

Göteborg, Kv Immeln

Geoteknisk PM - underlag för detaljplan

2018-06-26 reviderad 2018-11-02

Göteborg, Kv Immeln

Geoteknisk PM - underlag för detaljplan

2018-06-26 reviderad 2018-11-02

Beställare: Liseberg AB
Box 5053
402 22 Göteborg

Beställarens representant: Lars-Erik Hedin

Konsult: Norconsult AB
Box 8774
402 76 Göteborg

Uppdragsledare: Bengt Askmar, Norconsult
Mikael Lindström, GEOS

Handläggare: Jesper Petersson (berg/ radon), GEOS
Mikael Lindström (geoteknik), GEOS
Mathias Petersson (geoteknik), GEOS

Uppdragsnr: 104 18 22

Filnamn och sökväg: N:\104\18\1041822\5 Arbetsmaterial\01
Dokument\G\Beskr PM\PM\PM_2018-06-26 rev
2018-11-02.docx

Kvalitetsgranskad av: Bengt Askmar, Norconsult
Mikael Lindström, GEOS

Innehållsförteckning

1	Förutsättningar	4
2	Syfte	6
3	Styrande dokument	6
4	Underlag för Geoteknisk PM	6
5	Befintliga förhållanden	6
5.1	Topografi och erosion	6
5.2	Geotekniska förhållanden	8
5.3	Bergtekniska förhållanden	9
5.4	Hydrogeologiska förhållanden	10
6	Härledda egenskaper	11
6.1	Odränerade egenskaper	11
6.2	Dränerade egenskaper	12
7	Stabilitet	12
7.1	Geoteknisk kategori, säkerhetsklass och laster	12
7.2	Omräkningsfaktorer	13
7.3	Karakteristiska värden	14
7.4	Dimensionerande värden	15
7.5	Indata till beräkningsprogram	16
7.6	Antaganden	17
7.7	Resultat	17
7.8	Känslighetsanalys	20
7.8	Sammanfattning	21
8	Sättningar	21
9	Radon	22
10	Bergras och blocknedfall	23
11	Rekommendationer	23
11.1	Stabilitet	23
11.2	Grundläggning	24
11.3	Markplanering/sättningar	24
11.4	Radon	25
11.5	Kontrollåtgärder/omgivningspåverkan	25

Ritningar

Plan, stabilitet

G121

Bilagor

Stabilitetsberäkningar, befintliga förhållanden

Bilaga A:1-A:6

Stabilitetsberäkningar, framtida förhållanden

Bilaga B:1-B:8

Stabilitetsberäkning, stabilitetsförbättrande åtgärd

Bilaga C:1-C:2

Stabilitetsberäkning, känslighetsanalys, förhöjt porttryck

Bilaga D

Plan-, och profilritningar E6/E20 Göteborg

Bilaga E:1-E:3

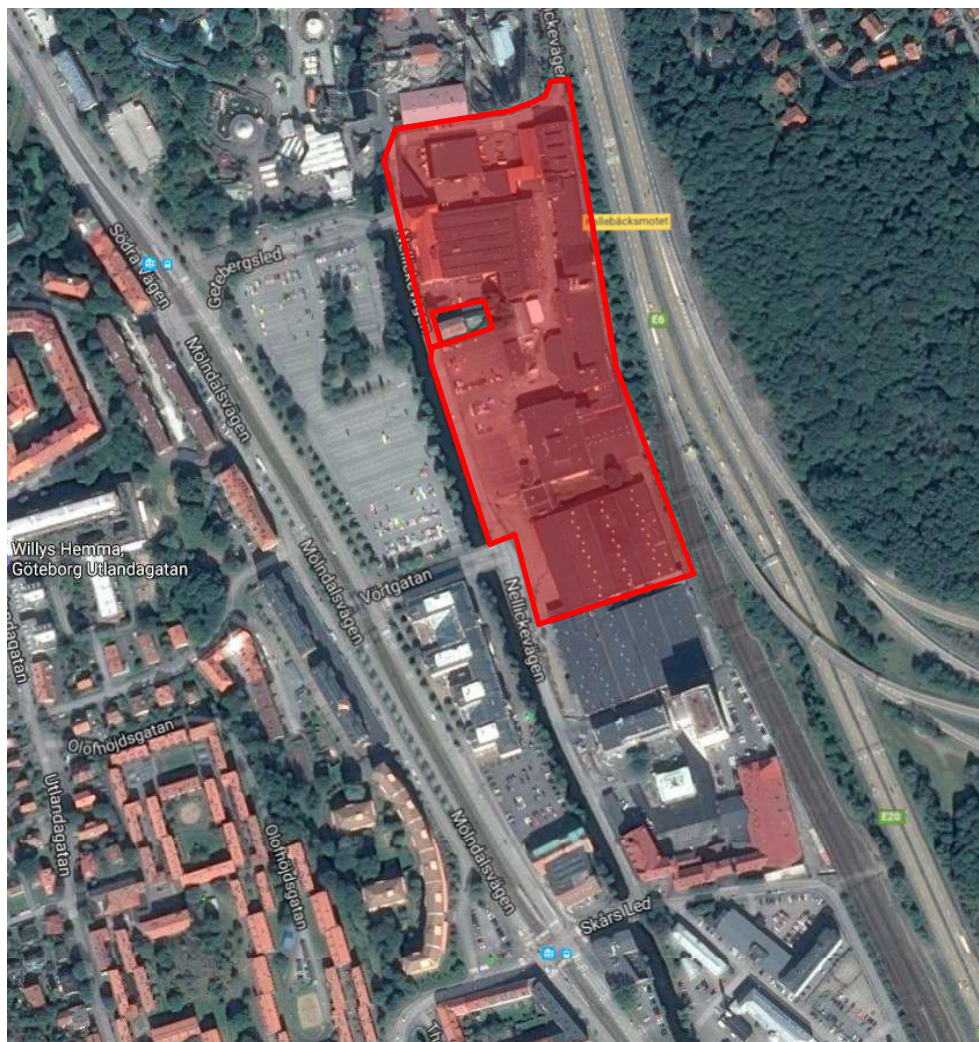
Rapport, Inventering av mur

Bilaga F

Sektionsritningar för hotell och vattenland

Bilaga G

Området för etapp 2 av detaljplanerna är beläget direkt söder om Liseberg nöjespark, på östra sidan av Mölndalsån och väster om E20, se även figur 1.2. Syftet med denna detaljplan är att hantera frågor gällande en säkerställd brynzon genom flytt av Nellickevägen samt framtida utveckling av nöjesparken.



Figur 1.2 Kv Immeln, aktuellt område för etapp 2 ungefärligt markerat med rött.

(<https://www.google.se>)

2 Syfte

Avsikten med utredningen är att klarlägga de bergtekniska- och geotekniska förutsättningarna för detaljplanerna.

3 Styrande dokument

Denna PM ansluter till SS-EN 1997-1 med tillhörande nationell bilaga. Nedan uppräknade tillämpningsdokument har använts i beräkningarna:

- IEG:s tillämpningsdokument Rapport 2:2008, Rev 2 "Grunder"
- IEG:s tillämpningsdokument Rapport 6:2008, Rev 1 "Slänter och bankar"

4 Underlag för Geoteknisk PM

Geotekniska fält- och laboratorieundersökningar har utförts i aktuellt område och redovisas separat i "Markteknisk undersökningsrapport, geoteknik (MUR/Geo)", daterad 2018-06-26 och med samma uppdragsnummer som denna rapport.

5 Befintliga förhållanden

5.1 Topografi och erosion

För detaljer avseende topografi för aktuellt område, se ritning G111-G113 i MUR/Geo angiven under kapitel 4.

Ettapp 1

Aktuellt område utgörs väster om ån till största delen av hårdgjorda parkeringsytor. I den sydöstra delen av detaljplanen, öster om Mölndalsån, utgörs området av industrilokaler och Nellickevägen.

Mellan Mölndalsvägen och Mölndalsån strax norr om områdets centrala del finns ett område med berg i dagen (ca 50·30 m² stort).

Markytans nivåer inom områdets norra del varierar mellan ca +5 och +7,5 och i områdets södra del mellan ca +2,5 och +5. I anslutning till Mölndalsån varierar markytans nivåer mellan ca +2 á +3. I bergspartiet väster om Mölndalsån kan nivåer uppemot ca +9 förekomma.

Etapp 2

Aktuellt område utgörs i huvudsak av hårdgjorda ytor i form av parkeringsytor samt av industribyggnader. Markytans nivå i området ligger generellt omkring +2 á +3. Längst i öst ökar markytans nivå däremot och ligger som högst på nivå ca +6.

Mölnbalsån

Lodningar har tidigare utförts i Mölnbalsån i 2 sektioner (1-2). En tredje lodning har även utförts precis söder om Vörtgatan från bron över Mölnbalsån. Nivån på åbotten bedöms utifrån nu och tidigare utförda lodningar ligga på mellan ca -1 till ca -0,5.

Vid Mölnbalsåns västra strand, i områbets norra del, finns idag en stenmur (se ritning G121). När lodning utfördes för sektion 1 så noterades att stenmuren vilar på en rustbädd som sannolikt är grundlagd på träpålar. Vid Mölnbalsåns östra strand finns det idag också en "kajkonstruktion" som består av betong som vilar på en rustbädd som bedöms vara grundlagd på träpålar.



Figur 5.1 Mölnbalsån, norra delen av området, vy från norr med stenmur väster om ån.

Längre söderut vid Mölnbalsåns västra strand består marken sannolikt enbart av slänt ner mot ån. Vid platsbesök (2009) fanns inga tecken på pågående erosion, detta gäller även vid platsbesök i januari 2016. Vidare är vattenhastigheten i Mölnbalsån låg och ån är väldigt rak vilket är gynnsamt ur erosionssynpunkt. Mölnbalsån är också relativt grund.



Figur 5.2 Mölndalsån, södra delen av område, vy från söder med naturlig slänt väster om ån och stödmur öster om ån.

5.2 Geotekniska förhållanden

Enligt tidigare utförda undersökningar består jordlagren från markytan i huvudsak av:

- **Fyllning** till ca 1,5 å 2 m djup.
- **Gyttjig lera** till mellan ca 4 – 8 m djup.
- **Lera** till som mest ca 20 m djup.
- **Friktionsjord** med varierande mäktigheter.

Fyllningen består av asfalt, grus, lera, sand, silt och rivningsrester såsom tegel och äldre husgrunder.

Den **gyttjiga leran** har störst mäktighet närmast Mölndalsån och minst inom områdets nordvästra del (inom Etapp 1). Skalrester kan även förekomma i den gyttjiga lera. Dess vattenkvot respektive konflytgräns varierar mellan ca 90 – 110% respektive ca 70 – 100%. Sensitiveten uppmätt från konprov varierar mellan ca 5 och 10, dvs den gyttjiga lera är låg- till mellansensitiv. Densiteten ligger kring 1,5 kN/m³.

Enligt utförda ving-, kon- och direkta skjuvförsök varierar den odränerade skjuvhållfastheten (okorrigerad) mellan ca 16 och 20 kPa. Hållfastheten korrigerad mot konflytgränsen, c_{uk} , redovisas i figur 6.1.

Närmast den underliggande leran har vid tidigare sonderingar ett tunt skikt av silt och skalrester noterats.

Leran har störst mäktighet i de centrala och södra delarna av området, både öst och väst om ån i Etapp 1 och 2. Skalrester förekommer i leran. Vattenkvoten och konflytgränsen varierar mellan ca 40 – 100% respektive ca 40 – 80%. Sensitiviteten uppmätt från konprov ligger i huvudsak kring 40, dvs leran är högsensitiv och kan därmed vara känslig för störningar. Den högsensitiva leran förekommer främst i de centrala delarna av området, väst om Mölndalsån i Etapp 1. Densiteten ligger i huvudsak kring 1,5 å 1,6 kN/m³.

Enligt utförda ving-, kon och direkta skjuvförsök varierar den odränerade skjuvhållfastheten (okorrigerad) mellan ca 15 och 30 kPa. Hållfastheten korrigerad mot konflytgränsen, c_{uk} , redovisas i figur 6.1.

Friktionsjorden under leran är enligt tidigare sonderingar överst relativt löst lagrad och består sannolikt av sand och silt med inslag av lerskikt. Den undre delen av friktionsmaterialet är däremot fastare och består sannolikt av moränjord med inslag av block. I områdets centrala delar är friktionsjordens mäktighet som störst. Friktionsjordens mäktighet varierar kraftigt i området, mellan ca 1-16 m enligt utförda jordbergsonderingar.

I nordvästra delen av Etapp 1 är tjockleken på leran liten och jordlagren utgörs i huvudsak av friktionsjord av sand och silt med tunna lerskikt.

5.3 Bergtekniska förhållanden

Inom etappområdena exponeras berggrunden endast norr om den centrala delen av Etapp 1. En bergslänt finns även i omedelbar anslutning till den nordvästligaste delen av Etapp 1, strax söder och öster om parkeringshuset på Södra vägen 70. Denna slänt är till stora delar täckt av vegetation och i brantare delar har potentiellt lösa block förankrats med bergbult.

Berggrunden utgörs uteslutande av medelkornig granitisk till granodioritisk gnejs, vars gnejsighet stupar medelbrant (40–50°) mot västsydväst. Gnejsigheten stupar något brantare (65–70°) i slänten vid parkeringshuset. Glimmerinnehållet uppgår uppskattningsvis till 10–15 %.

Två väldefinierade sprickorienteringar har identifierats; en som sammanfaller med bergartens gnejsighet medan den andra är orienterad i det närmaste vinkelrät mot gnejsigheten (stupar 50–70° åt ostnordost). Dessutom förekommer ett antal

vertikala till brant stupande sprickor med varierande strykriktning. Tillsammans bildar sprickorna block med kantmått på ungefär 0,6–1 m och RQD bedöms generellt till > 80 %. Sprickytorna är genomgående råa och plana utan synlig fyllning. Inga svaghetszoner eller områden med avvikande bergkvalitet har påträffats i det undersökta området.

5.4 Hydrogeologiska förhållanden

Vattenståndet i Mölndalsån är reglerat enligt vattendom från 1955 (Dom A47/1955). Vattenståndsnivån regleras med dammluckor vid Gårda dämme samt genom nya slussportar vid Drottningtorget. Tillåten lägsta lågvattennivå (LLW) är enligt vattendomen +1,2.

Vattenståndsnivåer (i höjdsystem RH 2000) i Mölndalsån, enligt vattendom från 1955 (Dom A47/1955):

- Högsta högvattennivå (HHW) +1,8
- Medelvattennivå (MW) +1,5
- Lägsta lågvattennivå (LLW) +1,2

Vid det tidigare undersökningstillfället i oktober 2009 noterades en fri vattenyta i skruvprovtagningshål 100 i norra delen av området på ca 1,5 m djup. I punkt 102 var det torrt ner till minst 1,6 m djup. För skruvprovtagningsspunkt 104 som ligger i södra delen noterades en fri vattenyta på ca 2 m djup.

Vid undersökningstillfället i januari 2017 kunde en fri vattenyta för borrhål NC101, NC102 och NC106 som ligger längst i öster av detaljplaneområdet uppmätas på mellan 1,7 m, 1,9 m respektive 1,5 m djup under befintlig markyta. För borrhål NC103-NC105 som ligger mer centralt, öster om Mölndalsån, kunde en fri vattenyta uppmätas på 1,3 m djup under markytan för borrhål NC103 och 1,8 m för övriga borrhål.

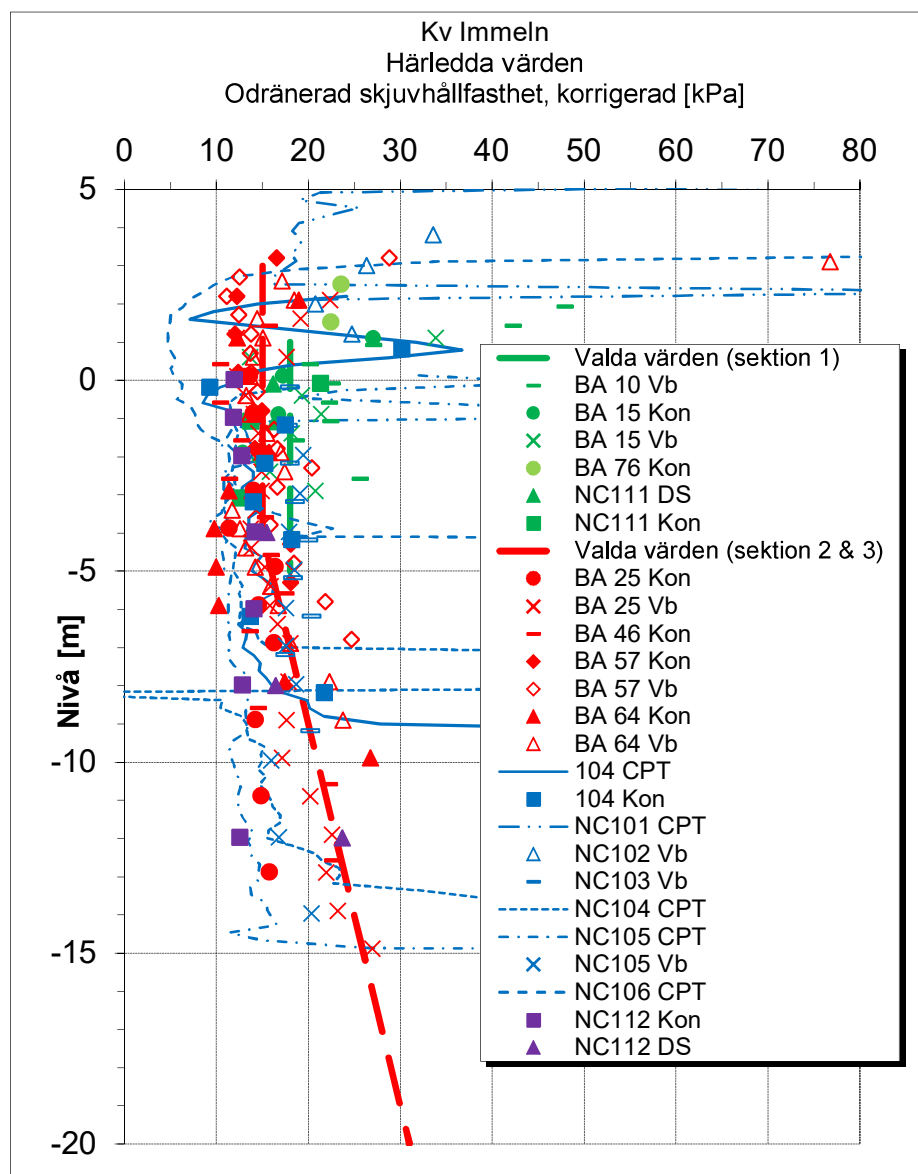
Vid undersökningstillfället i maj 2018 uppmättes en fri vattenyta för borrhål NC111 och NC112 NC102 på ca 1,4 m djup under befintlig markyta. I punkt NC111 installerades även ett grundvattenrör på ca 8,5 m djup (nivå ca -5,6) i friktionsjorden under leran. Mätningar utförda under juni 2018 visade på en grundvattenyta ca 0,7 m djup (nivå ca +2,2) under befintlig markyta.

Enligt tidigare undersökningar installerades grundvattenrör i 3 punkter (se BA25, BA50 och BA58 på ritning G101 i Rgeo). Grundvattenrören installerades i friktionsjorden under leran och grundvattenytan uppmättes till nivåerna +2,3, +3,7 och +3,0 vilket motsvarade ca 0,8 m, 3,1 m respektive 2,0 m under dåvarande markyta.

6 Härledda egenskaper

6.1 Odränerade egenskaper

Härledda och valda värden för lerans korrigerade odränerade skjuvhållfasthet redovisas i figur 6.1 och tabell 6.1 (med linjär interpolation mellan värden). Gröna markeringar är för sonderingar som representerar hållfasthet vid den norra delen av Mölndalsån. Röda, blå och lila representerar övriga områden där blåa och lila är nu utförda sonderingar och röda är tidigare utförda.



Figur 6.1 Härledda och valda värden, korrigerad odränerad skjuvhållfasthet.

Tabell 6.1 Valda värden, korrigerad odränerad skjuvhållfasthet

Nivå [m]	Sektion 1 $c_{u, \text{kor}} [\text{kPa}]$	Sektion 2 & 3 $c_{u, \text{kor}} [\text{kPa}]$
+3	-	15
+1	18	15
-4	-	$15 + 1,0 \cdot z$, där $z=0$ på nivå -4

6.2 Dränerade egenskaper

Kohesionsjordens dränerade hållfasthetsparametrar bestäms empiriskt enligt:

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$c' = 0,1 \times c_u$$

Dessa empiriska värden ska ses som karakteristiska, vilket medför att $\eta=1,0$ skall tillämpas.

7 Stabilitet

7.1 Geoteknisk kategori, säkerhetsklass och laster

Dimensionering och beräkningar för stabiliteten i området har utförts i geoteknisk kategori 2, GK 2 samt i säkerhetsklass 2, SK 2.

- SK2 $\rightarrow$ Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass $\gamma_d = 0,91$
 $\rightarrow$ $F_{EN} = 1,0$

Trafiklaster (karakteristiska värden) för odränerad analys väljs enligt TK Geo 13 Version 2.0, Publikation 2013:0667 till 15 kPa:

Dimensionerande laster uppgår därmed till:

$$\gamma_d \times 1,4 \times Q = 0,91 \times 1,4 \times 15 = 19,1 \text{ kPa}$$

Inom aktuella planområden har en utbredd ”trafiklast” av 5 kPa antagits (karakteristiskt värde) för parkeringsytor och GC-vägar.

Dimensionerande last för detta blir då:

$$\gamma_d \times 1,4 \times Q = 0,91 \times 1,4 \times 5 = 6,35 \text{ kPa}$$

I kombinerad analys har ingen reduktion av lasten för parkeringsytor gjorts då lasten primärt består av parkerade fordon vilka skulle potentiellt kunna stå där under en längre period och därmed bidra till en ökad spänning i jorden vid dränerade förhållanden.

7.2 Omräkningsfaktorer

Då olika jordmodeller och sonderingspunkter utnyttjats för de tre olika beräkningssektionerna har omräkningsfaktorer tagits fram för sektionerna separat.

Sektion 1 och 4

Antalet oberoende undersökningspunkter $n=4$ st (BA10, BA15, BA76 och NC111). Leran förutsätts motsvara ”gyttjig lera”.

$$\eta_{(1,2)}=0,9$$

Tre olika metoder har använts (konförsök, vingsondering och direkta skjuvförsök) för att bestämma c_u och dessa bedöms ha en liten spridning i resultat.

$$\eta_{(3)}=1,1$$

Bröttytan bedöms vara liten men jordlagren har ingen svag zon.

$$\eta_{(4,5,6,7)}=1,0$$

För dimensionering av slänter och bankar sätts

$$\eta_{(8)}=1,0$$

Sammantaget ger detta:

$$c_u = \eta_{(1,2)} \times \eta_{(3)} \times \eta_{(4,5,6,7)} \times \eta_{(8)} = 0,9 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 = 0,99$$

Sektion 2 och 3

Antalet oberoende undersökningspunkter $n > 7$ st (BA25, BA57, BA64, 104, NC103, NC104, NC105, NC106, NC112 mfl).

Leran förutsätts motsvara ”gyttjig lera”.

$$\eta_{(1,2)} = 1,0$$

Fyra olika metoder har använts (CPT, konförsök, vingsondering och direkta skjuvförsök) för att bestämma c_u och dessa bedöms ha en liten spridning i resultat.

$$\eta_{(3)} = 1,1$$

Bröttytan bedöms vara liten men jordlagrena har ingen svag zon.

$$\eta_{(4,5,6,7)} = 1,0$$

För dimensionering av slänter och bankar sätts

$$\eta_{(8)} = 1,0$$

Sammantaget ger detta:

$$c_u = \eta_{(1,2)} \times \eta_{(3)} \times \eta_{(4,5,6,7)} \times \eta_{(8)} = 1,0 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 = 1,1$$

7.3 Karakteristiska värden

Det karakteristiska värdet för en materialparameter definieras som:

$$X_k = \eta \times X$$

Tabell 7.1 Karakteristiska hållfasthetsvärden för sektion 1 och 4, släntstabilitet

Nivå [m]	c_u [kPa]	$c'_k (= 0,1 \times c_u)$ [kPa]
+1 till -4	17,8	1,78

Tabell 7.2 Karakteristiska hållfasthetsvärden för sektion 2 och 3, släntstabilitet

Nivå [m]	c_u [kPa]	$c'_k (= 0,1 \times c_u)$ [kPa]
+3 till -4	16,5	1,65
-20	34,1	3,41

Givna värden gäller för leran inom undersökningsområdet. Det skall förutsättas att jordprofilen överst utgörs av fyllning till ca 1,5-2 m djup. Denna jord ges en karakteristisk ($\eta=1$) friktionsvinkel $\phi'_k = 32^\circ$ samt en karakteristisk tunghet/effektiv tunghet på $\gamma_k=18 \text{ kN/m}^3 / \gamma'_k=10 \text{ kN/m}^3$. För lättklinker (LK) har en friktionsvinkel $\phi'_k = 35^\circ$ utnyttjats. Lättklinkerns tunghet är enligt TK Geo 13 $\gamma_k=4,5 \text{ kN/m}^3$ respektive $\gamma'_k=1 \text{ kN/m}^3$.

Lerans tunghet har valts till på $\gamma_k=15 \text{ kN/m}^3$ över grundvattenytan och $\gamma'_k=5 \text{ kN/m}^3$ under.

7.4 Dimensionerande värden

Det dimensionerande värdet beräknas enligt:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \times \eta \times X_k$$

För friktionsvinkeln innebär det:

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\gamma_{\varphi'}} \times \eta_{\varphi'} \times \tan \varphi' \right)$$

Partialkoefficienter för jordmaterial, γ_M , enligt Tabell 7.3 nedan.

Tabell 7.3 Partialkoefficienter för jordmaterial

Jordparameter		Värde
Friktionsvinkel ($\tan \phi'$)	$\gamma_{\varphi'}$	1,3
Effektiv kohesion (c')	$\gamma_{c'}$	1,3
Odränerad skjuvhållfasthet (c_u)	γ_{cu}	1,5
Tunghet (γ)	γ_γ	1,0

En sammanställning av dimensionerande hållfasthetsvärden för kohesionsjorden redovisas i Tabell 7.4 nedan.

Tabell 7.4 Dimensionerande hållfasthetsvärden för kohesionsjorden sektion 1 och 4, släntstabilitet

Nivå	c_{ud} [kPa]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
+1 till -4	11,9	1,37	23,9

Tabell 7.5 Dimensionerande hållfasthetsvärden för kohesionsjorden sektion 2 och 3, släntstabilitet

Nivå	c_{ud} [kPa]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
+3 till -4	11	1,27	23,9
-20	22,7	2,61	23,9

7.5 Indata till beräkningsprogram

Följande värden används som indata i beräkningsprogrammet, Geostudio Slope/W, för att kunna göra stabilitetsanalyser med partialkoefficienter enligt IEG:s Tillämpningsdokument EN 1997-1 "Slänter och bankar".

Tabell 7.6 Indata till beräkningsprogram för sektion 1 och 4

Nivå	Material	c_{ud} [kPa]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]	γ [kN/m ³]
Varierar	Fyllning	-	-	25,7	18
Varierar	LK	-	-	28,3	4,5
Från ca +1 till -4	Lera	11,9	1,37	23,9	15

Tabell 7.7 Indata till beräkningsprogram för sektion 2 och 3

Nivå	Material	c_{ud} [kPa]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]	γ [kN/m ³]
Varierar	Fyllning	-	-	25,7	18
ca +3	Lera#1	11	1,27	23,9	15
-4	Lera#1	11	1,27	23,9	15
-4	Lera#2	11	1,27	23,9	15
-20	Lera#2	22,7	2,61	23,9	15

Som indata i beräkningsprogrammet motsvarar värdena på den dränerade kohesionen i Tabell 7.6 och 7.7 följande: $c'_d = 0,115 \times c_{ud}$

7.6 Antaganden

Vid beräkningar har portrycket modellerats som ett hydrostatiskt tryck från nivån +1,2 i Mölndalsån vilket motsvarar lägsta lågvattennivå, se även kapitel 5.4.

Grundvattenytans läge i höjd har sedan succesivt höjts på ömse sidor av ån.

Närmast ån finns i dagsläget en kajkonstruktion på en del av sträckan. Denna har antagits vara ca 2 m hög och ligga på en rustbädd som är ca 2 m bred. Denna konstruktion antas också vara pålad. Med hänsyn till detta har ett L-stöd modellerats med hög hållfasthet för att förhindra glidytor att uppträda genom stödmuren. Detta förutsätter att stödmur och pålar är dimensionerade korrekt vilket inte behandlas i denna rapport.

Detta sätt att modellera problemet är på säkra sidan då jordvolymen ovanför den pålade konstruktionen kan bli pådrivande för en glidyta vilket inte är fallet i verkligheten då lasten förs ner längs pålarna. Utöver detta så ger pålarna i sig ett mothållande tillskott då pålarna agerar som en slags jordspikning vilket inte tagits hänsyn till i dessa beräkningar.

Enligt utförd besiktning av dykare (DAWAB), se ”Kv Immeln, Inventering av mur vid Mölndalsån. Rapport, Inventering av mur”, daterad 2018-06-06, upprättad av VBK/Dawab Sverige AB som bilagd denna rapport, bedöms kajkonstruktionen vara i dåligt skick. Glidytor som kontrollerats i beräkningar i denna rapport har förutsatt att befintlig kajkonstruktion stabiliseras, att en ny konstruktion uppförs alternativt att befintlig konstruktions funktion verifieras på annat sätt, för att hantera de glidytor som uppstår närmast ån.

Rådande förslag gällande utformningen av Mölndalsåns västra strand är att muren i den norra delen rivs och delvis ersätts av en så kallad ”ekologisk funktionell mur” som bättre ska värna om djur- och växtliv i och runt Mölndalsån. Murens ungefärliga läge kan ses i plan på ritning G121.

Söder om den ekologiskt funktionella muren är det planerat att stranden ska läggas i slänt med en lutning 1:2 ned till Mölndalsåns botten. Denna slänt fortsätter hela vägen söderut fram till bron vid Vörtgatan.

7.7 Resultat

För stabilitetsberäkningar har Geostudio Slope/W använts. Stabilitetsberäkningar har utförts i fyra sektioner (sektion 1, 2, 3 och 4 enligt ritning G121 och Bilaga A-D). Sektion 1 ligger ungefär i samma läge som sektion S11, se ritning A-1101 daterad 2018-04-20. För sektion 1 har beräkningar utförts både i ett snitt genom hotellet och ett snitt precis intill hotellet. Sektion 2 är representativ för Sektion A från ritning K1 daterad 2017-11-16, upprättad av VBK samt sektion S22 och S23

från ritning A-2201 daterat 2018-04-20, upprättad av Wingårdhs arkitektkontor, se bilaga G för ritningar. Sektion 3 ligger strax söder om bron över Mölndalsån vid Vörtgatan. Sektion 4 ligger strax norr om Sektion 1 och korsar den planerade ”ekologisk funktionell muren”. Beräkningar har utförts i odränerad och kombinerad analys. För sektion 1 och 2 har beräkningar utförts på båda sidor av Mölndalsån. För Sektion 4 har endast beräkningar för framtida förhållanden utförts.

Befintliga förhållanden

Utförda beräkningar för befintliga förhållanden för sektion 1 visar att säkerheten mot skred är tillfredställande i odränerad analys men inte i kombinerad analys. En säkerhetsfaktor av minst 1,0 uppnås inte förrän på ca 5-10 m avstånd från Mölndalsån i kombinerad analys.

För sektion 2 är befintliga förhållandena stabila i odränerad analys men något för låg i kombinerad analys.

I sektion 3 uppnås tillfredställande säkerhetsfaktor i både odränerad och kombinerad analys.

Utförda beräkningar för befintliga förhållanden redovisas i tabell 7.8 samt mer i detalj i bilaga A:1-A:6. Säkerhetsfaktorer för västra och östra sidan om ån redovisas enligt följande: väst / öst.

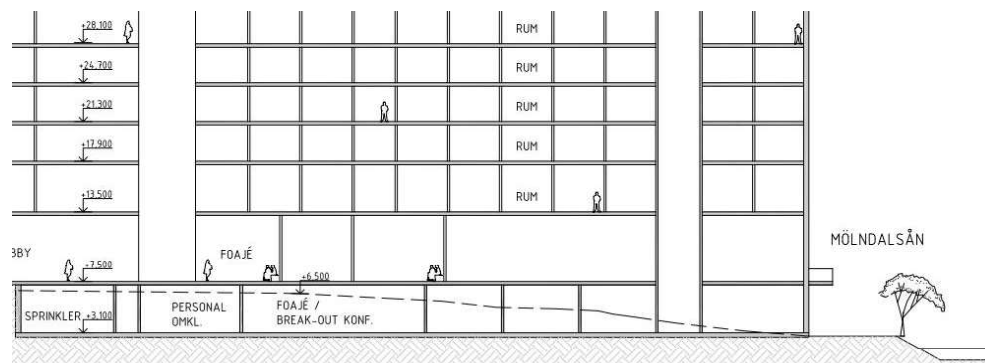
Tabell 7.8 Beräknad säkerhet mot skred, befintliga förhållanden.

Sektion	Odränerad analys	Kombinerad analys	Bilaga
1	1,1 / 0,9	0,9 / 1,0	A:1-2
2	1,3 / 1,0	0,9 / 1,0	A:3-4
3	- / 1,0	- / 1,0	A:5-6

Framtida förhållanden

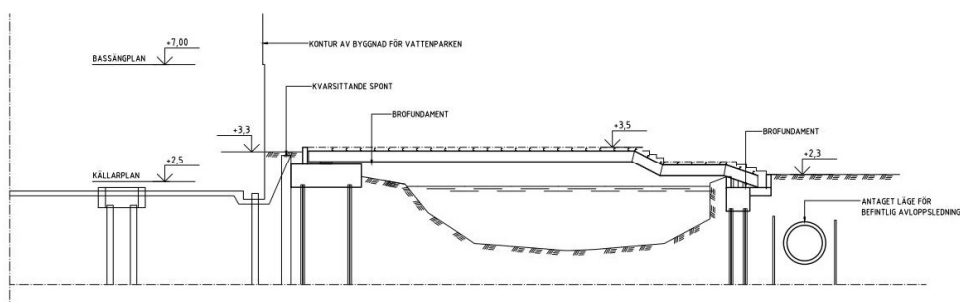
Inom Etapp 1 planeras ett hotell och ett inomhusvattenland att uppföras. För området där hotellbyggnaden (sektion 1 (S11)) kommer uppföras innebär byggnationen en minskning i last då byggnaden är planerad att grundläggas på nivå ca +2,6. Det innebär också en avlastning med hänsyn till att den befintliga ytan i

dagsläget är belastad medan byggnaden som uppförs kommer pålas och därmed påförs inte någon last vid markytan.



Figur 7.1 Sektion S11. Illustration som visar nivåer efter uppförandet av hotellet. Från Wingårdh Arkitektkontor 2018-04-20.

Där vattenlandet uppförs (sektion 2 (A. S22 och S23)) kommer marknivån närmast ån att sänkas till ca +2,5. En bit bakom ån kommer markytan däremot höjas till nivå ca +6,5. I beräkningarna har det förutsatts att denna uppfyllnad utförs med lättfyllning (lättklinker antaget i detta fall).



Figur 7.2 Sektion A. Illustration som visar nivåer efter uppförandet av vattenparken. Från VBK 2017-11-16.

Beräkningar för framtida förhållanden har utförts i sektion 1, 2 och 4 (odränerad och kombinerad analys). För sektion 3 förändras inte förhållandena mellan befintliga och framtida förhållanden och inga extra beräkningar har därför utförts för framtida förhållanden. Säkerheten mot skred har som lägst beräknats till 1,0 för sektion 1 (kombinerad analys). Ökningen i säkerhet beror av den avlastning som utförs enligt Figur 7.1. Vid fallet att uppfyllnaden i sektion 2 utförs med lättklinker blir säkerheten mot skred tillfredställande. Beräkningarna för sektion 4 visar på något för låg säkerhet både i odränerad och kombinerad analys. Utförda beräkningar för framtida förhållanden redovisas i tabell 7.9 samt mer i detalj i bilaga B:1-B:8. Säkerhetsfaktorer för västra och östra sidan om ån redovisas enligt följande: väst / öst.

Tabell 7.9 Beräknad säkerhet mot skred, framtida förhållanden.

Sektion	Odränerad analys	Kombinerad analys	Bilaga
1 (vid hotell)	1,3 / 0,9	1,2 / 1,0	B:1-2
1 (bredvid hotell)	1,1 / 0,9	1,0 / 1,0	B:3-4
2	1,1 / 1,0	1,0 / 1,0	B:5-6
4	0,9 / -	0,9 / -	B:7-8

Stabilitetsförbättrande åtgärd

Eftersom beräknad säkerhet för sektion 4 visar något för låg säkerhet mot skred bedöms i nuläget att någon form av förstärkningsåtgärd ur stabilitetssynpunkt behöver utföras.

För sektion 4 kan säkerhetsfaktorn mot skred höjas genom att den framtida ”ekologiskt funktionella muren” dimensioneras på ett sätt som ger en större positiv effekt ur stabilitetssynpunkt än den som antagits i dessa beräkningar. Andra åtgärder skulle kunna vara att installera en spont eller att ersätta en del av befintlig fyllning med lättfyllning om inte den framtida muren ökar säkerheten mot skred tillräckligt. För att få tillfredställande stabilitet ($F \geq 1,0$) behövs preliminärt ett 1,0 m tjockt lager på 3 m bredd, se bilaga C:1-C:2 och ritning G121. Lättklinkerns materialparametrar har valts enligt kapitel 7.3.

7.8 Känslighetsanalys

För att kontrollera hur en förändring i portryck skulle påverka stabiliteten i området har en beräkning i sektion 1 utförts med förhöjt portryck. Motiveringen till valet av just sektion 1 är att det är den närmaste sektionen till det område med berg i dagen en bit väst om Mölndalsån där det teoretiskt sett är mest troligt att en portrycksökning skulle kunna ske på grund av vatteninflöde till bottenfriktionen.

För sektion 1 har en beräkning utförts där grundvattenytan ligger på samma nivå som tidigare beräkningar men med en ökning av portrycket med djupet som är ca 11,5 kPa/m vilket vid friktionsjordens överkant motsvarar en grundvattenyta vid markytan. Enligt utförda mätningar i friktionsjorden under leran i grundvattenrör NC111 så visade mätningarna en grundvattenyta på ca 0,7 m djup under befintlig markyta, dvs lägre por-/grundvattentryck än vad som har använts vid beräkningen.

Med ovanstående ökning av portryck resulterade beräkningarna i en säkerhetsfaktor på 1,0, dvs i princip samma säkerhetsfaktor som tidigare beräknat och därmed tillfredställande säkerhet mot skred även för denna känslighetsanalys. Utförd beräkning för framtida förhållanden med stabilitetsförbättrande åtgärd och ett förhöjt portryck redovisas i detalj i bilaga D.

7.8 Sammanfattning

För befintliga förhållanden är stabiliteten ned mot Mölndalsån inte tillfredställande för sektion 1, 2 och 4 i odränerad och/eller kombinerad analys. För sektion 1 och 2 kommer detta att lösas genom att den befintliga muren rivs och en slänt med lutning 1:2 anläggs. För sektion 4 kommer befintlig mur rivas och en ny ”ekologisk funktionell mur” byggas. Beroende på hur denna mur dimensioneras så kan upprättandet av denna mur vara tillräcklig för att uppnå tillfredställande säkerhet mot skred. Om detta inte är fallet så kan stabilitetshöjande åtgärd i form av ersättning av tungt jordmaterial med lättklinker utnyttjas.

För övriga beräkningar är säkerheten mot stabilitet tillfredställande.

Vidare rekommenderas att höjdsättningen ses över speciellt för vattenlandet (se tex figur 7.3) för att undvika onödiga uppfyllnader som kan orsaka sättningar och stabilitetsproblem.

Inga beräkningar har utförts för området mot Västkustbanan och E6/E20 i detaljplanen Etapp 2. Detta för att E6 bedöms vara byggd på berg för att sedan övergå till att vara bankpålade enligt bilaga E.

8 Sättningar

Tidigare utförda kompressionsförsök i punkt 104 (se ritning G 111 i MUR/Geo) visar att leran i princip är normalkonsoliderad vilket innebär att i stort sett all last som påförs marken kommer leda till långtidsbundna sättningar. Detta gäller i huvudsak i områdets centrala och södra delar där lerdjupen är som störst. Där lerdjupen är mindre än 5 m kan sannolikt viss belastning påföras marken utan att sättningar uppstår.

Med hänsyn till krypning genom 20 % reduktion av uppmätta förkonsolideringstryck är leran normal- eller till och med ”underkonsoliderad”, det vill säga att det finns risk för pågående krypsättningar.

Lerans kompressionsmodul, M_L , som är ett mått på lerans kompressabilitet kan väljas enligt nedanstående tabell.

Tabell 8.1

Nivå	M_L (kPa)
+1	400
-1	330
-6	600
-15	1000

9 Radon

Eftersom möjligheterna att mäta radon i jordluft är starkt begränsade i det aktuella området, som i princip uteslutande upptas av hårdgjorda parkeringsytor samt berg med tunt jordtäck, har området istället undersökts med avseende på gammastrålning som ett mått på radonavgången från berggrund och jord. Mätning har utförts med en gammaskpektrometer av typen GT-30 i anslutning till förekomsten med berg i dagen strax norr om områdets centrala del väst om Mölndalsån, samt i områdets nordvästra hörn.

Beräknad radiumhalt för sex mätpunkter varierar upp till knappt 60 Bq/kg. Resultaten presenteras i Tabell 9.1. Mätning på direkt på berg utfördes i en punkt. I övrigt täcktes berget med friktionsjord av varierande tjocklek, i två fall endast någon decimeter. Riskklassificering av mark baseras på följande rekommenderade intervaller för beräkning av radiumhalt baserad på uppmätta halter av gammastrålning från berg:

Lågradonmark < 60 Bq/kg

Normalradonmark 60 – 200 Bq/kg

Högradonmark > 200 Bq/kg

Utifrån utförda mätningar över ytligt berg är bedömningen att området ska klassas som lågradonmark.

Tabell 9.1 Resultat från mätning med gammaskpektrometer på berg eller berg med tunt jordtäck.

Nr	Total γ -strålning [μ Sv/h]	K [%]	U [ppm]	Th [ppm]	AI	Ra [Bq/kg]
1	0,07	1,7	2,6	6,9	0,4	32
2	0,07	2,1	2,4	5,6	0,4	30
3	0,12	3,3	4,7	10,9	0,8	58
4	0,09	2,6	2,9	8,0	0,6	36
5	0,07	2,2	2,2	7,4	0,5	27
6	0,08	1,8	3,2	8,1	0,5	40

10 Bergras och blocknedfall

I det flackt stupande bergpartiet strax norr om den centrala delen av Etapp 1 förekommer i mindre omfattning sprängda skärningar vars höjd över parkeringsytan uppgår till knappt 2 m. Skärningar och naturliga slänter i detta område är under nuvarande förutsättningar stabila och det bedöms inte föreligga risk för bergras eller blocknedfall. Vid bergschaktning är den väl definierade gnejsigheten att betrakta som svaghetsplan, vilka både kan orsaka oönskad fragmentering vid sprängning samt instabilitet i schaktväggar som vetter åt väster. Det rekommenderas därför att bergsakkunnig kontaktas för förnyad inspektion i samband med mer omfattande schaktningsarbeten.

I bergslänten som är belägen strax söder och öster om parkeringshuset på Södra vägen 70 (nordvästligaste delen av Etapp 1) har det i samband med byggnationen av parkeringshuset genomförts bergförstärkande åtgärder (bultning). Eventuell förekomst av instabila block i de brantare delarna av bergslänten kan inte uteslutas pga marktäckande vegetation. Det rekommenderas därför att vegetationen rensas undan i de brantare delarna och att det därefter genomförs en bergrensning. I samband med detta tar bergsakkunnig beslut om eventuella kompletterande förstärkningsinsatser.

11 Rekommendationer

11.1 Stabilitet

Stabiliteten kan i dagsläget inte bekräftas vara helt tillfredställande närmast Mölndalsån vid den västra stranden vid sektion 1, 2 och 4, se ritning G121. Även för framtida förhållandena kvarstår detta vid sektion 4. För att säkerställa stabiliteten närmast ån vid sektion 4 föreslås det att befintligt material schaktas ur och ersätts med lättklinker vid detta område. Den mängd befintligt material som behöver ersättas för att uppnå erforderlig stabilitet är en ca 3 m bred remsa som är 1 m, se bilaga C. Detta kan dock frångås om framtida ekologiskt funktionella mur dimensioneras på ett sådant sätt att säkerheten mot skred höjs mer än antaget enligt dessa beräkningar. Vid sektion 1 och 2 är det planerat att en slänt med lutning 1:2 ska anläggas ned mot Mölndalsån vilket kommer höja säkerheten mot skred till tillfredställande nivåer.

För den framtida situationen vid sektion 2 skulle den planerade uppfyllnaden innebära stabilitetsproblem om den utförs med tunga fyllnadsmaterial. Med hänsyn till både stabilitet och sättningar förutsätts denna uppfyllnad att utföras med

lättfyllnad. Höjdsättningen bör även ses över för att avgöra om denna fyllning är nödvändig.

I samband med detaljprojektering rekommenderas att stabiliteten kontrolleras ytterligare för att bestämma slutligt val och omfattning av förstärkningsåtgärd map stabiliteten i området. Vid sektion 2 är det planerat att uppföras en GC-bro. Det förutsätts att denna pålas till fast botten men lokalstabiliteten kring brofästen ska studeras i samband med detaljprojektering av bron.

Idag bedöms Mölndalsån ej vara erosionsbenägen. Vattenhastigheten är låg och ån är rak vilket också är positivt ur erosionssynpunkt. Ån är också relativt grund. Vid förändring av åfåran (exempelvis muddring) så bör en kompletterande kontroll med avseende på erosion utföras så att inte detta förhållande försämras.

11.2 Grundläggning

Med hänsyn till lerdjupen och jordlagrens sättningskänslighet bör alla byggnader förutsättas bli grundlagda på pålar till berg. Inom området där ytligt berg förekommer samt kring detta område kommer det bli aktuellt med grundläggning direkt på berg samt grundläggning med plintar (alternativt borrade pålar).

Mäktigheten på friktionsjorden under leran kan variera kraftigt och detta bör beaktas vid detaljprojektering.

Lättare byggnader kan eventuellt grundläggas med platta på mark.

11.3 Markplanering/sättningar

Ur sättningsynpunkt bör höjdsättningen för planerade nya byggnader mm vara sådan att befintlig marknivå följs och att uppfyllnader undviks. Detta gäller speciellt områden med lera. Mark som fylls upp bör preliminärt kompenseras med lättfyllning om inte långtidsbunda sättningar kan accepteras.

För att förhindra en ytlig grundvattensänkning bör vid ledningsdragning strömningsavskärande fyllning utföras inom lerområdet.

Byggnadstekniska åtgärder som medför en permanent grundvattensänkning bör ej utföras. Detta är viktigt inte enbart för planerade byggnader utan även för närliggande mark som kan utsättas för sättningar vid sänkning av grundvattenytan.

Ledningar till pålgrundlagda byggnader bör förses med flexibla kopplingar för att förhindra ledningsbrott vid eventuella sättningar av omkringliggande mark.

11.4 Radon

Enligt utförda undersökningar utgörs området av lågradonmark och förutsätts vid planering av grundläggning. Eftersom stora delar av området täcks av hårdgjorda parkeringsytor och endast en mätning gjorts direkt på berg är bedömningen dock att det krävs kompletterande mätningar i schakter innan slutgiltig radonriskklassificering görs.

Vid byggnation kan det även komma strålning från det material som används för uppfyllnad och grundläggning. Fyllnadsmassor med klassificeringen högradonmark är direkt olämpliga att använda som uppfyllnad under eller i anslutning till planerad byggnation.

11.5 Kontrollåtgärder/omgivningspåverkan

I samband med schakt- och grundläggningsarbetena bör regelbundna kontroller av främst rörelser i x-, y- och z-led (kontrollprogram) och vibrationer (riskanalys) utföras på närliggande byggnader och mark.

För att minimera risken för omgivningspåverkan i samband med pålning kommer propptagning behöva utföras.

Norconsult AB
Väg och Bana
Geoteknik

Bengt Askmar
bengt.askmar@norconsult.com

Mikael Lindström
mikael@geos.se