

Vibrationspåverkan från tågtrafik på pålgrundlagd byggnad

Det ökande behovet av bostäder och kontorslokaler i storstäder innebär att även områden nära tätt trafikerade vägar och järnvägar måste utnyttjas. Dessa utrymmen har hittills förblivit oanvända, ofta på grund av potentiella miljöproblem såsom buller eller markvibrationer. När byggnader skall grundläggas i närheten av järnvägar ställs projektören inför ofta svårbedömda frågeställningar, exempelvis om och i vilken utsträckning vibrationsproblem kan uppstå i byggnaden.

Det saknas väldokumenterat underlag för den dynamiska dimensioneringen av byggnaders grundkonstruktion. En annan svårbedömd fråga är om, och i vilken utsträckning vibrationer förstärks på byggnadens övervåning. Föreliggande bidrag beskriver hur vibrationsproblematiken har lösts vid projekteringen och genomförandet av en kontors- och hotellbyggnad i närheten av den hårt trafikerade södra stambanan i Flemingsberg. Vibrationsutbredningen från tågtrafik har studerats med syftet att identifiera dominerande vibrationskällor längs järnvägen. Genom vibrationsmätningar i den pålgrundlagda byggnadens bottenvåning och övervåningar har det varit möjligt att bestämma genom mätningar hur de horisontella och vertikala vibrationskomponenterna förstärks från bottenvåningen och upp i byggnaden.

Projektet Flemingsbergsdalen

I Flemingsberg utvecklar Skanska en ny stadsdel som ska leva dygnet runt. I oktober 2014 påbörjades etapp 1 som innebär 185 hyreslägenheter, handel och ett torg. Dessutom byggs ett sportcenter med läktare för cirka 350 åskådare. Första etappen pågår till sommaren 2017. Etapp 2 pågår samtidigt där ett lägenhetshotell samt gym- och fitnessanläggning byggs. Denna etapp pågår till slutet av 2017. Responderande markområden kommer att bestå av en blandning mellan bostäder och kommersiella lokaler. Flemingsbergsdalen



K. Rainer Massarsch,
Geo Risk & Vibration AB (GRV AB)



Carl Wersäll, Jord och bergmekanik,
KTH och GRV AB



Figur 1: Projektet Flemingsbergsdalen är beläget intill fjärrtågs- och pendeltågsstationen (till vänster) och består av lägenhetshotell, bostäder och kommersiella lokaler. (Illustration SWECO).

gränsar till SJ:s fjärrtågsstation och pendeltågsstationen. De kommersiella lokalerna ligger ungefär 30 meter från spårområdet, figur 1.

Byggprojektet genomförs i två etapper, där under den pågående första etappen uppförs en byggnad som rymmer handel (ICA) och sport (sporthall). I nästa etapp byggs ovanpå den befintliga byggnaden ett lägenhetshotell med 6 respektive 9 våningar. Den högsta delen av lägenhetshotellet kommer att vara 32 meter hög. Byggnaden består av en kombinerad stål- och betongstomme med golv av förtillverkade prefabricerade element.

Geotekniska förutsättningar

Projektområdet utgörs huvudsakligen av glacial siltig lera och lera. Jordlagren består av en ytbeläggning på fyllning med en mäktighet av cirka 2 meter. Därunder finns ett löst till medelfast lager av postglacial finlera på morän/berg. Grundvattnets

trycknivå i friktionsjorden under leran varierar mellan nivå ca +30,4 – +31,1 vilket motsvarar ca 0,2 – 1,2 meter under markytan.

Lerans tunghet varierar mellan 16,5 och 18,5 kN/m³, med ett genomsnittsvärde av 17,5 kN/m³. Vattenkvoten ligger mellan ca 30 och 45 procent, med ett medelvärde av 40 procent. Flytgränsen är ca 10 procent högre än vattenkvoten och tyder på att leran är något överkonsoliderad. I den överkonsoliderade leran (torrskorpan) är den odränerade skjuvhållfastheten ca 30 – 50 kPa. Därunder följer normalkonsoliderad lera där den odränerade skjuvhållfastheten varierar mellan 10 – 20 kPa, med ett medelvärde för hela lerlagret av ca 18 kPa. Djupe till fast botten (morän/berg) varierar men uppskattas till mellan 5 och 15 meter.

Byggnadens grundläggning

Byggnadsarean är ca 50 x 110 meter (5 500 m²). Byggnaden är grundlagd på slagna

betongpålar typ SP2 som kompletterades med ett begränsat antal borrade pålar (stålkärnepålar). Den dimensionerande geotekniska bärförmågan (lasteffekten) är 1 000 kN. Pålarnas längd varierar inom området och uppskattas till mellan 5 och 20 meter. Pålarna har sin största längd i väster närmast järnvägen. Pålslängden avtar mot öster.

Pålarna är ojämnt fördelade under byggnaden och byggnadslasterna överförs till pålarna genom pålsulor, som bärs av ett varierande antal pålar. Små sulor (1 påle) är 0,45 meter höga; sulor för 3 till 4 pålar är 0,9 meter höga; sulor med fler än 4 pålar är 1,4 till 2,1 meter höga. Betonggolvet har en tjocklek av 0,25 meter och placerades på cellplast ovanpå pålsulorna.

På grund av byggnadens utformning och närheten till den hårt trafikerade järnvägen bedömdes att grundläggningen skulle analyseras med avseende på markvibrationer från tågtrafiken, eftersom det fanns risk för vibrationsförstärkning i byggnaden.

Pålgrundläggningens betydelse

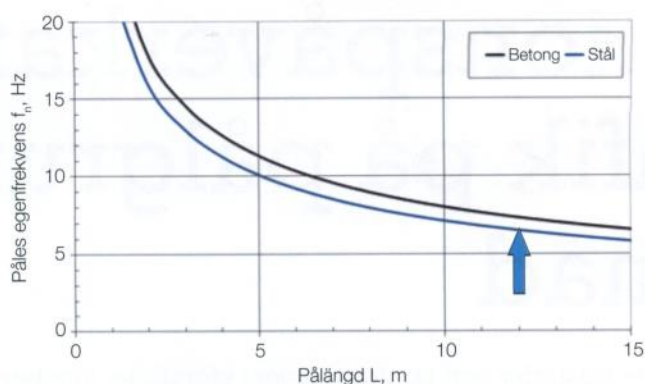
En vanligt förekommande uppfattning är att pålgrundlagda byggnader påverkas mindre av markvibrationer än byggnader med konventionell plattgrundläggning. Det saknas dock faktaunderlag för dessa antaganden. En enskild påles egenfrekvens kan beräknas enligt följande samband, som gäller strikt för en påle där dess egenvikt försummas

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c_p^2 \rho g}{\sigma L}} \quad (1)$$

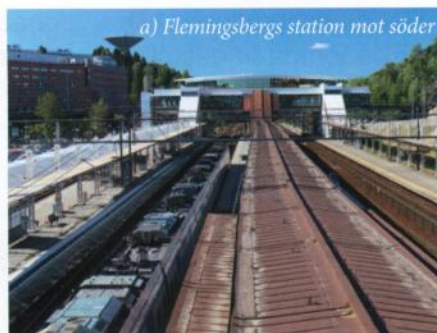
där: f_n = pålens egenfrekvens (Hz), C_p = kompressionsvågshastighet (m/s), ρ = pålens densitet (kg/m³), σ = vertikalspänning (kN/m²), L = pållängd (m) och g = tyngdacceleration. Med ledning av *ekv. (1)* kan den belastade pålens egenfrekvens uppskattas. Betongpålar av typ SP2 har en bärförmåga av 1 150 kN. För stålkärnepålar med samverkan mellan stål och påle har antagits en spänning av 100 MPa. Betongpålarna är av typ SP 2 och dess dynamiska egenskaper framgår av *tabell 1*.

Tabell 1. Betongpåle SP 2

Påltyp SP 2	Betong	Enhet
Påldensitet	2,45	kg/m ³
Pålsida	0,275	m
Area	0,0756	m ²
Vågshastighet betong	4000	m/s
Elasticitetsmodul	39000	MN/m ²



Figur 2. Resonansfrekvens för betongpålar och stålkärnepålar enligt *ekv. (1)* och *Tabell 1*. Den genomsnittliga pållängden har markerats.



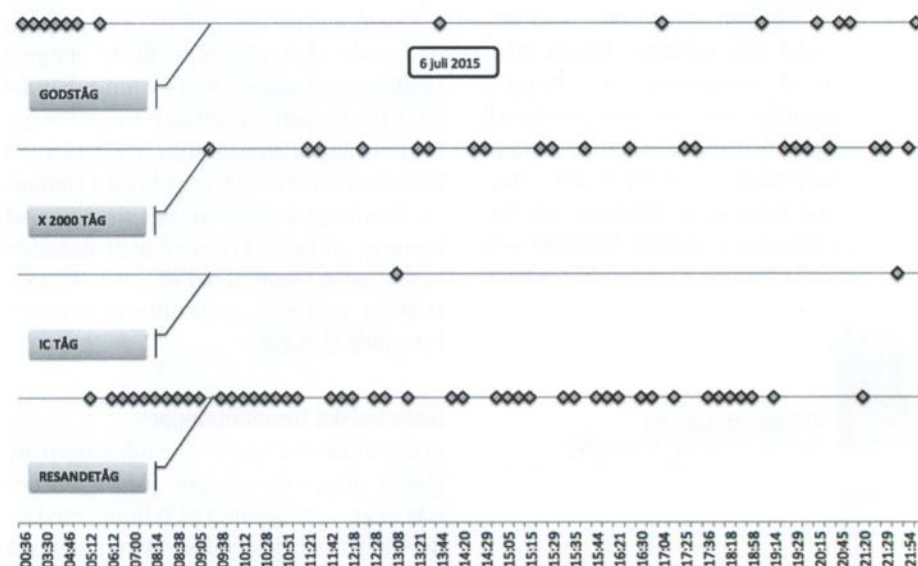
Figur 3. Flemingsbergs station med fem spår. Spåren är grundlagda på en ca 3 m hög bank på lera. Byggarbetena för lägenhetshotellet som ligger närmast spåret, hade påbörjats.

Resonansfrekvensen för betongpålar (SP 2) och stålkärnepålar har beräknats enligt *ekv. (4)* och redovisas i *figur 2*. Av *ekv. (1)* framgår att resonansfrekvensen minskar med ökad vertikalspänning och ökad pållängd. I det aktuella fallet med en genomsnittlig pållängd av 12 meter och en pållast av 1 150 kN är en enskild påles egenfrekvens $f_n \approx 7$ Hz. Av tågtrafik framkallade markvibrationer i mäktiga lerlager har ofta en dominerande frekvens mellan 5 till 10 Hz, dvs. inom samma frekvensintervall som en belastad påle. *Figur 2* motsäger således den ofta förekommande uppfattningen att en pålgrundlagd byggnad har hög styvhet.

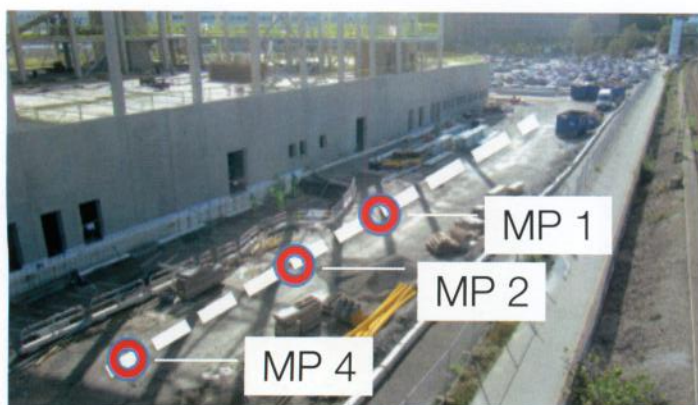
Den totala styvheten för en pålgrupp blir i många fall inte summan av de ingående enskilda pålarnas styvheter, utan mindre än denna. Man benämner detta grupp-effekt. För simuleringen av en pålgrundlagd påles dynamiska respons används lämpligen FEM-program.

Vibrationsmätningar för bedömning av markvibrationer från järnvägstrafik

Vid Flemingsbergs station finns fem tågspår och en spårutbyggnad planeras i framtiden, med ytterligare ett spår närmast den planerade byggnaden. Pålinstallation och gjutning av sulor och golv var vid mätningarna avslutade, *figur 3*.



Figur 4. Tågtrafiken under ett dygn där den tunga godstågstrafiken sker huvudsakligen nattetid.



Figur 5. Mätsektionen parallellt med tågspårerna ca 12 m framför byggnaden.



Figur 6. Svängningshastighetens maximalvärden i tre riktningar från godståg på spår 4 (ca. 25 m från spårmitt) för mätpunkt MP 1 och MP 2.

Flemingsbergs station är hårt trafikerad av lokaltåg (SL) som dock stannar i stationen och därför inte framkallar nämnvärda vibrationer. Tågtrafiken på stambanan består av godståg, resandetåg, IC tåg och X2000 tåg, som normalt passerar stationen i hög hastighet. Tåghastigheten har betydelse för markvibrationernas intensitet och mättes med en radarpistol. Den uppmätta tåghastigheten för passerande tåg varierade mellan 35 och 160 km/tim. I figur 4 visas tågpassager under ett dygn. De tunga godstågen passerar huvudsakligen kvälls- och nattetid. Därför är det viktigt att vibrationsmätningarna anpassas till tågtrafiken.

Markvibrationer från tågtrafik

För att undersöka om, och i vilken omfattning, det planerade lägenhetshotellet kommer att påverkas av tågtrafiken har omfattande vibrationsmätningar utförts. För att identifiera den huvudsakliga vibrationskällan vid passage av tåg intill byggnaden registrerades svängningshastigheten i tre mätsektioner parallellt och vinkelrätt mot järnvägsspåret. I figur 5 visas mätsektionen parallellt med järnvägsspåret samt mätpunkternas ungefärliga lägen.

Svängningshastigheten mättes med treaxiella geofoner av märke ABEM med ett frekvensområde av 4,5 – 1000 Hz. Geofonerna var nergrävda ca 0,3 meter under markytan. För mätningen tillämpades följande riktningssymboler: L: parallellt med spåret, T: vinkelrätt mot spåret, V: vertikalt.

Övervakning av tåg vibrationer

Markvibrationerna från olika tågtyper (godståg, resandetåg, IC tåg, X 2000 registrerades i detalj under två dagar). Tåghastigheten varierade avsevärt och låg mellan 35 och 160 km/tim. För att kunna fastställa den verkliga tåghastigheten är det nödvändigt att mäta den med radarutrustning, eftersom i tågtabellen angivna tåghastigheter inte är tillförlitliga. Svängningshastighetens tre komponenter registrerades i ett flertal sektioner. En av mätpunkterna låg utanför byggnaden på mellan 20 meter (spår 1) och 50 meter (spår 5) avstånd från respektive spår. De genomsnittliga maximalvärden av den vertikala svängningshastigheten låg omkring 0,2 mm/s men för

vissa tåg uppnåddes svängningshastigheter mellan 0,5 och 1,0 mm/s. Generellt var den vertikala svängningshastigheten störst.

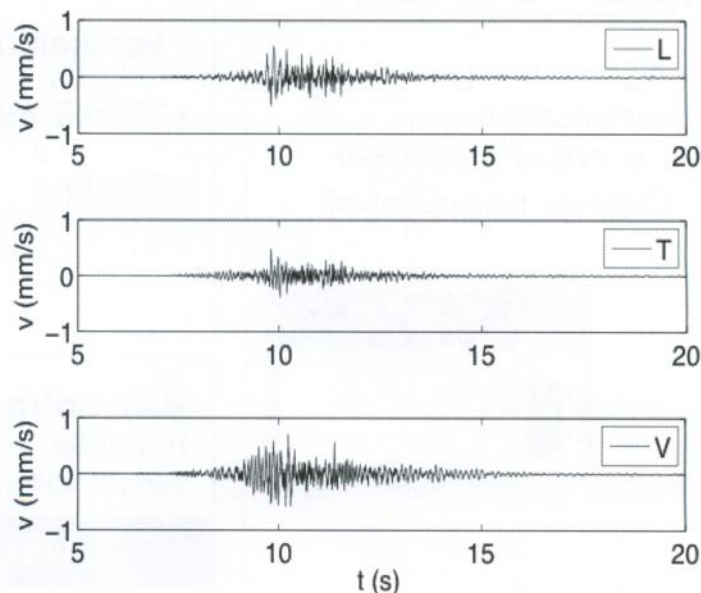
Under mätperioden (6 timmar) framkallade södergående godståg och norrgående resandetåg de starkaste vibrationer. Det kan noteras att X 2000 tåg endast i ett fall gav upphov till starka markvibrationer. Figur 6 visar den maximala svängningshastigheten som framkallades av godståg på spår 4 på cirka 25 avstånd från spårmitt. Tåghastigheten låg i genomsnitt omkring 160 km/tim men i ett fall var tåghastigheten endast 29 km/tim.

Vid alla mätningar var den vertikala komponenten störst, med ett undantag då ett godståg passerade i låg hastighet (29 km/tim) vid mätpunkt MP 1, där den transversella hastigheten (vinkelrätt mot spåret) var störst.

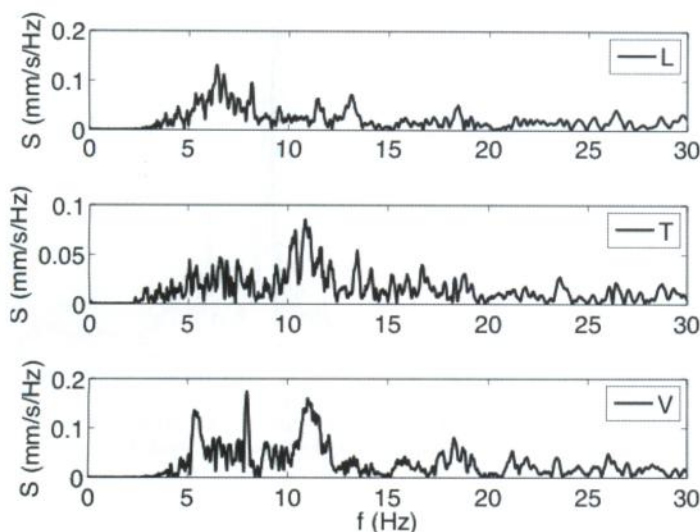
Analys av vibrationssignaler

För en tillförlitlig bedömning av markvibrationernas inverkan på den planerade byggnaden är det nödvändigt att utföra detaljerade analyser av svängningens tidsförlopp och frekvensinnehåll. Nedanstående exempel visar vibrationssignal som framkallades av ett norrgående IC tåg som framfördes med en hastighet av 158 km/tim. Svängningshastighetens tidsförlopp i mätpunkt MP 4, som var belägen på 65 m avstånd från spåret, visas i figur 7. Tidsförloppet är kort på grund av den höga tåghastigheten (160 km/tim). Den vertikala svängningskomponenten (V) är 0,7 mm/s och betydligt större än den transversella (T) och longitudinella (L) riktningen.

Frekvensinnehållet av ett svängningsförlopp är av stor betydelse vid bedömningen av vibrationsförstärkning i en byggnad. Därför är det viktigt att bestämma frekvensinnehållet av olika svängningskomponenter.



Figur 7. Svängningshastighetens tre komponenter i mätpunkt MP 4 på 65 m avstånd från spår 1, jfr Figur 5.



Figur 8. Frekvensspektra av tidssignalerna enligt Figur 7.

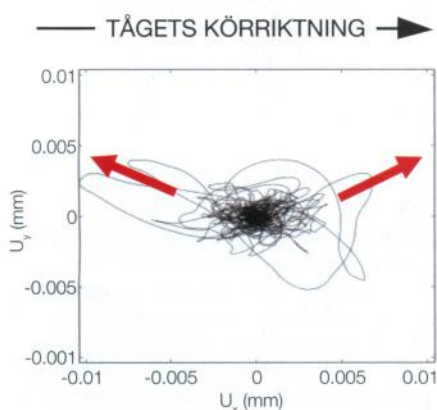
Den vertikala svängningen (V) kommer att påverka i första hand golv och horisontella bjälklag medan de horisontella svängningarna (L, T) är av betydelse för byggnads stomme och väggar.

Figur 8 visar tidssignalens frekvensinnehåll för respektive svängningsförlopp enligt figur 7. De dominerande frekvenserna är olika för respektive svängningskomponent. Den longitudinella svängningen (vågutbredning i spårriktning) har ett tydligt maximum omkring 7 Hz. Den transversella svängningen genererar det starkaste vibrationerna omkring 11 Hz. Den vertikala svängningskomponenten uppvisar flera frekvenstoppar, vid 5,5, 8 och 12 Hz. Det är intressant att notera skillnaden

i dominerande frekvenser för olika svängningskomponenter. Denna information är av betydelse vid bedömning av risken för vibrationsförstärkning i en byggnad och dess övervakning.

Lokalisering av vibrationskällor längs spåret

Vid riskbedömningen av vibrationspåverkan från tågtrafik är det viktigt att kunna identifiera var längs ett spår de starkaste vibrationerna uppstår. Ofta antas att vibrationerna är starkast när tåget passerar mät punkten. För att kunna identifiera dominerande vibrationskällor längs ett tågspår har svängningshastighetens tre komponenter integrerats och vektorn av förskjutningssamplitudernas variation med tiden redovisats i plan eller som vertikal profil. Figur 9 visar den horisontella vektorns variation med tiden i mät punkt MP 4, där pilarna mot spåret indikerar områden med högre vibrationsutstrålning längre bort från mät punkten. Utan treaxiell vibrationsmätning hade det varit svårt att identifiera denna effekt, som är av betydelse för vibrationsbedömningen.



Figur 9. Resultaterande förskjutningsamplitud (vektor) i plan av förskjutningskomponenterna L och T i mät punkt MP 4, jfr Figur 7. Pilarna indikerar sannolika områden med högre vibrationsutstrålning längs spåret för det norrgående tåget.



Figur 10. Responsmätning på tre våningsplan under byggnadens uppförande.



Figur 11. Vibrationsmätning i två riktningar med vertikal geofon på plan 1. Exciteringen genom hopp på ca 1 m avstånd från mät punkten.

stötexcitering. Därefter mättes byggnadens respons på olika våningsplan vid tågpassage för att undersöka risken för vibrationsförstärkning.

Stötrespons av bjälklag

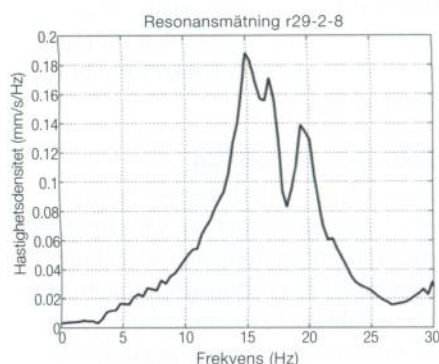
Byggnadens underbyggnad består av en styv betongkonstruktion. Överbyggnaden utgörs av en kombination av betong- och stålpelare. För golvkonstruktionen användes prefabricerade betongplattor, figur 10. Exciteringsmätningarna genomfördes på våningsplan 3 (mp 1 och 2), plan 2 (mp 5 och 6) och plan 1 (mp 9, 10, 13, 29, 31, 33). Mätpunkternas position valdes i samråd med byggnadsdynamikern. En vy av byggnaden där mätningarna utfördes visas i figur 10. Byggnadens dynamiska förutsättningar varierar i olika delar av byggnaden. Plan 1 består av sammanfogade betongelement medan golven på våningsplan 2 och 3 i sin nuvarande utformning är upplagda på pelare.

Ett exempel på en exciteringsmätning på plan 1 visas i figur 11. En vertikal geofon placerades i mittpunkten av ett plattlement. Geofonen kalibrerades innan mätningarna påbörjades och hade hög känslighet inom frekvensområdet 3 – 100 Hz. Exciteringen skedde genom upprepade hopp på ca 1 till 3 meters avstånd i två vinkelräta mätriktningar. Avståndet varierades så att exciteringen i vissa fall skedde på ett intilliggande plattlement.

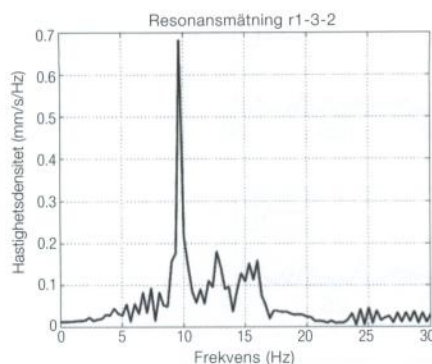
Det finns tydliga skillnader i den dynamiska responsen mellan golvet på den styva betongkonstruktionen (våning 1) och betongplattorna upplagda på betongpelare (våning 2).

Bestämning av egenfrekvenser

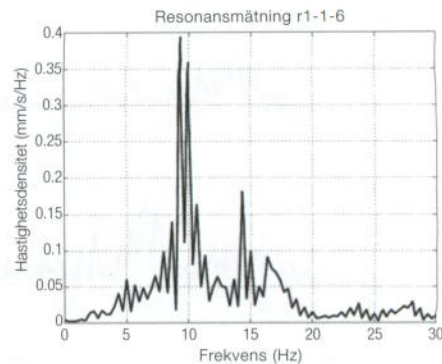
Syftet med exciteringsmätningarna var att bestämma egenfrekvenserna för golv på olika våningsplan. Exciteringen kunde utföras endast i vertikal riktning. Tidssignalerna överfördes från tids- till frekvensdomän och frekvensinnehållet bestämdes genom Fourieranalys (FFT). I varje frekvensspektrum identifierades den största amplituden, som benämndes "egenfrekvens". Många frekvensspektra uppvisar dock två eller fler resonanstoppar, där amplituden av den andra egenfrekvensen



Figur 12. Våningsplan 1, frekvensspektrum med dominerande frekvenser vid 15 – 17 Hz och 20 Hz.



Figur 13. Våningsplan 2, frekvensspektrum med dominerande frekvenser vid 10 Hz.



Figur 14. Våningsplan 3, frekvensspektrum med dominerande frekvenser vid 10 och 14 Hz.

i vissa fall kan vara nästan lika stor. Detta är naturligt eftersom flera svängningsmoder exciteras. I figur 12 till figur 14 visas frekvensspektra för våningsplan 1, 2 och 3. Egenfrekvensen på våningsplan 1 ligger mellan 15 och 20 Hz, jämför figur 12. På våningsplan 2 och 3 finns en tydlig resonanstopp vid 9 och 10 Hz.

Den dominerande vibrationsfrekvensen på våningsplan 3 varierar mellan 9 och 13 Hz. På våningsplan 2 är de dominerande frekvenserna något lägre, och ligger inom intervallet 8 – 10 Hz. För bedömningen av lägenhetshotellet respons är mätresultaten från våningsplan 1 av intresse. Inom den södra delen av byggnaden varierar de dominerande frekvenserna mellan 7 och 13 Hz. Inom det blivande lägenhetshotellet, som består av en styvare betongkonstruktion, är de dominerande frekvenserna betydligt högre, och ligger mellan 15 och 22 Hz. Det finns två tydliga frekvenstoppar, en omkring 15 – 17 Hz och den andra omkring 20 – 22 Hz. Spridningen av frekvensvärdena mellan olika delar av byggnaden beror på byggnadens utformning, figur 10. Plan 2 och 3 inom ICA/Sporthall utgörs av en vekare pelarkonstruktion med upplagda plattlement, som resulterar i lägre egenfrekvenser. Däremot består den delen av byggnaden, där lägenhetshotellet kommer att uppföras, av betydligt styvare betongelement, som resulterar i markant högre egenfrekvenser. Högre egenfrekvenser är fördelaktiga ur vibrationsförstärkningssynpunkt eftersom tågtrafiken genererar låga frekvenser.

Bestämning av dämpningen

Utifrån tidssignalen är det möjligt att beräkna golvens dämpning. Det logaritmiska dekrementet δ kan beräknas med ledning av följande samband

$$\delta \sim \ln \frac{x_1}{x_2} \quad (5)$$

där x^1 och x^2 är vibrationsamplituden vid två följande svängningscykler. I det aktuel-

la fallet har generellt maximalvärdet av den första och den andra svängningscykeln använts. Med kännedom om det logaritmiska dekrementet kan sedan dämpningen ζ beräknas

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{(2\pi)^2 + \delta^2}} \quad (6)$$

Systemdämpningen anges vanligtvis i procent och återspeglar hur vibrationsamplituden minskar efter exciteringen. Dämpningen är lägst inom den veka pelarkonstruktionen där den varierar mellan 2 och 20 procent men är betydligt högre (8 – 25 procent) inom den delen av byggnaden där lägenhetshotellet kommer att uppföras.

Sammanfattning

Ett flertal byggnader uppförs för närvarande i Flemingsberg nära järnvägen mellan Stockholm och Södertälje. Området utgörs av lös till medelfast lera av varierande mäktighet, som överlagras morän och därunder berg. Byggnaden är grundlagd på en styv betongplatta som vilar på huvudsakligen slagna betongpålar. Med stöd av ovan redovisade mätningar kan följande slutsatser dras:

Tågtrafiken i såväl södergående som norrgående riktning framkallar markvibrationer. Generellt är markvibrationerna starkast vid passage av södergående tåg (på spår 5 närmast lägenhetshotellet) som framförs med hög hastighet (160 km/tim).

Markvibrationerna är störst närmast järnvägsbanken och minskar med ökande avstånd. Den vertikala vibrationskomponenten är störst. Den högsta vibrationsnivån i marken utanför byggnaden ligger strax under 1 mm/s (ofiltrerat värde).

Pålgrundläggningen har ingen nämnvärd vibrationsreducerande inverkan på grundkonstruktionens respons.

Vibrationernas våglängd varierar mellan 9 och 17 meter. Våglängden är betydligt kortare än bottenplattans storlek. Detta förhållande har en gynnsam effekt på vibrationsöverföringen från marken till byggnaden.

Vibrationerna på byggnadens bottenplatta är i genomsnitt endast 30 till 50 procent av vibrationsnivån i motsvarande mätpunkter på markytan. Detta innebär att markvibrationerna i byggnadens bottenplatta minskar med mellan 50 och 70 procent. Orsaken för denna vibrationsreducering är med stor sannolikhet bottenplattans höga styvhet och stora dimension, jämfört med markvibrationernas våglängd.

Golven inom det blivande lägenhetshotellet med styv betongkonstruktion har en hög egenfrekvens (mellan 18 och 22 Hz) samt hög dämpning (okring 5 till 8 procent). Egenfrekvenserna är lägre (10 Hz) inom den vekare delen av överbyggnaden. ■

Läs mer:

Litteratur om trafikvibrationer:

www.georisk.se/web/page.aspx?refid=17

Flemingsbergsdalen projektet:

<http://flemingsbergsdalen.skanska.se/>
SGF Informationsskrift Markvibrationer:
www.sgf.net/web/page.aspx?refid=2656

Tack!

Ett stort tack till projektets byggchef, Daniel Bendelin, Skanska samt Lotta von Schéele, Geosigma Projektledning AB, som har visat stort intresse och stöd så att mätningarna kunde utföras samtidigt som byggnadsarbetena pågick. Simon Ristovski, SWECO Structures AB har genomfört byggnadsdynamiska simuleringar och medverkat vid planeringen av exciteringsmätningarna. Kent Lindgren, Keli Mätteknik har med stor kompetens och skicklighet utfört vibrationsmätningarna, även nattetid och under pressade förhållanden.

I vårt artikelarkiv finner du alla artiklar publicerade i Bygg & teknik ner till 1997.

Besök vår hemsida:
byggteknikforlaget.se