},$$

on kerroin, joka jakaa sivukuorman ominaisuodon ordinaattojen suhteen ja $k_i =$ alueen maanjäristyslukuista ja maaperän laadusta riippuva kerroin. k_i on annettu MSK asteikossa seuraavasti

MSK	heikko maa	keskinkert. maa	hyvä maa
7	0,03	0,025	0,02
8	0,06	0,05	0,04
9	0,12	0,10	0,08

Jos rakennuksen kerrosmäärä on korkeintaan kolme, vaakavoimien jakautuminen voidaan otaksua korkeuteen verrannolliseksi. Tämä merkitsee linearisoidun ensimmäisen ominaisvärähdysmuodon käyttöä (kuva 15), jolloin vastaava jakautu-



Kuva 15 Voimien jakautuminen ominaisvärähdysmuotojen perusteella.

miskerroin on

$$\eta_j = \frac{\sum_k w_k h_k}{\sum_k w_k h_k^2} h_j$$

Tämä on sama kuin Yhdysvaltojen normin jakautumiskaava (11).

Suurimpien staattisten arvojen määrittämiseksi rakenneosien jännitysten laskemista varten on annettu yhdistelykaava

$$\phi = \sqrt{\phi_{\max}^2 + 0,5 \sum_i \phi_i^2}$$

Tässä ϕ_{\max} on suurin johonkin ominaisuotoon liittyvä arvo ja ϕ_i :t muihin

ominaismuotoihin liittyvät suureen arvot.

Edellä esitetyissä esimerkeissä on tuotu esille vain normien pääpiirteet. Kaikki normit sisältävät lisäksi suuren määrän eri rekennetyyppeihin, -materiaaleihin, liitoksiin jne. liittyviä varsin yksityiskohtaisiakin määräyksiä.

RAKENNUKSEN KANTAVAN RUNGON SUUNNITTELU

Yleistä

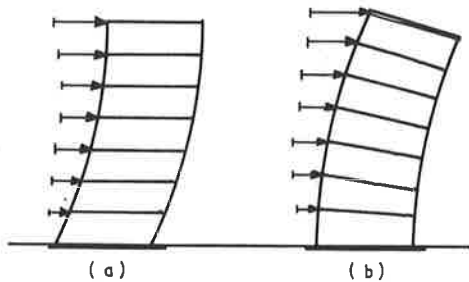
Maanjäristyksen aiheuttamat rakennuksen rungolle tulevat kuormat määritetään edellä esitetyn mukaan dynaamista analyysia tai korvausvoimamenetelmää käyttäen. Yhdessä muiden kuormien (oma paino, laite-, kaluste- ja väliseinäkuormat, erilaiset hyötykuormat) kanssa ne muodostavat erään suunnittelulähtökohdan. Usein maanjäristyskuormat ovat niin suuria, että ne ratkaisevasti vaikuttavat rungon geometriaan ja jäykistystapaan. Lisäksi maanjäristyskuormia pidetään yleensä harvinaisina kuormina, jolloin todennäköisyys muiden kuormitushuippujen samanaikaiselle esiintymiselle on pieni. Tämän vuoksi esim. tuuli- ja maanjäristyskuormien samanaikaisuutta ei yleensä oteta huomioon ja hyötykuormista eri maiden normit sallivat tehtävän vähennyksiä, joiden suuruus on usein 50...70 %.

Rungon jäykistysjärjestelmä

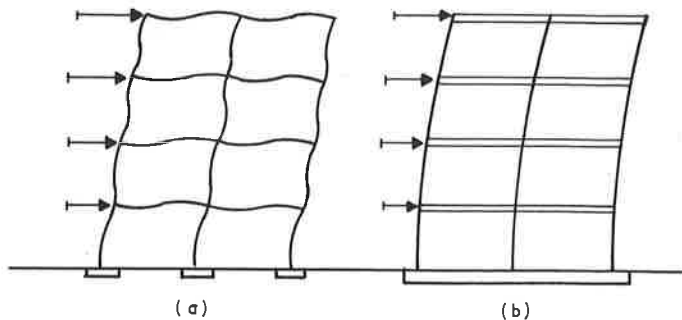
Pystysuorat maan liikkeet aiheuttavat vaakarakenteille näiden painoon verrannollisia lisäkuormia, jotka keräytyessään rakennuksen alimpien kerrosten pystyrakenteille voivat aiheuttaa stabiilius- tai muita kantavuusongelmia. Näiden kompensoimiseksi riittää usein sallittu hyötykuormavähennys tai pienemmät varmuuskertoimet. Suunnittelun kannalta ongelmallisimpia ovat yleensä vaakakuormat, joiden siirtämiseksi perustuksille tarvitaan kantava sivuittaisjäykkä rakenne. Maanjäristyskuormat vaikuttavat rakennuksen runkoon tuulikuormien tapaan, mutta ovat usein suuruudeltaan 2...5 kertaisia. Seuraavassa tarkastellaan lyhyesti erilaisia rakennuksen rungon jäykistysmahdollisuuksia.

Seismiset kuormat keskittyvät yleensä rakennusten ylä-, ala- ja välipohjalaatastoihin, koska niissä on suurimmat massat ja niihin tavallisesti tukeutuvat ulko- ja väliseinät. Laatatosta muodostetaan tavallisesti yhtenäinen palkkina tai levynä toimiva rakenne, joka siirtää vaakavoimat pystyrakenteille suoraan tai erillisten jäykisteiden välityksellä. Vaakakuormien vaikutuksesta rakennuksen runko deformatuu saaden sekä leikkausvoimista että taivutusmomentista johtuvia siirtymiä (kuva 16). Tavallisesti leikkauksen vaikutus on määräävä.

Sekä teräs- että teräsbetonirakenteissa yleisesti käytetyn jäykän runkosysteemin muodostaa jäykkänurkkainen kehä, jolloin puhutaan ns. kehäjäykistyksestä (kuva 17a). Sen hyvänä puolena on sivuittaisjäykkyyden ja samalla rasitusten



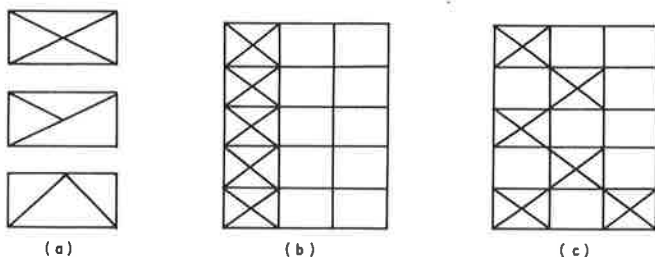
Kuva 16 Rakennuksen sivusiirtymä a) leikkauksesta b) taivutuksesta.



Kuva 17 a) Kehäjäykistys. b) Mastojäykistys.

tasainen jakautuminen rungon eri kenttiin. Vaikeuksia sen sijaan tuottaa suurten taivutusmomenttien keräytyminen alimpien kerrosten sauvojen nurkkiin. Kehäjäykistyksen erikoistapaus mastojäykistys perustuu jatkuviin perustuksiin ankkuroituihin pystypilareihin (kuva 17b). Tämä ratkaisu on käyttökelpoinen vain 1- ja 2-kerroksisissa rakennuksissa. Kehänä toimiva jäykkä runko analysoidaan yleisiä kehälaskumenetelmiä käyttäen. Likimääräismenetelmiä alustavan mitoituksen suorittamiseksi löytyy runsaasti [9].

Ristikkojäykistys on yleinen varsinkin elementeistä kootuissa teräsrunkoisissa taloissa. Ristikotyyppinä tulevat kysymykseen tavallisesti kuvassa 18a esitetyt ratkaisut. Ristikot sijoitetaan tavallisesti eri kerroksissa samoillem kohdille, jolloin ne muodostavat yhtenäiset jäykistysvyöhykkeet (kuva 18b). Tämä yksinkertaistaa sekä analysointityötä että asuntojen pohjaratkaisujen suunnittelua. Sivuttaisjäykempään rakenteeseen ja pienempiin rungon pystysauvojen rasitukseen päästään hajoittamalla jäykistysristikot sopivasti (kuva 18c).

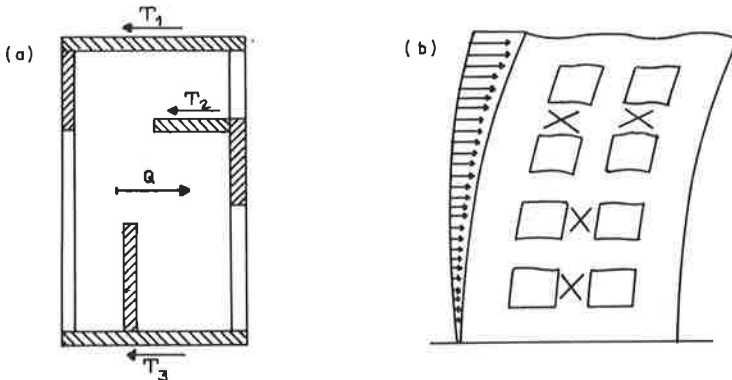


Kuva 18 a) Ristikkojäykistetyyppejä, b) Yhtenäinen jäykistevyöhyke. c) Sivuttaisjäykkä ratkaisu.

Yleinen jäykistämistapa teräsbetonirakenteissa on ns. levyjäykistys. Tällöin rakennuksen ulko- ja väliseinät voivat muodostaa yhtenäisiä rakennuksen korkeuksia jäykistyskenttiä (kuva 19a). Kapeita jäykistyskenttiä kutsutaan usein mastoiksi, jonka vuoksi levyjäykistyksenkin yhteydessä puhutaan joskus mastojäykistyksestä. Myös aukolliset seinät kelpaavat jäykistykseen (kuva 19b). Tällöin aukkojen leikkausjäykkyyttä pienentävä vaikutus ja aukkojen välisten seinien kantavuus tulee erityisesti ottaa suunnittelussa huomioon [5]. Esi-

tetty jäykistystapa soveltuu hyvin myös elementtirakenteisiin runkoihin, jos saumoille saadaan riittävät leikkauskestävyydet eikä niissä esiinny suuria vectorasituksia.

Levyjäykistys voidaan toteuttaa myös sijoittamalla leikkausjäykät levyt (shear walls) runkokehän aukkoihin. Levyinä voivat tällöin toimia myös tiiliseinät. Tällainen jäykistystapa on yleinen teräsbetonirungon yhteydessä, vaikka teräsrungonkin yhteydessä sitä on joskus käytetty



Kuva 19 a) Levyjäykistys. b) Jäykistävä aukollinen levyseinä.

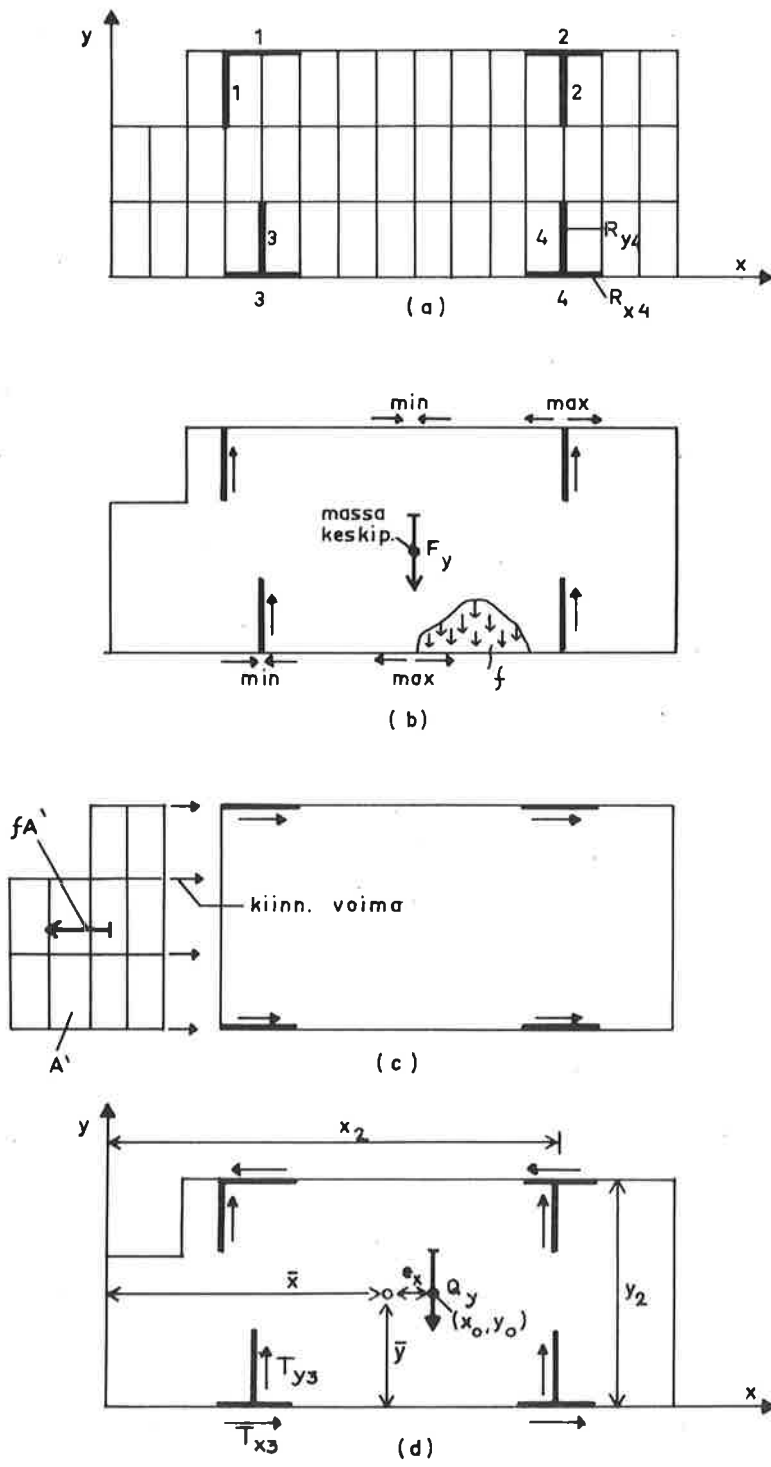
Ns. kaksoisjäykistys syntyy kehä- ja ristikkojäykistyksen tai kehä- ja levyjäykistyksen toimiessa yhdessä. Kehäjäykistyksen tulee tällöin ottaa huomattava osa (yleensä >25 %) vaakakuormista. Tällaista jäykistystapaa suosivat mm. Yhdysvaltain normit antamalla sille pienemmän rakennekertoimen ($K=0,8$) kuin pelkkää levy- tai ristikkojäykistystä käytettäessä ($K=1,0$ tai $1,33$).

Edellä esitetyistä perusratkaisuista on muunnettu lukuisia yksilöllisiä jäykistysratkaisuja varsinkin tavallisesta poikkeaville rakennustyypeille. Eriytyisesti on syytä kiinnittää huomiota puu- ja tiilirakenteisiin, joiden jäykistämistekniikka poikkeaa teräs- ja teräsbetonirakenteissa käytetystä. Matalissa rakennuksissa ja alhaisen maanjäristysluokan omaavilla alueilla puu- ja tiilirakenteet ovat osoittautuneet pienen oman painonsa ja hyvien vaimennusominaisuuksien vuoksi edullisiksi.

Rungon osien rasitukset

Kehäjäykistetty runko voidaan analysoida tapauksesta riippuen avaruus- tai tasokehänä kysymykseen tuleville vaak- ja pystykuormien yhdistelmille [9]. Jos jäykisteinä ovat yhtenäiset rakennuksen korkeiset levykaistat, kuormat jaetaan niille levyjen sekä leikkaus- että taivutusjäykkyudet huomioon ottaen [5]. Mikäli jäykistäminen suoritetaan erillisiä jäykistelevyjä tai -ristikoita käyttäen, voimien jakautuminen voidaan määrittää seuraavan esimerkin mukaisesti.

Kuvassa 20 esitettyyn rakennuksen laattakenttään vaikuttaa vaakavoimaresultantti $f_i = F_y$ laatastons massakeskipisteeseen. Sen alapuolisen kerroksen $(i-1, i)$ leikkausvoiman suuruus ja vaikutuspaikka saadaan laskemalla yhteen ylä-



Kuva 20 a) Kerroksen i laatasto ja i-1,i jäykisteet. Laataston tarkastelu b) palkkina c) levynä. d) Voimien jakautuminen kerroksen jäykisteille.

puolella oleviin laattakenttiin kohdistuvat voimat (8), $Q_y = f_i + f_{i+1} + \dots + f_n$. Kerroksessa on ristikkojäykisteet, joiden leikkausjäykkyydet [9] ovat R_{xj} ja R_{yk} . x tai y tarkoittaa ristikon suuntaa valitussa koordinaatistossa ja j ja k ovat juoksevia indeksejä.

Vaakakuormien siirtämiseksi ristikoiden välityksellä pystyrakenteille, laattakentän tulee olla jäykkä. Mikäli kenttä koostuu erillisistä laatoista, niiden kiinnitykset tulee mitoittaa kestävänsä laatastolle jakautuneen hitausvoiman ($f = F_y/A$) aiheuttamat suurimmat vedot, puristukset ja leikkaukset. Pitkänomaista laatastoa joudutaan tällöin tarkastelemaan jäykisteisiin (myös ulkopuolisiin) kimmoisesti tuettuna palkkina (kuva 20b) ja leveää laatastoa tai laatastoa sen pituussuunnassa levynä (kuva 20c).

Leikkausvoiman Q_y jakautuminen jäykisteristikoidelle voidaan ratkaista seuraavasti (kuva 20d). Merkitään Q_y :n vaikutuspistettä (x_0, y_0) :lla. Jos jäykisteiden etäisyydet koordinaatiston origosta ovat x_j ja y_k , kerroksen jäykkyyden keskipisteen koordinaateiksi saadaan

$$\bar{x} = \frac{\sum_j x_j R_{xj}}{\sum_j R_{xj}}, \quad \bar{y} = \frac{\sum_k y_k R_{yk}}{\sum_k R_{yk}} \quad (15)$$

Q_y :n epäkeskisyydet x :n ja y :n suunnissa ovat siten

$$e_x = x_0 - \bar{x}, \quad e_y = y_0 - \bar{y} \quad (16)$$

e_x :n ja e_y :n ollessa pieniä voidaan laskelmissa joutua käyttämään normien määräämää minimiepäkeskisyyttä (esim. Yhdysvaltojen normeissa 5 % max. sivumittas- ta). Koska leikkausvoima Q_y vaikuttaa y -akselin suunnassa, kerroksen jännitys- resultantit ovat Q_y ja $Q_y e_x$. Jäykisteille tuleviksi leikkausvoimiksi saadaan

$$T_{xj} = (y_j - \bar{y}) \frac{R_{xj} Q_y e_x}{R} \quad (17)$$

$$T_{yk} = \frac{R_{yk}}{\sum_k R_{yk}} Q_y + (x_k - \bar{x}) \frac{R_{yk} Q_y e_x}{R}$$

Kaavoissa R on kerroksen kiertymisjäykkyys

$$R = \sum_j R_{xj} (y_j - \bar{y})^2 + \sum_k R_{yk} (x_k - \bar{x})^2 \quad (18)$$

Koska $Q_y e_x$ on samalla kerrokseen kohdistuva vääntömomentti, kerroksen kierty- mäkulmalle saadaan arvo

$$\theta = \frac{Q_y e_x}{R} \quad (19)$$

Korkeissa rakennuksissa ja suurten epäkeskisyyksien tapauksessa rungon kierty- minen pysty akselin ympäri tulee ottaa huomioon myös ominaistaajuuksia ja -vä- rähdysmuotoja määritettäessä.

Analogiset kaavat (17) ja (18) voidaan kirjoittaa myös leikkausvoiman Q_x vaikuttaessa. Kun eri kerrosten jäykisteille tulevat voimat T_{xj} ja T_{yk} on määritetty, saadaan runkokehän pysty- ja vaakarakenteille tulevat voimat jäykistysristikkojen sauvojen tukireaktioina. Lopullista mitoitusvarten nämä kombinoidaan omasta painosta, pysyvästä kuormasta ja hyötykuormasta aiheutuviin vastaaviin voimiin. Täydentävien rakenneosien kiinnitysvoimat saadaan esim. kaavasta (13).

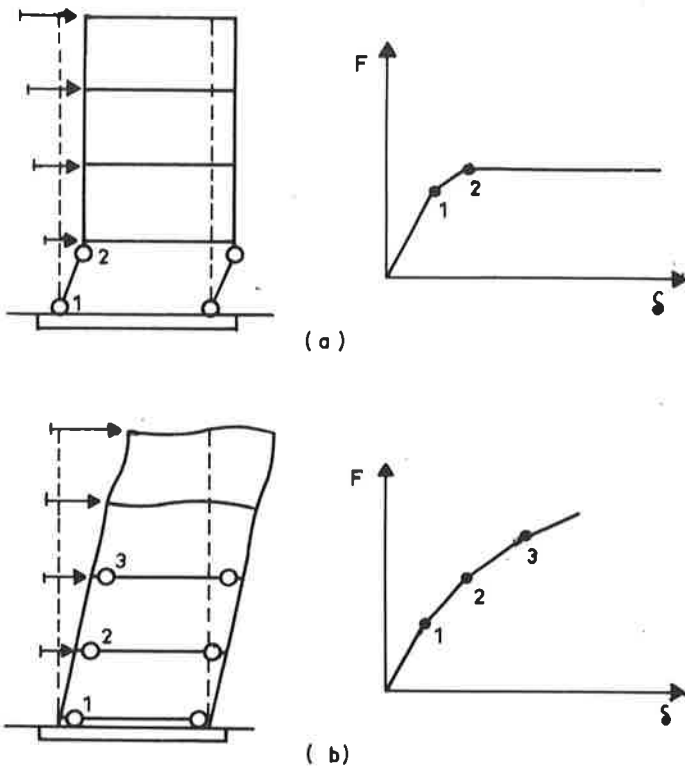
Rungon mitoituksesta

Useimpien maiden normien lähtökohtana on normaali sallittuihin jännityksiin tai rajatilatarkasteluihin perustuva mitoitus ko. rakennusosalle tuleville kuormille. Tavallisesti rakenneosien liitoksille ja kiinnityksille vaaditaan suurempi varmuus kuin rakenneosille itselleen. Tarkoituksena on estää rakennuksen hajoaminen ennen sen osien plastista myötäämistä.

Normien perustuessa rakenteen ja sen osien mitoitukseen riittävän suurille kuormille on yhä enemmän alettu kiinnittää huomiota rakenteen sitkeyteen ja muodonmuutos- tai siirtymäkapasiteettiin. Kun tunnettujen maanjäristysten värähtelyspektrejä käyttäen on analysoitu toteutettuja rakenteita, on huomattu, ettei niiden elastinen vaste ja materiaalin viskoosi vaimennus riitä rakenteiden värähtelyenergian sitomiseen. Laskelmien mukaan rakenteilta tulisi (lähinnä kerroskorkeudesta riippuen) vaatia 3...20 kertaista plastisiin muodonmuutoksiin perustuvaa sivusiirtymäkapasiteettia kimmoisiin siirtymiin verrattuna [7].

Tämän vuoksi teräs- ja teräsbetonirunkoisten rakennusten suunnittelussa tulisi tarkastella niiden rungon käyttäytymistä myös plastisessa alueessa. Runko tulisi suunnitella siten, että sillä olisi riittävän suuri plastinen sivusiirtymäkapasiteetti ($>3 \times$ elastinen) rakenteen koko värähtelyenergian sitomiseksi (kuva 7b). Tällöin joudutaan yleensä varmistamaan rakenneosien myötäämisjärjestys. Esim. teräsristikkoja jäykisteinä käytettäessä jäykisteen tulee myötää ennen kiinnityksen pettämistä ja runkokehän nurkilla tulee olla riittävästi kiertymiskapasiteettia suurten sivuittaissiirtymien mahdollistamiseksi. Edelleen pystysauvat eivät saa nurjahtaa, vaikka niiden päihin syntyisivät plastiset nivelet.

Kehäjäykistetyn rungon tapauksessa vaakapalkit tulisi mitoittaa pystysauvoja heikommin. Jos pystysauvoihin syntyy ensin plastiset nivelet, saadaan kuvassa 21a esitetty sivusiirtymämekanismi ja vastaava (F, δ) diagrammi. Jos sen sijaan vaakapalkkeihin syntyvät plastiset nivelet ensiksi, saadaan kuvan 21b mukainen nouseva (F, δ) diagrammi ja sen mukana parempi rungon vankavuus ja energiansitomiskyky. Rakenteen plastinen käyttäytyminen maanjäristystapahtuman edestakaisessa liikkeessä ja siihen liittyvät vaimennus- ja murtumistarkastelut ovat varsin vaikeasti suoritettavissa.



Kuva 21 a) Sivusiirtymämekanismi ja b) palkkimekanismin muodostaminen rakennuksen runkoon.

LÄHDEKIRJALLISUUS

- [1] Båth, M., Introduction till Seismologin. Natur och Kultur 1970.
- [2] Clough, R.W., Penzien, I., Dynamics of Structures. McGraw-Hill 1975.
- [3] I.A.E.E. Earthquake Resistant Regulations - a World List 1973.
- [4] I.A.E.E. Earthquake Resistant Regulations, Supplement 1976.
- [5] Betonielementtirakenteet. RIL 1977.
- [6] Newmark, N.M., Rosenblueth, E., Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice-Hall 1971.
- [7] Parme, A.L., American Practice in Seismic Design. PCI Journal, July 1972.
- [8] Sing, M.P., Wen Y-K., Nonstationary Seismic Response of Light Equipment. J. of Eng. Mech. Div., December 1977.
- [9] Teräkset runkorakenteissa, artikkelit I ja II. INSKO 72-75.
- [10] Uniform Building Code, 1976 Edition.
- [11] Ydinvoimalaitoksiin liittyvät seismiset kysymykset. Atomiasian turvallisuustoimikunta, muistio 1976.

Pauli Jumppanen, prof., Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Otaniemi