

VP.1.2.77
M. II

SIVILINGENIØR PER A. MADSHUS

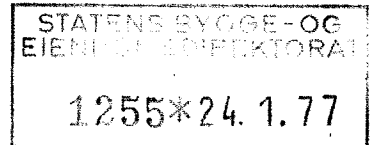
RÅDGIVENDE INGENIØR - GEOTEKNIKK

MEDLEM AV RÅDGIVENDE INGENIØRERS FORENING

Statens Bygge- og Eiendomsdirektorat

Postboks 8106, Oslo-Dep.

Oslo 1



Deres brev:

Vår ref: PAM/EM Vårt saksnr: 920 Dato: 22.1.1977

Bygningsingeniøravdelingens nybygg - Lerkendal

Vibrasjonsforhold.-----

Vi tillater oss vedlagt å oversende to eksemplarer av en redegjørelse datert 22.1.1977 angående ovenstående sak.

Vennlig hilsen

Per A. Madshus
Per A. Madshus

Bilag: 2 eks. av redegjørelse

" kopi av brev til NTH

Postadresse:
P.b.55 N-1335 Snarøya

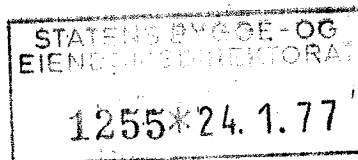
Telefon:
* 02-532507

Bankgironr:
6001 05 59297

SIVILINGENIØR PER A. MADSHUS

RÅDGIVENDE INGENIØR - GEOTEKNIKK

MEDLEM AV RÅDGIVENDE INGENIØRERS FORENING



UNIVERSITETET I TRONDHEIM
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
BYGNINGSINGENIØRAVDELINGENS NYBYGG - LERKENDAL
VIBRASJONSFORHOLD

1. INNLEDNING

Vi har siden 1970 etter oppdrag fra Norges Geografiske Opmåling og senere fra Statens Bygge- og Eiendomsdirektorat arbeidet med å klarlegge de dynamiske forhold både når det gjelder tomtevalg og konstruktiv utforming av et nybygg for NGO på Ringerike.

NB | I denne forbindelse foretok vi, etter at vi var blitt kjent med at forholdene for Institutt for geodesi og fotogrammetri i ovennevnte bygning ved NTH ikke var tilfredstillende, i forståelse med SBED en undersøkelse her. Denne hadde først og fremst til hensikt å bringe på det rene hvorvidt de forhold som var oppstått ved NTH, kunne ha paralleller ved NGO's nybygg. Som byggherre for NTH-bygningen hadde SBED også en viss direkte interesse av å kjenne til forholdene for denne.

Etter at vi imidlertid hadde bragt på det rene at forholdene på NTH hang sammen med en spesiell konstruktiv utforming som ikke ville bli benyttet for NGO's nybygg, og gitt SBED en muntlig orientering om dette, anså SBED at man hadde fått tilstrekkelige informasjonen og bad om at arbeidet med NTH-

Postadresse:
P. b. 55, N-1335 Snarøya

Telefon:
*02-532507

Bankgironr:
6001 05 59297

bygningen ble avbrudt.

NB
Norges tekniske høgskole, Institutt for geodesi og fotogrammetri, anmodet oss imidlertid etter dette om å bearbeide det foreliggende observasjonsmaterialet, slik at det kunne fremlegges en redegjørelse for forholdene i angjeldene bygning.

2. PROBLEMSTILLING

Det var Institutt for geodesi og fotogrammetri ved NTH som gjorde oss oppmerksom på at man hadde vanskeligheter med sine instrumenter, men forholdet gjelder, såvidt det forstås, også andre institutter i bygningen som har vibrasjonfølsomme instrumenter.

Det er to forhold som skaper problemer:

- a. Vibrasjoner fra maskiner og annet vibrasjonsgenerende utstyr i bygningen forplanter seg gjennom bygningskonstruksjonene og setter vibrasjonfølsomme instrumenter i svingninger.
- b. Golvene i de rom hvor de vibrasjonfølsomme instrumentene er oppstillet, har en slik konstruksjon at instrumentene kommer i utilsatte vibrasjoner ved gangtrafikk på golvet i nærheten av instrumentene.

3. BYGNINGENS KONSTRUKTIVE UTFORMING

Bygningen er utført av prefabrikerte betongelementer og stålprofiler.

Da det er dekkene som primært har interesse, skal bare disse omtales. Ifølge de innhentete opplysninger er disse utformet som beskrevet nedenfor:

Som bærende elementer er anvendt DINA betongelementer fremstillet av NORCEM. Elementenes oppbygging fremgår av vedlagte brosjyre, bilag 1, fra NORCEM. Elementet består, som det fremgår, av et U-formet betongtverrsnitt dekket av betongplater, opplagt på gummiklosser på elementets vegger. Både elementet og topp-platene er forsynt med not og fjær.

2

Elementene har en byggebredde på 900 mm, og i dette tilfellet en total høyde på 350 mm. Topp-platen har en tykkelse på 40 mm. Avstanden mellom gummiklossene er ca 900 mm i elementenes lengderetning. Klossene består av 2 kiler, se skisse bilag 2.

Kilene kan forskyves i forhold til hverandre og såvel den aktive klossens høyde som anleggsflate derved reguleres. Hensikten med denne løsningen oppgis å være at golvhøyden skal kunne reguleres, slik at golvet blir mest mulig plant.

*hvorledes
under da
nå fjær
systemet
i platen?*

Ved en slik regulering vil imidlertid fjærstivheten hos klossen også kunne variere ganske meget. Når kilene ligger slik at de dekker hverandre helt, har klossene en grunnflate på 20 mm · 100 mm og en høyde på 18 mm. Kilene er fremstillet av en gummi med hardhet 50 shore. Når de er plasert som beskrevet ovenfor, er stivheten av en kloss ca 500 kp/cm.²

Treghetsmomentet for DINA-elementene er oppgitt til 71 000 cm⁴, tyngden til 250 kp/lm.

På elementene er det lagt ut Rockwool-skiver med en tetthet på 150 kg/m³ og en tykkelse på 4 cm. På disse er det igjen støpt ut en armert betongplate med 5 cm tykkelse. For Rockwool-skivene er det oppgitt en stivhet på 1.3 kp/cm³.

Den beskrevne konstruktive utforming av dekket representerer følgende tre svingesystemer med hver sine delfrekvenser og koblinger (se bilag 3).

- a. Påstøpt betongplate på Rockwool-skiver. I dette systemet er forholdet mellom bøyestivheten av platen og stivheten av underlaget forholdsvis liten. Systemet har et egensvingetall for vertikal translasjon på 40 - 50 Hz, der hvor dekket ikke er belastet. Der hvor det er belastet av stereoautograf A7 med tyngde ca 1.5 Mp over ca 4 m², er egensvingetallet ved jevnt fordelt instrument-tyngde 20 - 25 Hz. Instrument-tyngden overføres imidlertid som enkeltlaster, og både svingeformer og egensvingetall blir uoversiktlige.
- b. Betongplater (dekkplater for DINA-elementene) på gummiklosser. I dette systemet er forholdet mellom platens bøyestivhet og fjærstivheten stort, og dette forhold be-

stemmer platens bevegelser når den belastes.

Egensvingetallet ved vertikal translasjon er beregnet til ca 12 Hz.

c. DINA-elementer. Egensvingetall for bøyesvingninger ligger på ca 12 Hz.

Ved gjennomføring av ovenstående beregninger er det for de prefabrierte forspente elementene, som er fremstillet av betong C 60 eller bedre, anvendt en $E_b = 5 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$, for betongplaten oppå Rockwool-skivene en $E_b = 3.5 - 4.0 \cdot 10^5 \text{ kp/cm}^2$.

De tre svingesystemene er koblet, og det koblede systemet vil ha flere egensvingetall. Da svingeformene for hvert av delsystemene er svært forskjellige, er en beregning av de koblede frekvenser ikke utført.

4. GJENNOMFØRTE UNDERSØKELSER

De vibrasjonsmålinger som er omtalt i denne redegjørelsen er utført i to etapper, 29-31.7.1976 og 4-5.8.1976.

Den utrustning som er benyttet er vist på blokkskjemaer, bilag 4 og 5.

Alle undersøkelsene ble foretatt i rom 1 - 239, fotogrammetrirommet. Her ble givene hovedsaklig plassert på stereoautograf A7 og direkte på golvet.

Det ble gjort en rekke opptak, hvorav ca 30 stk er bearbeidet. Opptakene fra første etappe, må betraktes som orienterende. Alle bearbeidete observasjoner skriver seg fra den andre måleperioden, og det er disse som er lagt til grunn for de anførte konklusjoner.

Det synes ikke hensiktsmessig å presentere alle de data som er fremkommet. Kun de verdier som er betraktet som målgivende, og som danner grunnlaget for de konklusjoner som er trukket, er nevnt.

Fremmedstøyen var på den årstiden da målingene ble gjennomført, og det praktisk talt ikke eksisterte fremmed virksomhet i bygningen, liten, og de svingningene som opptrådte, ble alt overveiende generert i selve målerommet.

To hovedfrekvenser ble meget lett eksitert, 0.8 - 1.0 Hz og 10 - 12 Hz, rent undtagelsesvis også ca 2.5 og 5 Hz. Dette gjaldt både når seismometeret var plasert på A7 og på golvet.

De førstnevnte frekvensene var så og si bestandig tilstede uten påviselige forstyrrelser, men utslagene øket ved eksitasjoner i målerommet. Frekvenser i området 10 - 12 Hz opptrådte så og si ved enhver form for eksitasjon i rommet. Hovedforstyrrelsene skyldtes gangtrafikk på golvet.

Når noen gikk rundt instrumentet oppsto det således amplituder på $12 - 15 \cdot 10^{-6}$ m med en frekvens på ca 12 Hz; ved tramp på golvet lå verdiene noe høyere. Midt ute på golvet ble det observert forskyvningsamplituder på ca $50 \cdot 10^{-6}$ m ved gangtrafikk. I enkelte tilfeller ble det også observert frekvenser i området 0.8 - 1.0 Hz ved slik eksitasjon.

Svingninger fra ikke identifiserbar eksitasjon, bakgrunnsstøt, lå i de aller fleste tilfeller i frekvensområdet 0.8 - 1.0 Hz. De maksimale amplituder (ensidige toppverdier) fremkom fortrinnsvis når det ble benyttet et selektivt filter innstillet på det aktuelle frekvensområdet, og viste da verdier opp til $3 \cdot 10^{-6}$ m.

(Den alt overveiende del av de foretatte observasjoner gir verdier i de oppgitte områder. Enkelte observasjoner ligger dog vesentlig utenfor disse, og det hadde vært riktig om årsaken til dette hadde vært kontrollert.)

Det skal pekes på at forholdet mellom den energi som for ett og samme svingesystem inneholdes i svingninger med forskyvningsamplitude på $20 \cdot 10^{-6}$ m og frekvens 12 Hz, og svingninger med amplitude $3 \cdot 10^{-6}$ m og frekvens 0.8 Hz er $(\frac{20}{3} \cdot \frac{12}{0.8})^2 = 10^4$, og således betydelig større enn forholdet mellom de angitte amplituder kan gi inntrykk av.

De svingninger som oppstår p.g.a. gangtrafikk på golvet, og som ligger i frekvensområdet 10 - 12 Hz synes å ha sin klare fysikalske forklaring.

En trinnbelastning på den påstøpte betongplaten som representerer massen i svingesystem "a", eksiterer alle tre svingesystemene. De svingeformer som oppstår vil imidlertid

være forskjellige i hvert av systemene, og de resulterende svingningene, både hva angår svingeformer og egensvingetall, være bestemt av den anbragte kraftens frekvensspekter, samt av massen og egensvingetallet av delsystemene.

En mer korrekt analyse av disse forholdene vil være en relativt omfattende oppgave. Det er derfor bare foretatt en vurdering av forholdene basert på enkle beregninger, og følgende er da fremkommet:

- a. En forenklet beregning av svingesystem "a" viser at svingeformen p.g.a. at dekket er mykt sammenliknet med underlaget, vil gi store forskyvningsamplituder umiddelbart inntil kraftens angrepspunkt, mens amplitudene meget raskt vil avta med avstanden fra dette. Svingetallet for dekket for en slik kraft vil bli høyt. Ingen av de foretatte observasjoner synes å ha eksitert dette svingesystem med den angitte svingeform.
- b. Svingesystem "b" vil ikke kunne eksiteres ved trinnbelastning uten gjennom system "a". System "b" er karakterisert ved at nedbøyningen av betongplaten er liten sammenliknet med sammentrykningen av støttene, og platen vil oppføre seg som om den var helt stiv. Den koblete frekvens mellom systemene "a" og "b" vil avvike ubetydelig fra delfrekvensen for system "b". En beregning viser at de svingninger som må forventes ved trinnbelastning både med hensyn til amplituder og frekvenser, svarer ganske godt til det som er observert, og det er overveiende sannsynlig at det er dette systemet som hovedsaklig eksiteres av en slik belastning.
- c. System "c" vil ikke kunne eksiteres ved en trinnbelastning uten gjennom de to ovenforliggende systemer. Det vil kreve supplerende målinger med flere givere å få klarlagt hvorledes de observerte amplitudene fordeler seg mellom de to sistnevnte systemer. Det er dog overveiende sannsynlig at de svingninger som observeres ved trinnbelastning på dekket skyldes en kombinasjon av svingninger av de to undersøkte systemer med en koblet fre-

*møte ved
Stisnot LL-forme*

kvens som avviker noe fra de to systemenes delfrekvenser, men at det er system "b" som er ansvarlig for den største delen av amplitudene.

De observerte svingninger i frekvensområdet 0.8 - 1.0 Hz er det vanskelig å finne noen fysikalsk forklaring på. Ingen av de konstruksjonene som inngår i denne delen av bygningen, kan tenkes å ha egensvingetall som ligger i dette området.

For de målinger som er foretatt på A7, er det imidlertid ikke undersøkt om det kan eksistere rotasjonssvingninger, horisontale translasjonssvingninger eller en kobling av slike, som kan representere så lave svingetall, og dette bør kontrolleres.

Dette lave frekvensområdet representeres i jordskjelvspekteret, men det er utelukket at de lavfrekvente verdier som er funnet, kan henge sammen med jordskjelvfenomener, idet svingningene fortsatte gjennom lang tid. Det ble allikevel tatt kontakt med Jordskjelvstasjonen i Bergen, som tilstilet oss en liste over observerte svingninger fra Helsinki Universitet 27.7.1976 (jordskjelvet i Kina). De her oppgitte amplituder går opp mot de verdier som ble observert av oss, men det ansees allikevel utelukket at våre observasjoner kan ha noe med dette fenomen å gjøre. Svingninger i jordskorpen som følge av bølgebevegelser i havet eksisterer bestandig, men disse har her en lavere størrelsesorden enn de observerte.

02.
10./ Vi har senere bragt på det rene at den ene av de instrumenttypene vi brukte, lett genererer falske signaler i det aktuelle området, og vi kan ikke utelukke at observasjonene i dette frekvensområdet kan tilskrives slike forhold. Vi mener imidlertid at det ved eventuelle fortsatte målinger absolutt bør forsøkes klarlagt hva de registrerte svingninger i dette frekvensområdet innebærer.

5. KONKLUSJON

De observerte forskyvningsamplituder i området 10 - 12 Hz ligger ved relativt forsiktig gangtrafikk på golvet ved A7 i området $12 - 15 \cdot 10^{-6}$ m, tilsvarende hastighetsamplituder på ca $1.0 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Det er neppe tvil om at disse forskyvningsamplitudene er større enn de mer ømfintlige fotogrammetriske instrumentene bør utsettes for, uten at arbeidet blir vanskeliggjort.

Vi foretok i 1970 for Norges Geografiske Opmåling en undersøkelse av svingningsforholdene ved en rekke institutter i Europa, som har stereokomparatorer av fabrikat Wild (STK-1). På grunnlag av denne undersøkelsen ble det satt opp en tabell visende de maksimale forskyvnings-, hastighets- og aksellerasjonsamplitudene som kan tillates for et slikt instrument (se bilag 6). Disse verdiene er lagt til grunn ved utformingen av nybygget for NGO på Ringerike. Av de opplysninger som fremkom under denne undersøkelsen, syntes det som om man må regne med at stereoautograf A7 vil være like ømfintlig overfor rystelser som stereokomparator STK-1.

Noen observasjoner av vibrasjoner generert i andre deler av bygningen, foreligger p.g.a. forhold som er omtalt foran ikke, og det kan derfor ikke sies noe om hva slike kan innebære.

6. UTBEDRINGSMULIGHETER

Når bygningen først står ferdig er det vanskelig å gjøre effektive forbedringer av de svingningsmessige forhold, uten å gripe sterkt inn i den konstruktive utformingen av bygningen.

I og med at det foreløpig ikke er kjent hvilke svingninger fremmedstøy kan forårsake, må nedenstående løsningsforslag være knyttet til en bedring av de forhold som skyldes den eksitasjonsom det har vært anledning til å undersøke for (gangtrafikk på golvet).

Det er opplyst at det i noen partier av bygningen gjennom borete hull i betongplatene er foretatt en oppfylling av hulrommet i elementene med en epoxy, og at dette har hjul-

pet på vanskelighetene man har hatt i disse lokalene.

En slik oppfylling må antaes å ha følgende virkning på delsystemene:

Hvis stoffet presses inn på en slik måte at det arreterer svingesystem "b", vil respons på trinnbelastning i dette systemet kunne neglisjeres.

Fylling av hovedelementene med et stoff som kleber både til elementets bunn- og sideflater og også til de løse toppplatene, slik at hele elementet kan regnes massivt, vil øke stivheten betraktelig. Stivhetsøkningen vil naturlig være helt avhengig elastisitetsmodulen for det anvendte stoffet. Lykkes det å fremskaffe et stoff som har en E-modul som kommer opp mot betongens, vil en slik fylling øke stivheten til det firedobbelt av den elementet har idag. Vi har ikke oversikt over hvilke stoffer som, alle forhold tatt i betraktning, vil være de gunstigste i dette tilfellet. Det skal bare nevnes at en ekspanderende cementmørtel vil være en billig masse, som også har en høy E-modul; den kan imidlertid muligens være vanskelig å støpe ut på en tilfredsstillende måte. Stive epoxyer stiller seg antagelig gunstig teknisk, men er dyre. Polyestere er de billigste plastmaterialer, som kan være aktuelle. De lar seg benytte sammen med fillere, bl.a. glasskuler.

Hvis en nærmere undersøkelse viser at det er svingesystemene "a" - "b" som bærer den alt vesentlige del av ansvaret for svingningene fra gangtrafikk, kunne man for å gjøre utbedringen mer økonomisk, fylle elementene opp et godt stykke med en grus og bare anvende en støpemasse for å arretere "b".

Ved de antydete forskjellige oppfyllingsmetoder vil egen-svingetallet for elementet øke eller synke, avhengig av om det er stivheten eller massen av elementet som øker mest. Det må naturligvis taes hensyn til at ikke bjelken overbelastes. Såvidt det kan sees skulle imidlertid ikke dette skje selv ved en fylling med et stoff med tetthet 2500 kg/m^3 , når det ikke er nødvendig å anvende nyttelast større enn normalt for et kontorlokale.

I den utstrekning hovedelementene i vesentlig grad bidrar til svingningene fra trinnbelastning o.l., er det mulig å oppnå en radikal forbedring av forholdene ved en forandring av det statiske system, f.eks. ved å forkorte spennvidden for elementene.

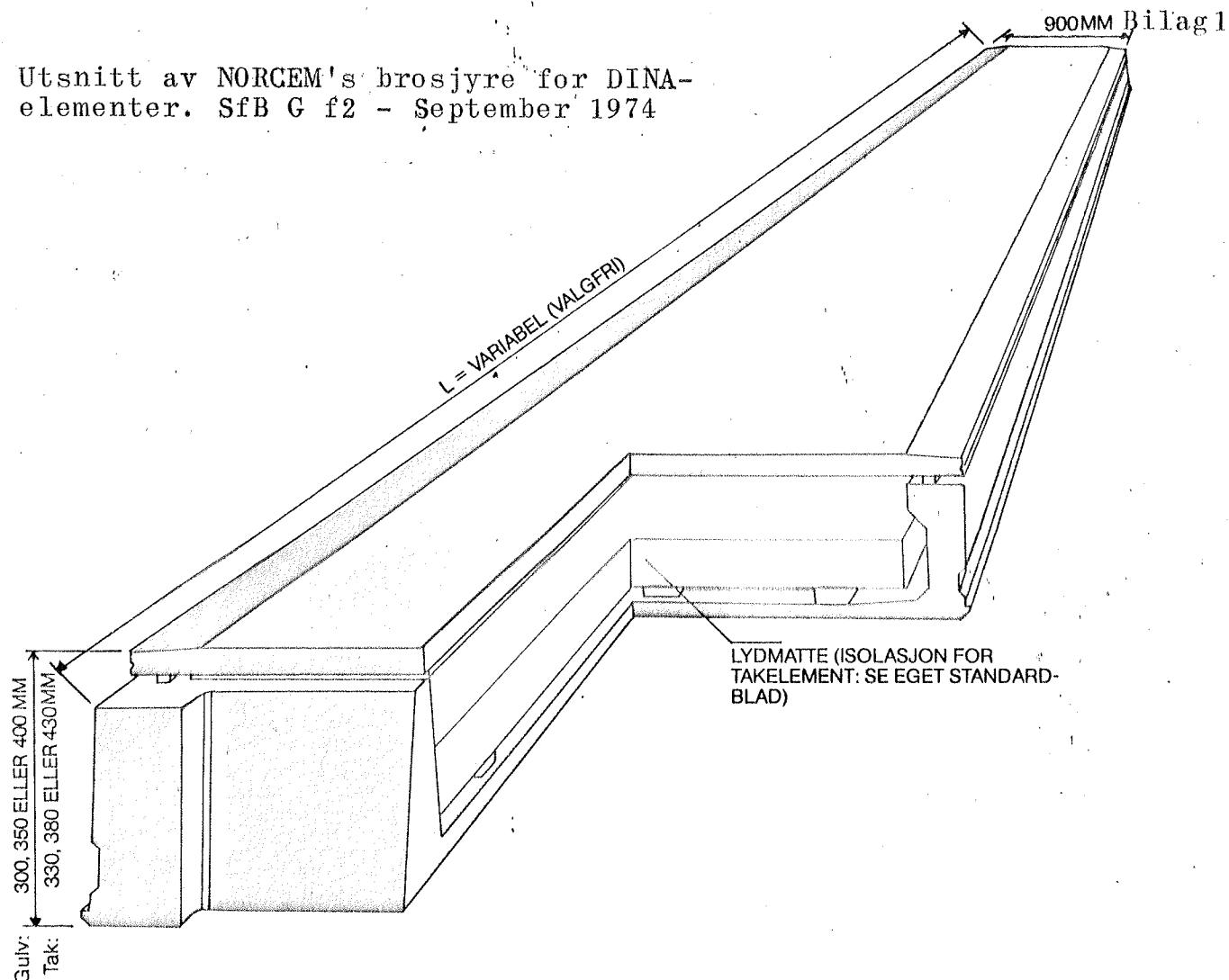
I tilfelle hovedelementene virker som antydnet foran, vil amplitudene variere sterkt over dekket. Man kan i såfall uten konstruktive inngrep oppnå endel ved å plasere instrumentene på den delen av dekket hvor amplitudene er minst. Den plasering A7 hadde på den tid de omtalte målingene ble utført, var imidlertid relativt gunstig i denne henseende.

I tilfelle målinger skulle vise at fremmedstøy nå representerer hovedproblemet i bygningen, vil det være naturlig å tenke på en isolering mot denne. Under forutsetning av at støyen ligger i et frekvensområde hvor de eksiterte svingesystemer ikke allerede gir den isolasjon det er mulig å oppnå, må løsningen være å senke egensvingetallet for de aktuelle systemene. For system "a" vil neppe noe kunne gjøres. For system "b" vil det være mulig å oppnå noe ved å fjerne Rockwool-skivene, og å gi betongelementene en så tykk (og tung) påstøpning som mulig. For system "c" vil en slik senkning av egensvingetallet måtte skje ved å øke vekten av elementet uten å øke stivheten, noe som kan oppnåes ved å fylle elementet med en tung masse. Det er imidlertid lite som kan oppnåes i denne henseende p.g.a. den begrensningen elementenes bæreevne setter.

En isolasjon av de enkelte vibrasjonsømfintlige instrumentene er også en løsning etter denne linje, og vil i tilfelle bestå i å plasere instrumentene på fjærer. Det som imidlertid i almindelighet hindrer en slik løsning, er at instrumentene selv har for liten masse og derfor ved en tilstrekkelig myk opplagring vil komme i for store svingninger, når instrumentet påvirkes av en ytre kraft, f.eks. fra den som betjener det. Det er derfor i almindelighet nødvendig å øke instrumentets masse, f.eks. ved å plasere det på et betongfundament som så adskilles fra understøttelsen ved et fjærsystem.

dette vil til en viss grad være mulig ved N60 stor overdim. av bærekapasitet i områdene med slike instrumenter.

Utsnitt av NORCEM's brosjyre for DINA-
elementer. SfB G f2 - September 1974



DINA-elementet, som produseres i vår fabrikk på Begna-
moen ved Hønefoss, er et lyd- og varmeisolert spenn-
betongelement med lav vekt samt meget lave svinn-, kryp-
nings- og deformeringsverdier. Elementet leveres i valgfrie
lengder opp til ca. 14 m. Kasettprofil og topplaten sammen-
kobles i fabrikk, og elementhøyden er derfor nøye fiksert
før elementet inngår i bygget. Etter fuging og sparkling
over de langsgående fuger (NB! ingen nødvendig påstøp)
er overflaten klar for gulvbelegg. Fabrikken kan tilby
elementet ferdig montert.

Gulv-elementet leveres i standard høyde 300, 350 og 400
mm (total, inklusiv topplate) og takelementet i høyde 330,
380 og 430 mm. Bredden er 900 mm. Elementet kan leveres
med valgfrie lengder opptil ca. 14 m, avhengig av belast-
ningen (kfr. tillatt belastningsdiagram).

Støping.

Støpemaskinene danner glideforskalling, og ekstrudering
blir gjort på spennbenker med 150 meters lengde. Benkene
er kledt med stålplater, og har en spesiell kantutforming
som sammen gir et element med glatt og plan underside
og rette kanter. Undersiden kan males direkte uten for-
behandling. Bærebjelkenes betongkvalitet er min. B-600.

Vekter.

DINA-300: Ca. 260 kp/m²

DINA-350: Ca. 280 kp/m²

DINA-400: Ca. 300 kp/m²

Armering.

Spennarmeringen i bærebjelkene utgjøres av 3/8", 1/2" eller
0,6" spenntau, type og antall avhengig av spennvidde og

belastning. Bunn- og topplate er forsynt med armeringsnett
av høyverdig stål.

Utsparinger.

Med mekanisk håndverktøy kan man i topp- og bunnplaten
på byggeplassen ta ut 650 mm brede utsparinger og med
lengde etter ønske. Utsparinger i gavlveggen tas på fabrikk.

Brannsikkerhet.

DINA-elementet er klassifisert i branntrygg klasse A 60.

Lydisolasjon.

Elementet er lydisolert og tilfredsstiller Byggeforskriftenes
krav av 1. august 1969.

Varmeisolasjon.

K-verdien med 15 cm mineralull er 0,32 kcal/m²h°C, med
20 cm mineralull 0,25 kcal/m²h°C.

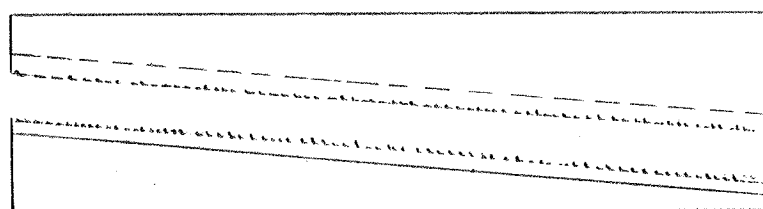
Lastkapasiteter:

Maksimalt tillatt bøyemoment for DINA-300 er 4,9 Mpm,
for DINA-350 7,8 Mpm og for DINA-400 10,7 Mpm.

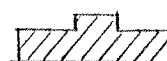
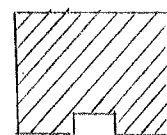
Maksimalt tillatt skjærkraft for DINA-300 er 2,8 Mp, for
DINA-350 3,5 Mp og for DINA-400 4,1 Mp.

Anvendelse.

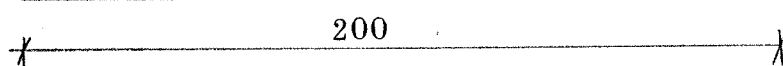
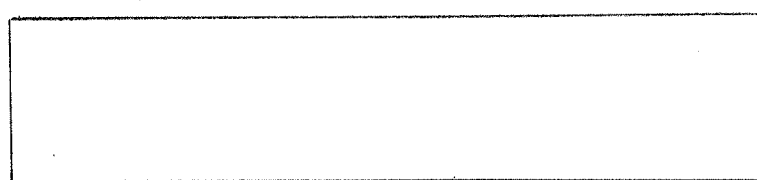
DINA-elementet anvendes som etasjeskiller og tak i boliger,
skoler, sykehus, forretningsbygg og er også med fordel
brukt i industribygg. Dets store spennviddekapasitet redu-
serer antall bærende skillevegger og muliggjør fleksible
planløsninger. Hulrommet mellom topplaten og mineralull-
matten kan benyttes direkte for varmluftsoppvarming av
gulv og for ventilasjon.



Oppriss



Tverrsnitt



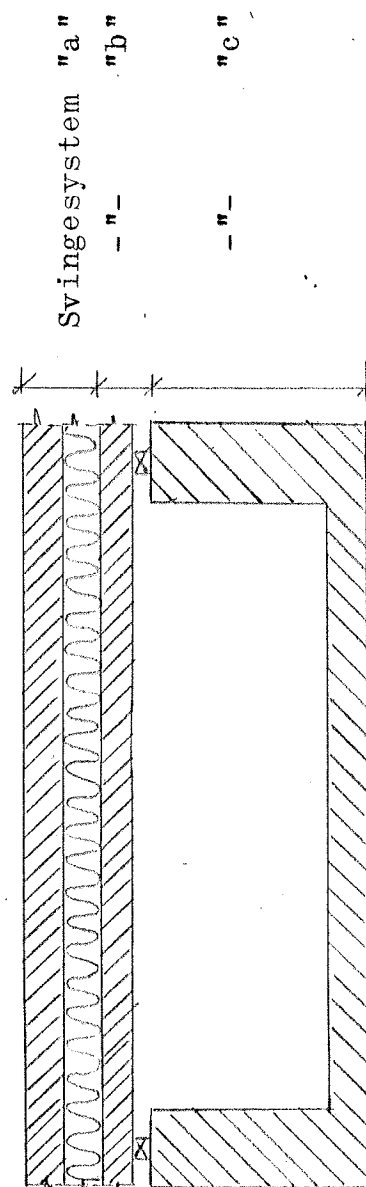
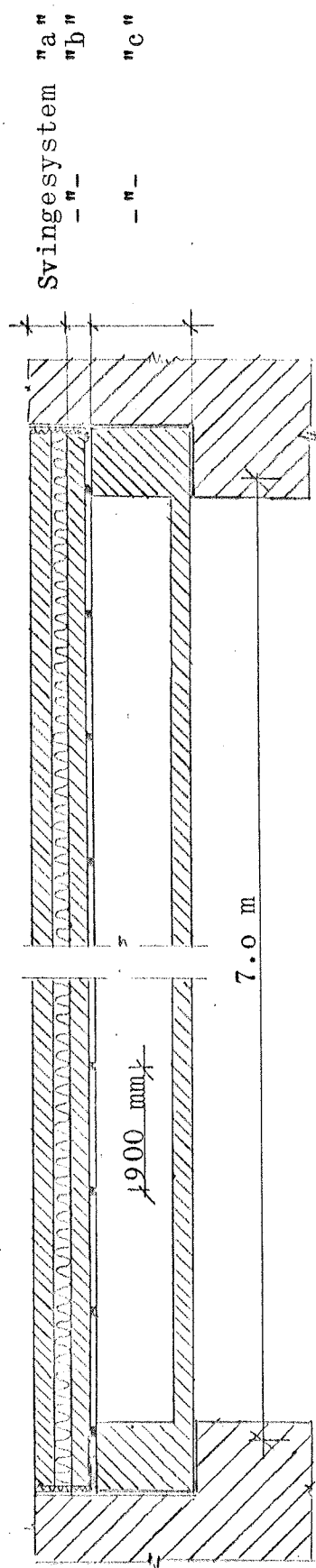
Grunnriss

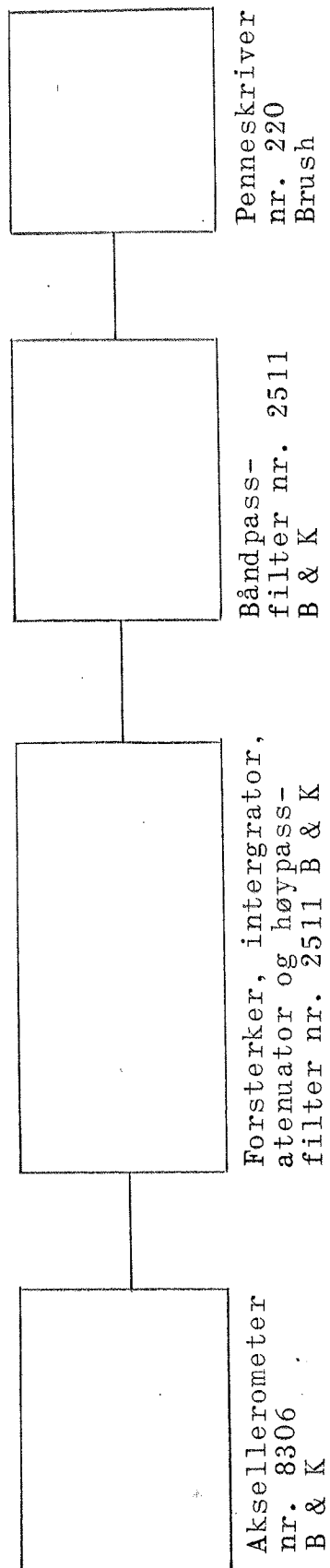
DINA-ELEMENT, NORCEM

GUMMIKILER

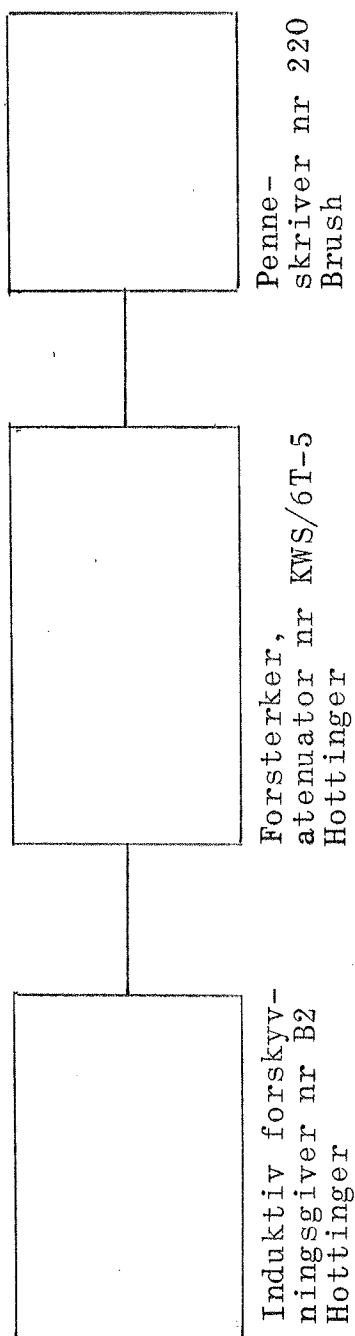
M=1/1

Mål i mm





B & K - Brüel & Kjær, Danmark.
 Brush - Brush instruments division, Clevite Corp, U.S.A.
 BLOKKSJEMA FOR VIBRASJONSMÅLINGER
 PIEZOELEKTRISK AKSELLEROMETER SOM GIVER
 Bilag 4



Hottinger - Hottinger Baldwin Messtechnik GMBH, Tyskland BLOKKSKEJEMA FOR VIBRASJONSMÅLINGER
 Brush - Brush instruments division, Clevite Corp. U.S.A. INDUKTIV FORSKYVNINGSGIVER.

OVERSIKT OVER GRENSEVERDIER FOR TILLATELIGE SVINGNINGS-
AMPLITUDER FOR STEREOKOMPARATOR (Wild STK-1).

Oppsatt på grunnlag av målinger ved en rekke europeiske institutter i 1970.

Alle verdier representerer ensidige toppverdier.

- 2.31 - Forstyrrelse av synsinntrykket ved at bildet beveger seg for observatørens øye:

Forskyvningsamplitude - $5 \cdot 10^{-6} \text{ m}$.

- 2.32 - Forstyrrelse av synsinntrykket ved at bilde og målepunkt beveger seg i forhold til hverandre:

Hastighetsamplitude - $3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$.

- 2.33 - Forstyrrelse av instrumentets justering:

Akselerasjonsamplitude - $1000 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^2$.

- 2.34 - Ødeleggelse av instrumentet:

Akselerasjonsamplitude - $5000 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^2$.

(Gjelder for en enkelt vibrasjonspåkjenning, for gjentatte vibrasjoner en lavere grense.)