SBUF-projekt nr 1776

Förankring av geonät i murar

Malmö 2009-09-17

Berit Wahlquist

Förord

Projektet är ett SBUF-projekt utfört av Skanska Sverige AB, Teknik. I referensgruppen har följande personer ingått: Karl Lundstedt, Skanska Sverige AB, Teknik, Bengt Lundell, Skanska Sverige AB, Teknik, Stefan Hedberg, S:t Eriks, Mats Spansk, Skanska Sverige AB, Väg Syd och Tara Wood, NCC Construction.

Jag får tacka SBUF för att jag har fått möjlighet att göra det här projektet samt att de har haft tålamod med att det har tagit sin ”lilla” tid.

Malmö, september 2009

Berit Wahlquist

Omslagsfoto:

Timmergatan, Svedala
Foto: Ragnar Jönsson, Skanska Teknik

Sammanfattning

Bakåtförankrade blockmurar. Förankrade med geonät.

I dagsläget finns inget direkt som styrker hur stort jordtryck och hur dess variation är längs med fronten, för en bakåtförankrad stödmur.

Olika försök och teorier har gjorts under åren men det behövs säkert fler försök med olika murhöjder, fyllningsmaterial och överlaster för att få en bättre uppfattning om jordtryckets storlek och fördelning längs murhöjden. Men i nuläget verkar det rimligt med att räkna med ett aktivt jordtryck längs hela höjden. I andra länder där man bygger betydligt fler bakåtförankrade murar än i Sverige verkar det som om man allmänt räknar med ett aktivt jordtryck enligt en väl använd handbok ”Design Manual for Segmental Retaining Walls, upprättad av NCMA (The National Concrete Masonry Association).

Vid dimensionering av kopplingen mellan nät-block samt block-block bör block/nätleverantörer lämna aktuella uppgifter på friktions/skjuvkapacitetsvärden till den konstruktör som upprättar beräkningar för den såväl den externa, interna, globala stabiliteten som den lokala stabiliteten. Friktions/skjuvkapacitetsvärdena skall vara framtagna utifrån laboratorietester. Det finns givna testmetoder enligt NCMA för att få fram dessa värden. Med tanke på att förankringslängden för näten, in mellan blocken, kan kan variera pga montagetolerans borde tester göras även med tanke på denna variation av förankringslängden.

Syfte, begränsning

Vid upprättande av statiska beräkningar för bakåtförankrade murar finns tydliga beräkningsprinciper för totalstabiliteten, dvs den externa stabiliteten.

För den inre, interna, stabiliteten bestämmer man typ av nät, antal av dessa samt inbördes avstånd. Man kontrollerar då glidning i jord, glidning mellan jord och förankring samt utdrag av förankring ur jorden. Även här finns klara beräkningsprinciper.

Det som ligger som grund för det här SBUF-projektet är att inga beräkningar brukar göras map på kopplingen front och nät samt glidning mellan block och block i fronten, den sk lokala stabiliteten. Detta är oroväckande med tanke på att det är minst lika viktigt att denna stabilitet fungerar som för den externa och interna stabiliteten.

Man ställs då inför ett antal frågor:

- Vilka beräkningsprinciper gäller för den lokala stabiliteten vid användande av blockmurar och armering med geonät?
- Vilket jordtryck räknar man med mot fronten?

Den största påkänningen i näten uppträder där den aktiva brottzonen skär nätet för att vara lägre intill fronten. Med anledning av detta behöver man kanske inte kontrollera förankringen för fullt aktivt jordtryck.

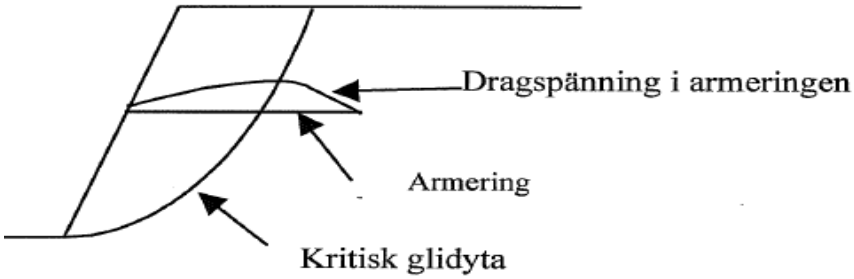


Fig 1. Dragspänningens variation utmed jordarmeringen [2]

- Hur lång förankringslängd erfordras för näten mellan blocken?
- Behövs det någon mekanisk koppling mellan block och nät?

Man finner inget om detta i våra normer som BKR 2003, Bro 2004 eller BV Bro (BVS 583.10). I svenska leverantörers broschyrer/beräkningsprogram ingår endast kontroll av den externa och interna stabiliteten. Eftersom det byggs många höga murar utomlands har jag därför letat i omvärldens litteratur/hemsidor för att se vad som finns om detta.

Innehållsförteckning

sid

1 Blockmurar 3
1.1 Allmänt 3
1.2 Komponenter i en armerad blockmur 5
1.2.1 Front 5
1.2.2 Koppling 7
1.2.3 Bakåtförankring 8
1.2.4 Fyllning 8
2 Beräkningsgång för en bakåtförankrad mur 9
2.1 Extern stabilitet 10
2.2 Intern stabilitet 13
2.3 Lokal stabilitet 18
2.3.1 Jordtryck 18
2.3.2 Beräkningsmodeller 21
2.3.3 Friktions- och skjuvkapacitet 23
2.3.4 Summering 24
2.4 Global stabilitet/totalstabilitet 25
2.5 Deformationer i muren 25
3 Vidare arbete 26

Referenser/litteraturförteckning 29

Bilagor:

Bilaga 1: Sammanställning av utdrag av nät ur block, skjuvning block-nät och block-block

1 Blockmurar

1.1 Allmänt

En stor del av de blockmurar som finns i vår utemiljö är låga murar på offentliga platser; vid tex busshållplatser, runt träd, som ”rums”avskiljare, intill parkeringsplatser mm. För dessa låga nivåskillnader klarar blocken själva stabiliteten och därmed behövs ingen armering i jorden.

Vid högre nivåskillnader, typ vid vägskärningar och banvallar samt vid brofästen behöver blockmurarna bakåtförankras. Genom att armera jorden bakom muren, dvs lägga in horisontella lager med tex geosynteter, får man mur, geosynteter och fyllning att samverka som en monolit och därmed ökar man dess förmåga att ta upp spänningar. Kunskapen om detta har funnits i över 2500-3000 år.

Fig 1. Mur av natursten på Teneriffa. (Förhoppningsvis nätarmerad.) Foto: Berit W.

Det finns flera fördelar med bakåtförankrade blockmurar tex:

Utförandemässigt: Med bakåtförankrade blockmurar kan man ta upp stora nivåskillnader. (Vanligt är kring 5-6 m men Keystone lär ha byggt upp till 32 m [29.]) Nivåskillnaden kan tas med en hel vägg eller med terrasser. Då muren utförs med många block är det lätt att åstadkomma svängar samt olika nivåer. Eftersom blocken oftast inte är alltför stora och tunga (vikt ung 14 -40 kg) så kan en person hantera ett block relativt lätt.

Estetiskt: Intresset är idag väldigt stort map inne- och utemiljöer och numera finns det ett stort urval av block map storlek, form, färg och struktur. Detta medför en stor variationsmöjlighet och även en möjlighet att göra spännande miljöer samt att det är lättare att anpassa muren till omgivningen.

Hållbarhet: Det beror nog på en viss tveksamhet om murens beständighet som har gjort att vi inte har så många bakåtförankrade murar här i Sverige.
Kunskapen om betong är ju stor och där vet vi att den klarar tryckbelastning bra samt att dess beständighet är god.
Avseende armeringen, som oftast utgörs av geosynteter, har man en god draghållfasthet och genom provning har man kommit fram till en livslängd på ca 120 år [8]. Detta ger armerade murar en rimlig livslängd.

Sättningar, vatten: En armerad blockmur klarar en viss sättning och rörelse i muren utan att det påverkar dess stabilitet samt dess utseende.

Konstruktionen tillåter även att en viss mängd vatten dräneras ut mellan skarvarna vilket medför att ihop med en dränering så bildas inget vattentryck bakom muren.

Ekonomi: Blocken är så pass lätta att de kan hanteras av en person samt att fogarna inte behöver fogas. Blocken är oftast relativt enkla i sin utformningen vilken underlättar vid dess tillverkning och transport. Istället för en armerad blockmur kan man ha en armerad jord med en annan typ av front, typ hel vägg men då behövs en kran vid montage. Kostnaden för detta är högre. Jfr [10].

Alternativet är annars att göra slänter. Vid höga höjder blir längden på slänten väldigt lång vilket är ibland inte möjligt med hänsyn till avstånd till hus, vägar mm. Dessutom har man då en kostnad för marken.

Nackdelarna med armerade blockmurar är:

Hållbarhet: Geosynteter är känsliga för solljus och mekanisk skada så den bör lagras och hanteras med hänsyn till detta.

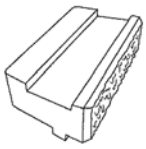
Man har svårt att kontrollera i vilket skick inlagd armering är i och därmed avgöra återstående livslängd. Eventuell skada är svår/dyr att laga.

Sättningar: Då konstruktionen möjliggör en viss rörelse gäller det att en när- och bakomliggande konstruktion inte är för sättningskänslig. Detta behöver inte vara något problem. Med rätt typ och antal nät fungerar jordarmerade stödmurar utmärkt som tex brostöd eller intill en byggnad.

1.2 Komponenter i en armerad blockmur

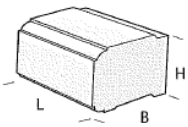
1.2.1 Front

Som tidigare nämnts så finns det numera ett stort utbud på blockmurar. Materialet är främst betong men kan även bestå av naturmaterial eller gabioner, dvs nätkorgar med sten, som använts till Metro i Köpenhamn (Behandlas inte i detta projekt.)



Megawall projekt med connector (L*D*H=400*200*150, 24 kg/st) [28]

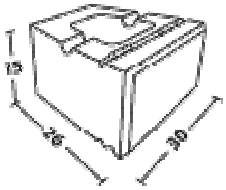
Boston Antik med låsplugg , H<1,5 m:s höjd (350*200*150, 22 kg/st) [28]



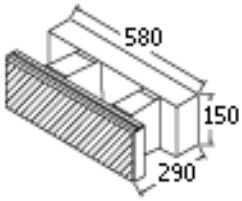
Carat med låsklack (280*260*175, 28 kg/st) [21]

AWS Diamond med låsklack (435*300*150, 34 kg/st) [20]

AWS Vertica (450*400*150, 43 kg/st) [20]

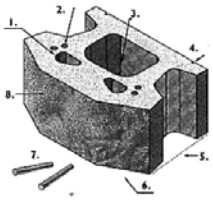


Lock-Block XL med murlås (300*260*150, 14 kg/st) [23]

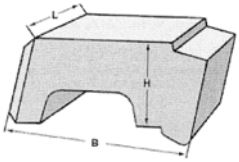


BB Mur 15 med murlås (580*290*150, 30 kg/st) [23]

Fig 2. Exempel på olika typer av block



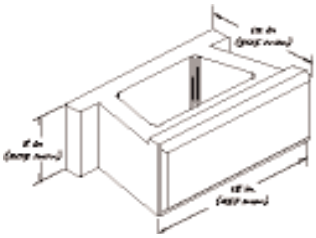
Keystone Compac med låspinnar (460*300*200, 40,5 kg/st) [24]



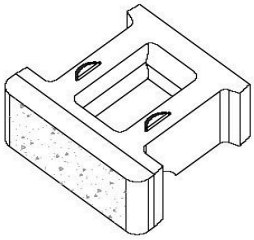
Tröndermuren (250*315*165, 24 kg/st) [22]

Pisa2 (200*300*150, 21 kg/st) [25]

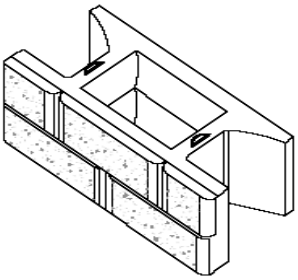
Keystone 133EITE med låspinnar (610*292*203, 45,4 kg/st) [26]



AB Stones/AB Classic (460*300*200, 34 kg/st) [7]



6SF Block (122*112*46, 0,7 kg/st) [14]



24SF Block (244*112*91, 2,7 kg/st) [13]

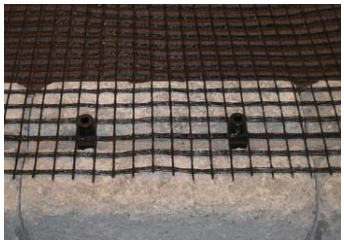
Fig 3. Exempel på olika typer av block

1.2.2 Koppling

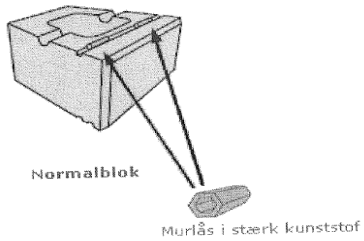
Fördelen med kopplingen är att blocken säkras i rätt läge till varandra samt att bakåtförankringen låses i rätt läge mellan blocken.

Koppling mellan blocken kan antingen göras med inbyggda stopp och/eller förtagningar. Används plana block sker kopplingen antingen med friktion eller med speciella låsdetaljer.

Mellan mur och nät sker kopplingen antingen med friktion mellan block och nät eller med en mekanisk förankring mellan dessa.



Låsplugg [28]



Murlås [23]

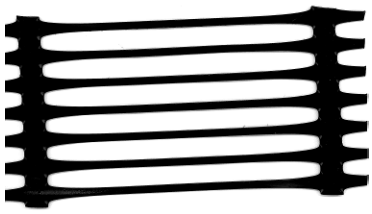
Connector [19]

Låspinnar av glasfiber [24]

Fig 4. Exempel på olika typer av låskopplingar

1.2.3 Bakåtförankring

Det används främst geosynteter, vilka utgörs av geotextilier samt geonät. Nät är det vanligaste då det kan ta störst kraft , har relativt låg töjning i förhållande till brottlasten [4]. Näten har även den fördelen att glidningen inte enbart tas genom friktion utan även genom låsning av sten i näten. För geotextilierna tas glidningen enbart genom friktion.



Tensar 80RE

Fig 5. Exempel på geonät . Foto: Berit W.

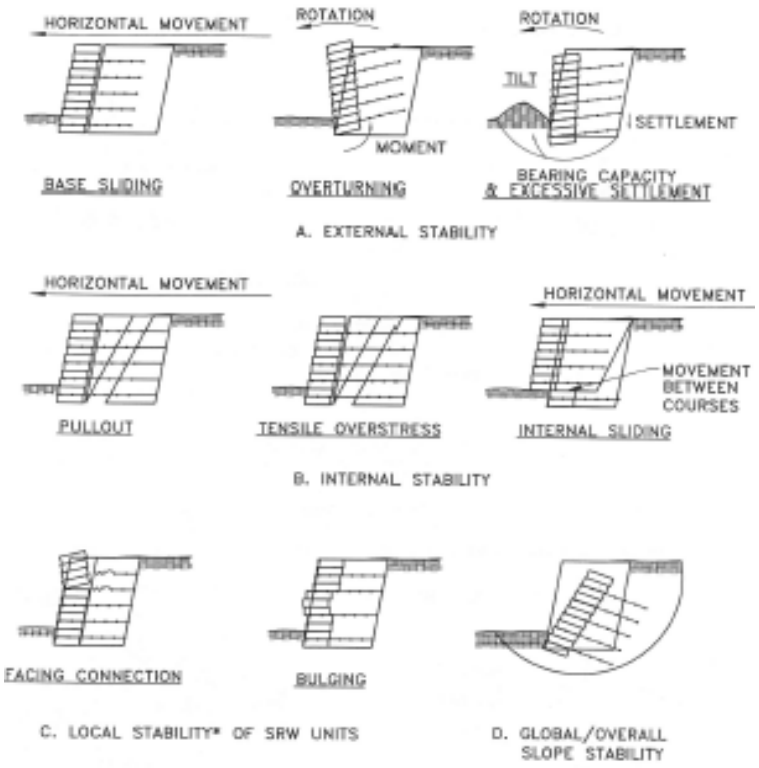
1.2.4 Fyllning

Närmst muren använder man ett dränerande skikt och utanför detta, inuti monoliten, ett friktionsmaterial. Utanför den armerade monoliten – antingen ett friktionsmaterial eller ett befintligt jordmaterial av godtagbar kvalitet.

Kopplingen mellan nät och jord sker genom friktion.

2 Beräkningsgång för en bakåtförankrad mur

Oavsett om fronten utgörs av hel vägg eller block, och vilken typ av förankring som används är beräkningsgången detsamma. Följande beräkningar krävs:



A. Extern stabilitet
B. Intern stabilitet
C. Lokal stabilitet
D. Global stabilitet

Fig 6. Olika stabilitetsproblem [1]

För A och D gäller traditionella beräkningsmetoder avseende jordmekanik. För B bygger beräkningsmetoderna på ”Tie-Back Wedge”-metoden som AASHTO/AGC/ARTBA [15] står bakom. Tensar [8, 9] jobbar med tre beräkningsmetoder. Förutom Tie-Back Wedge-metoden använder de BS8006 och Deutsches Institut für Bautechnik Method (DIBt). Andra värden på säkerheter används då.

I svenska handböcker finner man inget angående C, men ute i världen är NCMA [1] en allmänt använd handbok för bakåt-/icke bakåtförankrade murar. I denna finns beräkningsmodeller avseende C.

Nedan kommer endast en komprimerad redovisning av A och B. (Generellt gäller att markytan framför muren är horisontell samt att inget vattentryck råder bakom muren.)

2.1 Extern stabilitet

Vid kontroll av den externa stabiliteten betraktas front, jord och geosyntet tillsammans som en monolit. Kontroll görs map stjälpning, glidning och grundens bärförmåga.

Även längden på geonäten bestäms. Enligt [1], [3] och [8] är erforderlig längd på armeringen mellan 0,5-0,75*totalhöjden på muren. [5] anger att maxhöjden Hmax, för en bakåtförankrad mur, är 2*L*tanϕ. För $\phi=35^o$ ger detta L=0,71H dvs enligt ovan. Som en tumregel brukar man sätta 0,7-0,8H.

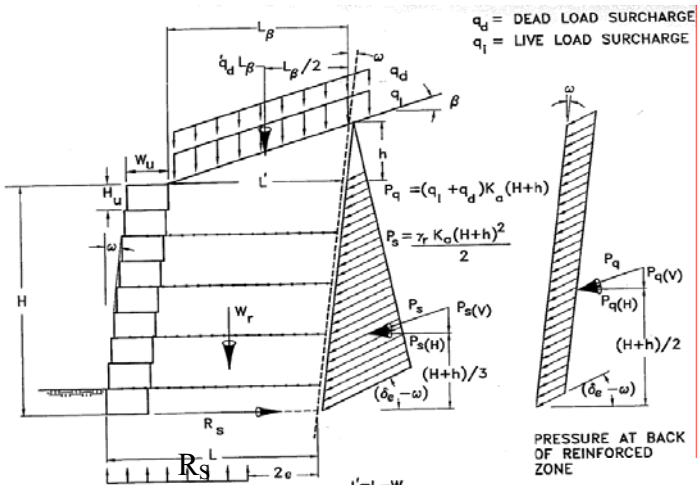


Fig 7. Krafter vid kontroll av extern stabilitet [1]

Vid dimensionering av armerade jordar utgår man vanligtvis från att ett aktivt jordtryck råder mot monoliten. (Enl [9] menar man att deformationen av konstruktionen ger upphov till aktivt jordtryck och att denna deformation är lägre än vad som tillåts.)

Jordtryckskoefficient (Coulombs teori):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi+\omega)}{\cos^2\omega\cos(\omega-\delta_e)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_e)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\omega-\delta_e)\cos(\omega+\beta)}}\right]^2}$$

Förutsättningar:

- δ_e= min av ϕ_i och ϕ_r (i=infill, r=retain)
- $\delta_i=2\phi_i/3$
- $\omega<\delta_i$ resp δ_e
- $\phi=\phi_r$

Enligt [8] bör lutningen på monolitens bakre yta inte vara större än 20° från vertikalplanet på grund av att normalkraften annars blir för liten.

Vid kontroll av extern stabilitet kan man:

1. Utnyttja full friktion mellan monolit och bakomliggande fyllning och då bortse från vertikalkomposanterna $P_{s(V)}$ och $P_{q(V)}$. [1]
2. Anta en friktionen på $2*\phi_b/3$. Jordtryckets vertikalkomposanter kan då medräknas (DIBt enl [9]).
3. Inte utnyttja någon friktion alls i bakkanten av monoliten. Detta är på säkra sidan.

Krafter:

Horisontallast:

$$P_{s(H)} = 0{,}5 K_a \gamma_r (H+h)^2 \cos(\delta_e - \omega)$$

$$P_{q(H)} = (q_l + q_d) K_a (H+h) \cos(\delta_e - \omega)$$

$$P_{a(H)} = P_{s(H)} + P_{q(H)}$$

Vertikallast:

$$W_{r(i)} = L \gamma_i H$$

$$W_{r(\beta)} = L' \gamma_i L_\beta \tan\beta / 2$$

$$R_b = W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + q_d L_\beta$$

<u>Glidning:</u>

$$R_s = C_{ds} R_b \tan\phi_x$$

Förutsättningar:

- ϕ_x = min av ϕ_i, dräneringsskikt/bädd ϕ_d och underliggande grund ϕ_f.
- C_{ds}=1,0 (dvs full råhet) såvida inte en geosyntet är placerad i underkant monolit.

Kriterium:

$$FS_{sl} = R_s / P_{a(H)} \geq 1{,}5 \qquad [1]$$

<u>Stjälpning:</u>

Tyngdpunktslägen, stjälpande och stabiliserande moment:

$$Y_s = (H+h)/3$$

$$Y_q = (H+h)/2$$

$$M_o = P_{s(H)} Y_s + P_{q(H)} Y_q$$

$$X_{r(i)} = (L + H\tan\omega)/2$$

$$X_{r(\beta)} = H\tan\omega + W_u + 2L'/3$$

$$X_{q(\beta)} = L + \left[(H+h)\tan\omega\right] - (L_\beta/2)$$

$$M_r = W_{r(i)} X_{r(i)} + W_{r(\beta)} X_{r(\beta)} + q_d L_\beta X_{q(\beta)}$$

Kriterium:

$FS_{ot} = M_r / M_o \geq 2{,}0$ [1]

<u>Grunden bärförmåga, kraftresultantens läge:</u>

$$e = \frac{P_{s(H)}Y_s + P_{q(H)}Y_q - W_{r(i)}(X_{r(i)} - L/2) - W_{r(\beta)}(X_{r(\beta)} - L/2) - q_d L_\beta (X_{q(\beta)} - L/2)}{W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + q_d L_\beta}$$

$B = L - 2e$

$Q_a = R_b / B$

Kriterium:

$FS_{bc} = Q_{ult} / Q_a \geq 2{,}0$ [1]

Grundläggningsdjupet bör vara minst 0,15 m [1] eller en blockhöjd [15]. Vanligt djup är minst 0,05-0,1H (exponerad höjd) [1], [11] och [15]. Dessa värden gäller för horisontell markyta framför muren. Grundläggningsdjupet kan behöva ökas vid slänt framför muren, beroende på materialet i grunden samt nivå till grundvatten.

Om excentriciteten är negativ (oftast vid stort W) räknar man med att effektiva bredden är lika med hela L som effektiv bredd.

Tillåten bärförmåga Q_{ult} beräknas exempelvis enligt allmänna bärighetsekvationen.

Allmänt brukar man säga att kraftresultantens läge skall ligga inom den mittersta tredjedelen [4] av basen på monoliten. Detta är enligt [1] inget kriterium som måste uppfyllas eftersom kraftresultatens läge och grundtrycket hänger intimt samman med varandra. En stor excentricitet ger oftast att en inte tillräcklig säkerhet avseende bärförmågan och stjälpningen.

2.2 Intern stabilitet

Kontroll görs av att monoliten hålls samman. Bestämning av totalt antal nät, inbördes avstånd mellan näten, förankringslängd utanför brottzonen samt typ av nät görs. Glidning mellan nät och jord, brott i nät/konnektor samt glidning i jorden kontrolleras. Liksom för den externa stabiliteten antas aktivt jordtryck.

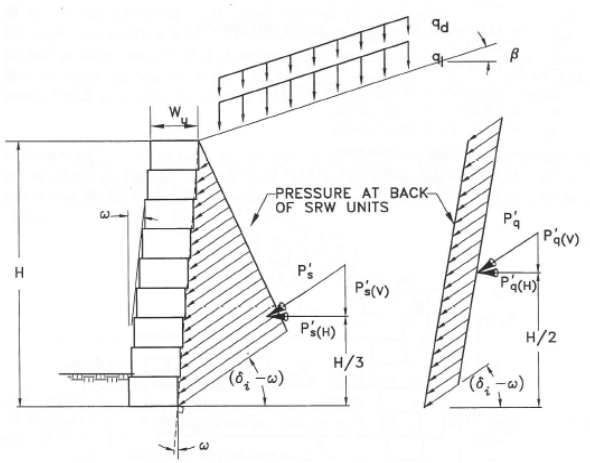


Fig 8. Krafter vid kontroll av intern stabilitet [1]

Jordtryckskoefficient (Coulombs teori):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi+\omega)}{\cos^2\omega\cos(\omega-\delta_i)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_i)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\omega-\delta_i)\cos(\omega+\beta)}}\right]^2}$$

Förutsättningar:

- $\delta_i = 2\phi_i/3$ (På säkra sidan om den sätts till 0.)
- $\omega < \delta_i$ (för att friktion skall utbildas på frontens baksida)
- $\phi = \phi_i$

Krafter:

Horisontallast :

$$P'_{s(H)} = 0{,}5K_a\gamma_i H^2\cos(\delta_i-\omega)$$

$$P'_{q(H)} = (q_l+q_d)K_a H\cos(\delta_i-\omega)$$

$$P'_{a(H)} = P'_{s(H)} + P'_{q(H)}$$

Man bortser från vertikalkomposantens inverkan vilket är på säkra sidan.

Totalt antal nät:

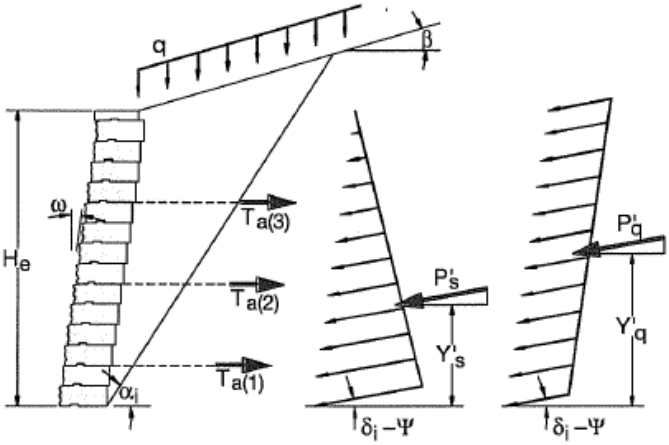


Fig 9. Krafter i nät [15]

$$N_{\min} = P'_{a(H)} / T_a$$

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF_D * RF_{ID} * RF_{CR} * FS_{UNC}}$$

T_{ult}, RF_D, RF_{ID}, och RF_{CR}, är reduktionsfaktorer enligt tillverkare av geonät. FS_{UNC}=1,0 (Säkerhetsfaktorer är redan inkluderade i reduktionsfaktorerna.)

Förankringslängd utanför brottzonen:

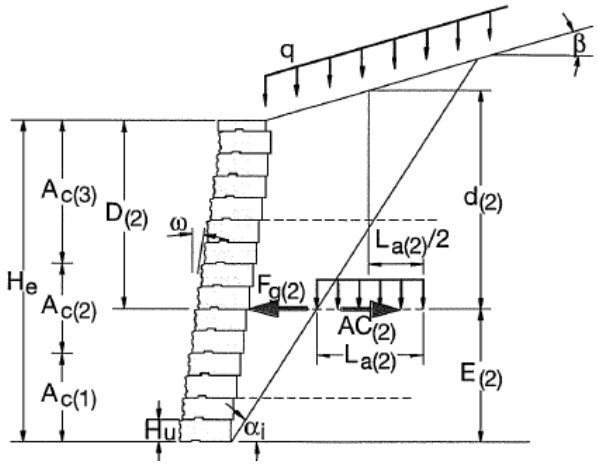


Fig 10. Förankring av nät [15]

Lutning på brottytan α_i:

För β=0, δ=0 och ω=0 är α=45+ϕ/2 (Rankine´s teori).

$$\tan(\alpha - \phi) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta)\left[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \omega)\right]\left[1 + \tan(\delta - \omega)\cot(\phi + \omega)\right]}}{1 + \tan(\delta - \omega)\left[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \omega)\right]}$$

Förankringskraft:

$$F_{g(n)} = \lfloor \gamma_i D_n + q_l + q_d \rfloor K_a A_{c(n)} \cos(\delta_i - \omega)$$

D_n är nödvändigtvis inte nivån för nätet utan är tyngdpunktsläget för kraftarean. Kraften längs nätet antas jämnt fördelat på hela förankringssträckan $A_{c(n)}$ vilket är på säkra sidan. (Om näten inte överlappar varandra måste hänsyn tas till detta.)

$$d_n = (H - E_{(n)}) + [(E_{(n)} / \tan\alpha_i) - H \tan\omega + (L_{a(n)} / 2)] \tan\beta$$

$$L_{a(n)} = L - W_u - E_{(n)} \tan(90 - \alpha_i) + E_{(n)} \tan\omega$$

$$AC_n = 2L_{a(n)} C_i (d_n \gamma_i + q_d) \tan\phi_i$$

C_i = parameter för samverkan mellan nät och jord enligt utdragstester. (Enl. [15] kan den förslagsvis sättas till 0,5-0,7 i brist på data. (I [8] är ett vanligt värde 0,9-1,0 för friktionsmaterial. FS_{po} sätts då till 2,0.)

$L_{a(n)}$ rekommenderas att vara mer än 30 cm [1]. 1 m enligt [3] och [2].

Kriterium:

$$FS_{po} = AC_n / F_{g(n)} \geq 1{,}5 \qquad [1]$$

<u>Brott i nät:</u>

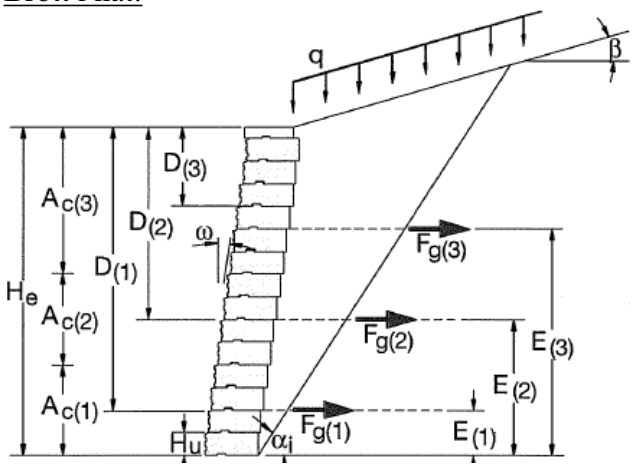


Fig 11. Kraft i respektive nät [15]

Det förutsätts att maximal kraft i näten uppträder i gränsen mellan den aktiva zonen och den passiva zonen i vilken näten förankras.

Kraft:

$$F_{g(n)} = \left[\gamma_i D_n + q_l + q_d\right] K_a A_{c(n)} \cos(\delta_i - \omega)$$

Kriterium:

$$F_{g(n)} \leq T_{a(n)}$$

Generellt brukar understa lagret ligga 1-3 block från basen [1]. [18] anger 16´´ (0,4 m). [6] rekommenderar maximalt 2 block (ca 0,4 m) mellan varje nätlager medan [3] anger max 1m mellan näten. [10] anger 0,2-0,9 m mellan lagren. För murar vars nät är förankrade genom friktion är gränsen 2 gånger blockbredden enligt [18]. Vid olika typer av nät läggs de grövre på större djup.

<u>Glidning mellan nät och jord:</u>

Varje dimensionerande nätnivå kontrolleras för intern glidning. Beräkningen är i princip som för extern glidning men med hänsyn tagen till friktionskoefficienten mellan nät och jord samt ett tillskott av last av jordtryckskilen bakom monoliten.

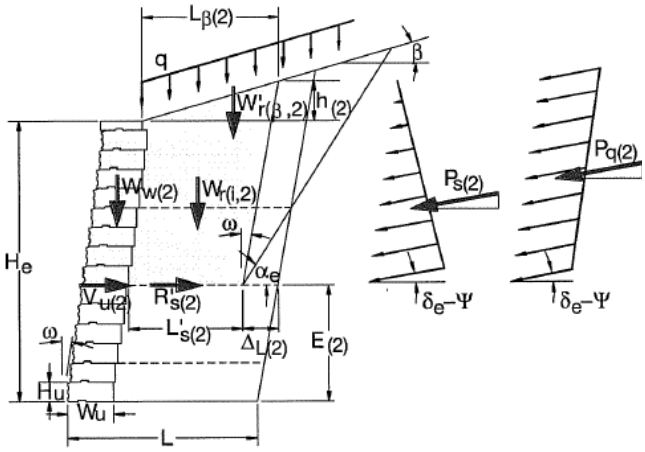


Fig 12. Glidning mellan nät och jord [15]

Friktion mellan nät och jord:

$$R'_{s(n)} = C_{ds}\left(q_d L_{\beta(n)} + W'_{r(i,n)} + W'_{r(\beta,n)}\right) \tan\phi_i$$

$$L'_{s(n)} = L - (W_u) - \Delta L$$

$$\Delta L = (E_{(n+1)} - E_{(n)}) / \tan(\alpha_e)$$

C_{ds} = parameter för glidningen mellan nät och jord enligt utdragstester. (Enl. [15] kan den förslagsvis sättas till 0,7-0,95 i brist på data.)

Observera att friktionen mot jorden beräknas på sträckan $L'_{s(n)}$. Även friktion mellan nät och block tas med.

Skjuvkapacitet mellan nät och block:

$$V_{u(n)} = a_u + W_{W(n)} \tan \lambda_u$$

Värdena på a_{cs} och λ_{cs} fås fram via laboratorietester och erhålls från leverantörer av blockmurar/nät.

Vid bestämning av $W_{W(n)}$ (normalkraften från blocken) begränsas höjden till H_h (”Hinge”-höjden).

$$H_h = 2(W_u - G_u) / \tan \omega$$

$H_h \leq H$ eller $H_h = H$

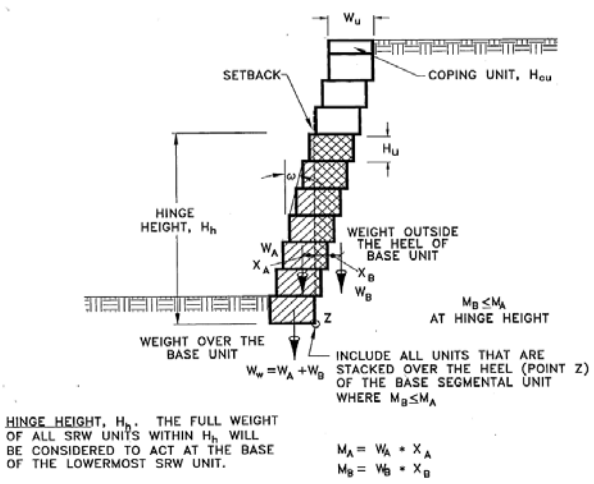


Fig 13. ”Hinge”-höjd [1]

Kriterium:

$$FS_{sl(n)} = \lfloor R'_{s(n)} + V_u \rfloor / P_{a(H,n)} > 1{,}5 \qquad [1]$$

Avseende kontroll av glidningen tror jag att man gärna förenklar beräkningen. Exempelvis görs denna som i den externa beräkningen på sträckan L och då enbart med hänsyn till C_{ds}, dvs friktionen mellan nät och jord.

2.3 Lokal stabilitet

Kopplingen mellan nät och front måste kontrolleras samt skjuvning mellan blocken. Bestämning av maximal höjd för fronten ovanför översta geonätet bestäms. Det sistnämnda görs i princip enligt 2.2.

Beräkning av krafter för:

1. Förbindelse mellan mur och nät. Utdrag samt skjuvning.
2. Skjuvning mellan block.
3. Maximal höjd utan armering.

2.3.1 Jordtryck

För att kunna göra en beräkning för ovanstående måste man beräkna jordtrycket vid fronten. Jordtryckets utseende och storlek är beroende av murens deformationer. En armerad jord (wrap-around), en mur med en front av blockstenar eller en mur med en hel front deformerar sig på olika sätt.

Enligt [1] som gäller för blockmurar räknar man med ett aktivt jordtryck vid fronten, för hela murens höjd. Man utgår då ifrån en plan glidyta. Intressant är att om man studerar annan litteratur så ser man att det inte är givet med ett aktivt jordtryck. Att jordtrycket är lägre vid fronten tar [2], [3] och [5] upp, men hur stort det är går man inte in på. [9] visar att maximal kraft i näten uppträder vid den teoretiska brottytan för att avta till noll vid fronten. Även [4] skrivs det att jordtryckskoefficienten varierar mellan k_0 och k_a.

I [12] redogör man för resultaten från storskaleförsöken av de sk Denver-murarna samt resultaten från de olika finita elementanalyser som gjordes utifrån resultaten för försöksmurarna.

Resultaten har bla registrerats för:
1) en färdigbyggd mur (utan överlast)
2) en mur med en överlast på 103 kN/m^2 (15 psi) efter 2,5 timmar
3) efter ytterligare 100 timmar

Vid försöken byggde man upp två murar (en med friktionsmaterial och den andra med kohesionsmaterial) med en höjd på 2,5 m. Armeringen utgjordes av tolv lager med icke-vävd geotextil. För varje mur registrerades frontens deformation, fyllningen rörelse, töjningen i tre nät samt normal- och skjuvkrafter bakom fronten.

En summering av resultaten för muren med friktionsmaterial bakom:

- Största deformationen för fronten erhölls ungefär halva murhöjden upp och för 103 kN/m^2 (15 psi) är deformationen nästan noll i underkant mur (Fig. 14).

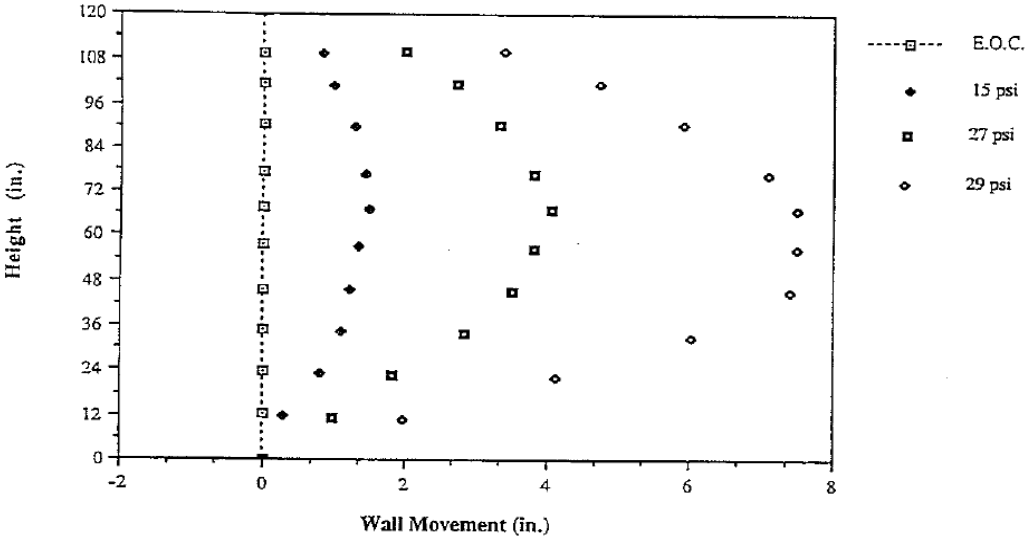


Fig 14. Deformation av fronten vid olika belastningar[12]

- Brottytans utseende är inte plan utan pga friktion mot fronten så blir brottytan lätt kurvad (Fig 15 och 16).

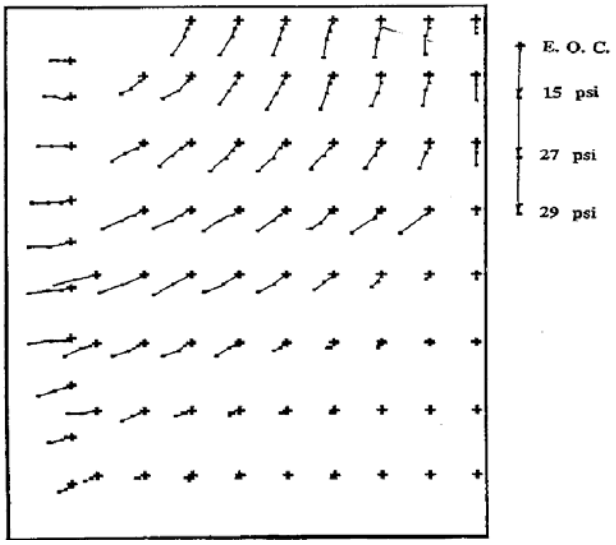


Fig 15. Rörelsemönster för fyllningen bakom fronten [12]

- Resultaten för normal- och skjuvkrafterna för fronten blev tyvärr inte tillförlitliga då mätcellerna tydligen tappade kontakten med fyllningen när fronten deformerades. En indikation på kraften längs med geotextilen är att den är lägre vid fronten än i brottzonen (Fig. 16).

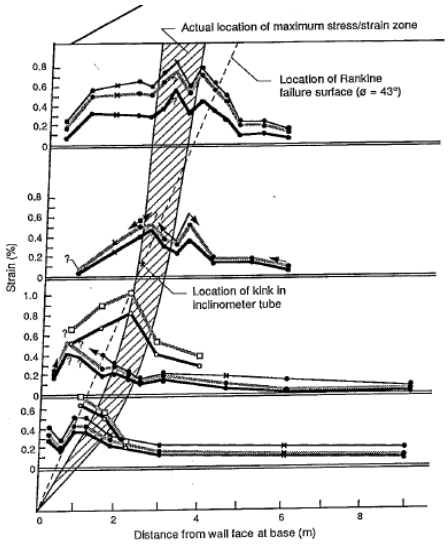


Fig 16. Påkänning i geotextilen [12]

Olika forskare fick därefter i uppgift att modellera Denver-murarna utifrån mätresultaten. Resultaten från de olika finita elementanalyserna gav väldigt olika resultat.

- Några forskare erhöll i sina finita elementanalyser deformationer i fronten liknande de som erhölls för försöksmurarna. Andra forskare fick deformationer som var ca två gånger större. Generellt så stämde deformationsbilden relativt bra; den största deformationen är ungefär på halva murhöjden och nere vid basen är deformationen noll.
- Map jordtryck erhölls följande från analyserna:
    - Några fick jordtryck motsvarande k_a längs hela murhöjden.
    - Några fick jordtryck motsvarande resp lägre än k_a längs största delen av murhöjden men med ett förhöjt värde i toppen av muren.
    - För någon var jordtrycket ungefär halva värdet av ett aktivt jordtryck och ungefär ett aktivt jordtryck för nedre H/5.
    - Ett resultat var ett jordtryck mellan aktivt jordtryck (k_a) och vilojordtryck (k_o). Vid underkant mur uppnåddes viljojordtryck.

Skillnaderna mellan analysresultaten kan bero på olika sätt att modellera muren bla såsom styvheten på fronten, hur de tunna skikten med näten definieras, nätens töjbarhet, kopplingen mellan nät och jord, friktionen mellan front och fyllning och hur glidningen mellan fyllningen och botten modellerats.

Utifrån ovanstående resultat kan man konstatera att jordtrycket kan vara mellan ungefär halva aktiva jordtrycket till ett jordtryck mellan aktivt och vilojordtryck, för att till och med komma upp i vilojordtryck i nedre delen av murhöjden.

Eftersom det är en väldigt liten deformation H/200 som erfordras för att ett aktivt jordtryck skall utbildas så tycket jag att det är rimligt att räkna med ett aktivt jordtryck för hela murhöjden som man gör enligt [1]. Frågan är om man inte skall vara lite försiktig vid högre höjder (tex >4 m?) och räkna med ett lite högre jordtryck för det/de nedersta nätlagret/en som får ta den största kraften.

2.3.2 Beräkningsmodeller

Utdrag av nät ur block/skjuvning mellan nät och block:

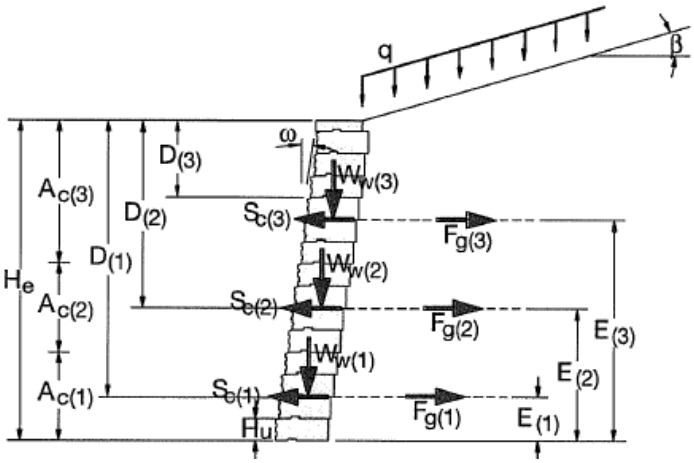


Fig 17. Utdrag av nät ur block [15] ($S_{c(n)}$ motsvarar $T_{cl(n)}$ alt $T_{cs(n)}$ nedan.)

Beräkning av $F_{g(n)}$, $W_{W(n)}$ och $T_{a(n)}$ görs enl tidigare (kap 2.2). Värdena på a_{cs} och λ_{cs} fås fram via laboratorietester och erhålls från leverantörer av blockmurar/nät. (Se även kap 2.3.3.)

$$T_{ultconn(n)} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs}$$

$$T_{cl(n)} = T_{ultconn(n)} / FS_{cs} \leq T_{a(n)} \quad \text{där } FS_{cs}=1{,}5 \quad [1]$$

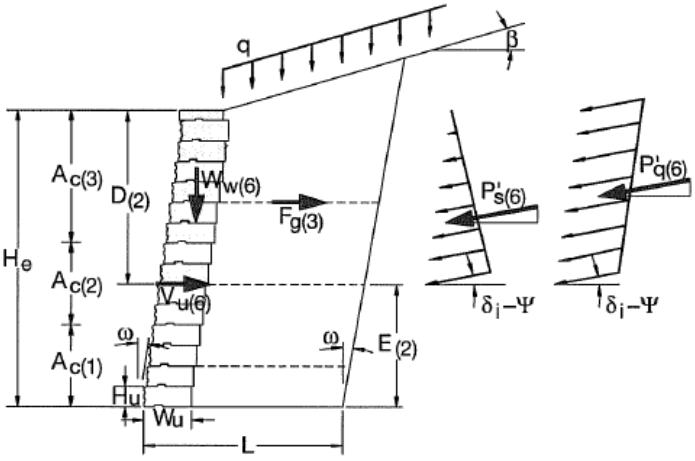
I [1] rekommenderas att maximal rörelse för förbandet är 19 mm (3/4 inches), ett sk bruksgränstillstånd. Då kontrolleras $T_{cs(n)}$. med tillhörande värden a'_{cs} och λ'_{cs}.

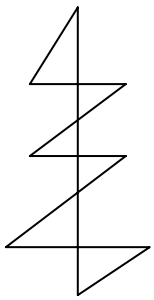
$$T_{cs(n)} = T_{conn3/4(n)} \leq T_{a(n)}$$

I båda fallen gäller:

$$T_{cl(n)} \geq F_{g(n)}$$

Skjuvning mellan block:





Tvärkraftsfördelning

Fig 18. Skjuvning block [15]

Beräkning av $F_{g(n)}$, $W_{W(n)}$ och $P'_{a(H,n)}$ görs enl tidigare (kap 2.2). Värdena på a_u och λ_u fås fram via laboratorietester och erhålls från leverantörer av blockmurar/nät. (Se även kap 2.3.3.)

Skjuvkapaciteten är en kombination av ev klack, skjuvkapacitet mellan blocken och skjuvkapacitet i ev fyllnadsmaterial.

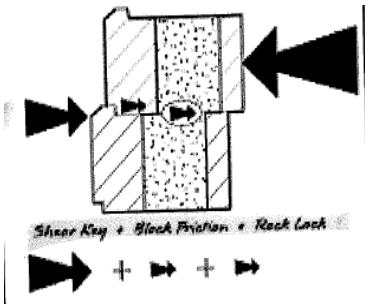


Fig 19 Skjuvkapacitet mellan block [6]

$$V_{u(n)} = a_u + W_{W(n)} \tan \lambda_u$$

$$FS_{sc(n)} = V_{u(n)} / [P'_{a(H,n)} - (F_{g(n+1)} + F_{g(n+2)} + ...)]$$

$FS_{sc(n)}$=1,5 [1]

Maximal höjd utan armering:

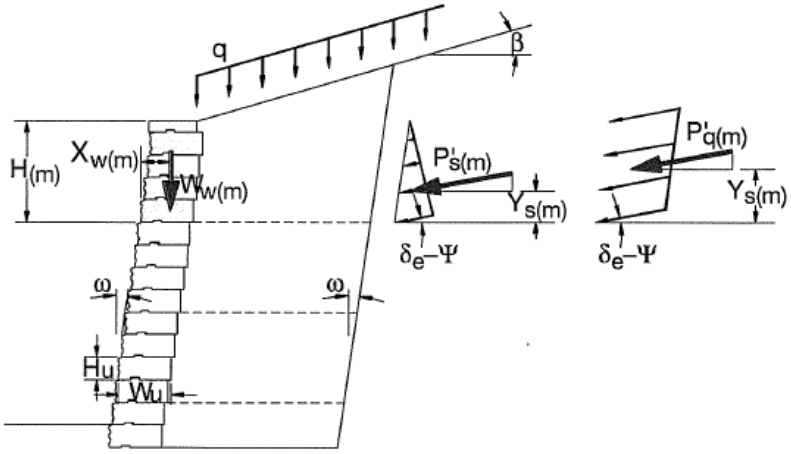


Fig 20. Maximal höjd utan armering [15]

Beräkning görs för stjälpning samt skjuvning mellan block. Principerna är som tidigare i den här rapporten, då med FS_{sl} och FS_{ot}=1,5.

2.3.3 Friktions- och skjuvkapacitet

Enligt [1], [3] måste kapaciteten mellan blocken och geosynteten utredas i laboratorieförsök. I NCMA SRWU-1 och NCMA SRWU-2 [1] finns en standardmetod hur man bestämmer skjuv(friktions)koefficienten för utdrag av armeringen ur blocken samt skjuvkapaciteten mellan block-block och block-armering.

I Bilaga 1 har en sammanställning, av T_u (=$T_{ultconn}$) och V_u, gjorts utifrån testresultat som har redovisats i [6], [7], [13], [14] och [27].

Diagram 1 tom 7 visar utdragskapaciteten T_u för olika block och nät. Man ser här att det är en stor variation mellan värdena, dels map typ av block och nät och dels beroende på vilken normalkraft som råder.

Diagram 8 visar skjuvkapaciteten T_u mellan block och nät och i diagram 9 skjuvkapaciteten V_u mellan block och block. Variationen är väldigt stor för skjuvkapaciteten mellan blocken.

I diagram 10 redovisas resultaten för blocket Systems 6 SF och geonätet Synteen SF110. Skillnaderna är här inte så stora mellan utdrag och skjuvkapaciteterna för låga värden på N medan skjuvkapaciteten mellan blocken ökar väsentligt vid ökat värde på normalkraften.

Diagram 11 visar motsvarande som diagram 10 men för blocket AllanBlock och ett okänt geonät. Här är värdena helt olika.

Utifrån bilaga 1 ser man tydligt hur olika värden man får för olika block-nät/block-block samt att man inte kan förutsäga resultaten. Det är därför viktigt att man har tester för de

block och nät som skall jobba ihop och att nät/blockleverantörer lämnar uppgifter på dessa till den som skall konstruera muren.

Om man nu inte har några värden kan man enligt [16] vid överslagsberäkningar använda μ=0,4 mellan prefabricerade block. Detta verkar stå i paritet med BBK04 [17] där man anger en friktionskoefficient mellan betong-betong till 0,3-0,9. Detta är väldigt låga värden vilket syns i diagram [9].

Även om jag förordar att man skall ha testvärden för nät/block vill jag här göra ett intressant beräkningsexempel. Säg att vi har en mur som är 4 m hög. Blockbredden W_u är 0,25 m. Nedersta nätet ligger 0,15 m från basen och avståndet till nästa nätlager är 0,45 m (3 st blockhöjder). En överlast på 10 kPa verkar på marken, k_a=0,24, γ=19 kN/m^3 och γ_{btg}=24 kN/m^3.

N=0,25*24*(4-0,15)=**23,1 kN/m** vilket ger $\mathbf{T_{u\ max}}$**=0,4N=9,2 kN**

F_{gs}~0,24*19*[4-(0,15+0,45/2)/2]*(0,15+0,45/2)=6,1 kN

F_{gq}=0,24*10*(0,15+0,45/2)=0,9 kN

F_g=6,1+0,9=7 kN

Med FS=1,5 ger detta $\mathbf{T_u}$=1,5*F_g=**10,5 kN >9,2 kN vilket inte är OK.**

Går man in i Bilaga 1 och prickar in värdena på N och T_u ser man att detta fungerar för samtliga redovisade block och nät. För förhållandet 0,4N innebär det att näten måste läggas tätare vilket inte är någon god ekonomi då nät och block inte utnyttjas optimalt.

2.3.4 Summering

Det är mycket möjligt att jordtrycket intill fronten är lägre i den övre delen av murhöjden för att sedan öka i den nedre delen av muren. Att räkna med ett lägre jordtryck för det nedersta/de nedersta nätlagret/en verkar dessutom inte relevant då kraften är maximal vid brottytan. Sträckan från fronten till där maximal kraft uppträder är väldigt kort och att den skall sjunka verkar orimligt.

Det behövs säkert fler försök med olika murhöjder, fyllningsmaterial och överlaster för att få en bättre uppfattning om jordtryckets fördelning längs murhöjden. Men i nuläget verkar det rimligt med att räkna med ett aktivt jordtryck längs hela murhöjden.

Att enbart förlita sig till friktion/skjuv mellan block och nät samt block och block kan vara lite osäkert. Förutom att man måste veta friktionskoefficienten (utifrån laboratorietester) så kan läget på nätet mellan blocken variera i praktiken. Detta ger kanske inte den förankringslängd som erfordras. En viss tolerans på nätlägena borde finnas med vid testen.

Vill man förhöja säkerheten så kan man förankra nätet med en konnektor som är testat för ett visst block. Om näten träs över dessa är förankringslängden i blocken given. Blocken kan inbördes hållas ihop med sk ”pins” eller klackar som håller. Block-/nätleverantörer bör lämna underlag för kopplingen i fronten så att den konstruktör som gör beräkningar för den externa, interna, globala stabiliteten även kan upprätta det för den lokala stabiliteten.

Testerna enligt NCMA SRWU-1 och NCMA SRWU-2 [1] är visserligen standardiserade, men för att få jämförbara resultat för olika block och nät bör ett oberoende laboratorium utföra testerna.

2.4 Global stabilitet/totalstabilitet

Vid den globala stabilitetskontrollen för en kontroll av rotation för hela massan. Det finns flera program på marknaden för detta.

Allmänt använda säkerheter:

F_{glob}=1,3-1,5 [1]

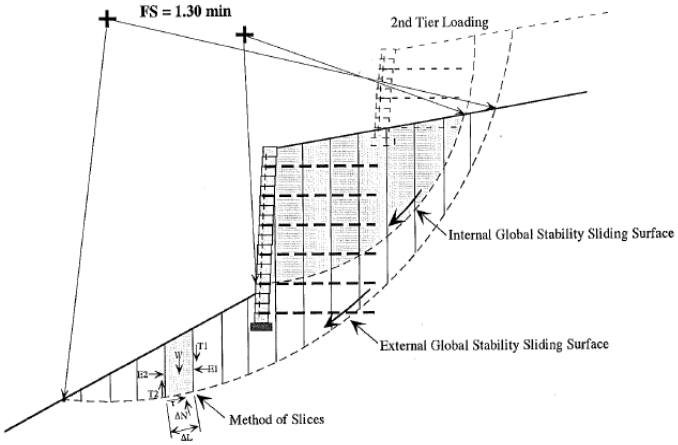


Fig 21. Totalstabilitet [11]

2.5 Deformationer i muren

Som tidigare nämnts så är bakåtförankrade murar inte så sättnings- och deformationskänsliga. Med anledning av detta brukar man inte göra någon deformationsberäkning då detta är relativt komplext. För att kunna ta upp vissa deformationer samt att förvilla synen så görs de flesta murar med en lutning på 5-10°.

Då näten kontrolleras för utdrag ur blocken så görs en begränsning för deformationen till 19 mm.

3 Vidare arbete

Man kan klart konstatera att vidhäftning block-block resp block-nät varierar med olika typer block resp nät. För att få reda på detta behövs laboratorieförsök för olika typer av block samt olika kombinationer block och nät. De nät/blockleverantörer som verkar på marknaden bör se över sina produkter och testa dem.

Det som vore intressant är att veta toleranserna för läggningen av nät. Hur påverkar detta resultaten?

Hur ser jordtrycksfördelningen ut längs murhöjden? Fler försök behöver göras för att få en insikt i detta. Detta är ett stort projekt och kunde kanske passa som ett exemensarbete på någon högskola.

Referenser, litteraturförteckning

[1] Design Manual for Segmental Retaining Walls (National Concrete Masonry Association, NCMA), 2002
[2] Nordisk Vägledning för Armerad Jord och Jordspikning, Rapport 2:2004, Svenska Geotekniska Föreningen
[3] Geosynthetic Reinforced Soil for Walls and Slopes, Geotechnical Engineering -1997, G.P. Raymond
[4] Armerad jord, Ove Magnusson, Byggforskningsrådet, 1997
[5] Earth Walls, L. Pálossy, P. Scharle and I. Szalatkay, 1993.
[6] Engineering Manual For Allan Block Retaining Wall Systems, 2006
[7] AB Spec Book, Allan Block, 2007
[8] The Design of Reinforced Soil Structures using Tensar Geogrids, Tensar International, 1999
[9] Guidelines for the Design of Reinforced Soil Walls, Bridge Abutments, Slopes and Embankments, Tensar International, 2003
[10] Metodblad 11, SGF, 030227
[11] Keystone Retaining Wall Systems, 2003
[12] Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Jonathan T.H.Wu, 1991
[13] Interaction Testing rapport 24 SF Units with Synteen Geogrids, Thiele geotech, Inc., 2004
[14] Interaction Testing rapport 6 SF Units with Synteen Geogrids, Thiele geotech, Inc. 2005
[15] Retaining Wall Design, Risi Stone
[16] Design Manual for Road and Bridges, Volume 2, Section 1, BA 68/97, Part 4 , 1997
[17] Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK04
[18] Revision of Section 504, Concrete Block Facing MSE Walls, 2002
[19] Armerade konstruktionslösningar Stödmurar – Branta slänter - Brolandfästen, Tensar International, 2007
[20] www.steriks.se
[21] www.nordform.se (numera s:t eriks)
[22] www.solcon.se
[23] www.rbr.dk
[24] www.heda.se
[25] www.starka.se
[26] www.keystonewalls.com
[27] www.mutualmaterials.com
[28] www.benders.se
[29] www.villatidningen.se

Bilaga 1: Sammanställning av utdrag av nät ur block, skjuvning block-nät och block-block

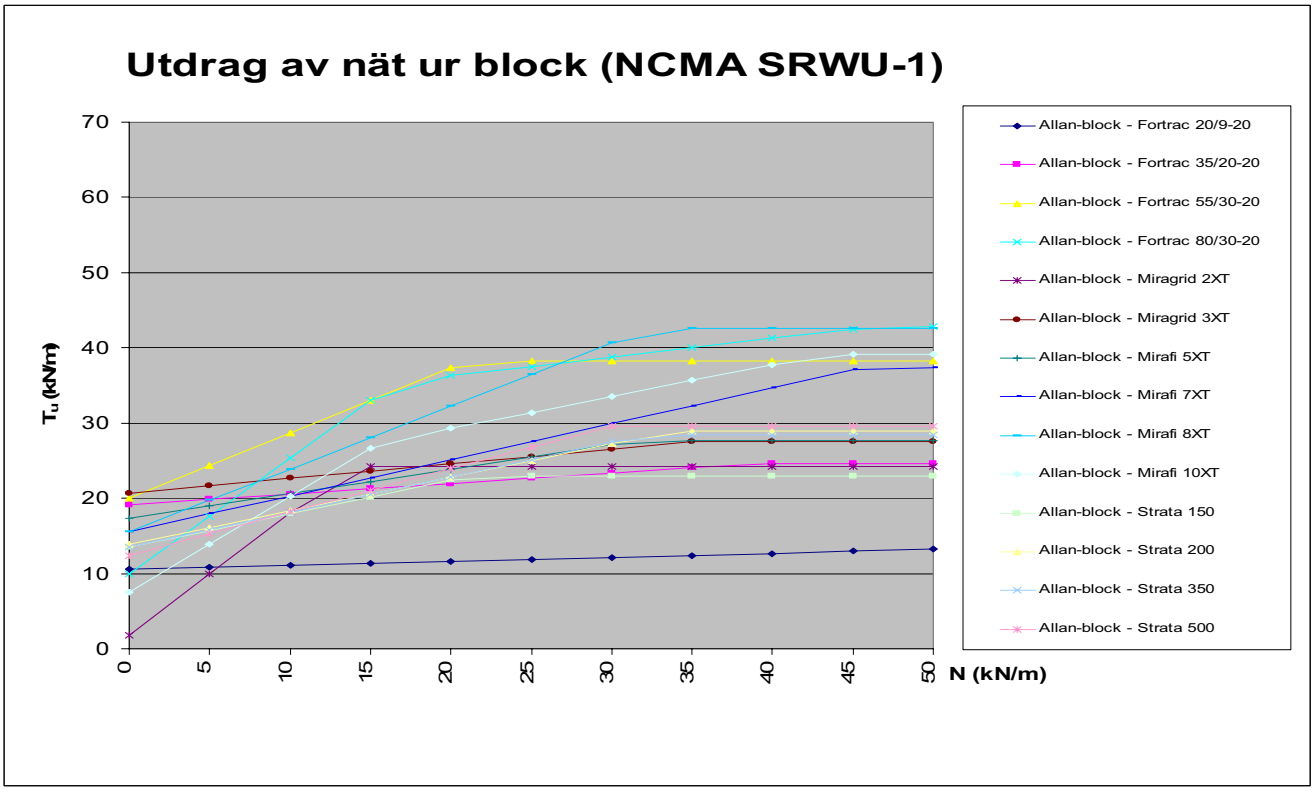


Diagram 1. AllanBlock med olika typer av nät

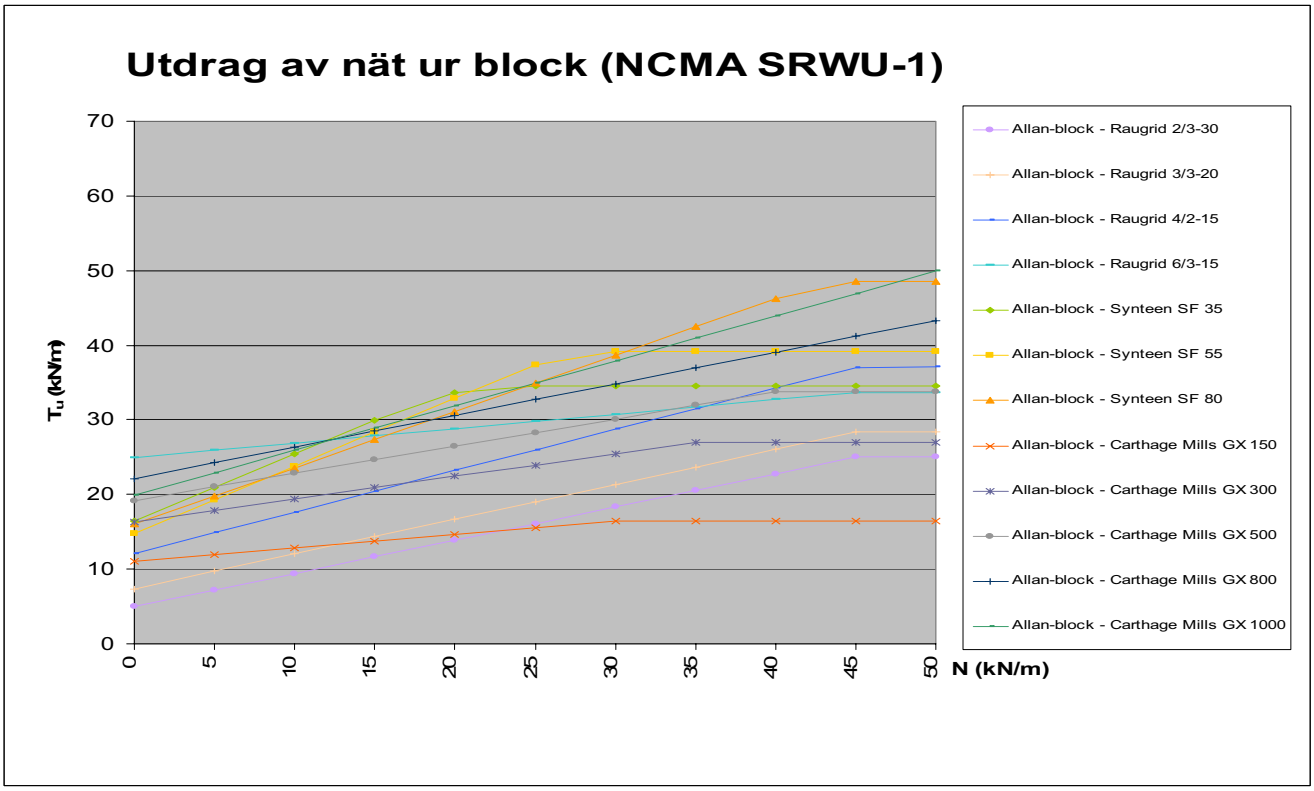


Diagram 2. AllanBlock med olika typer av nät

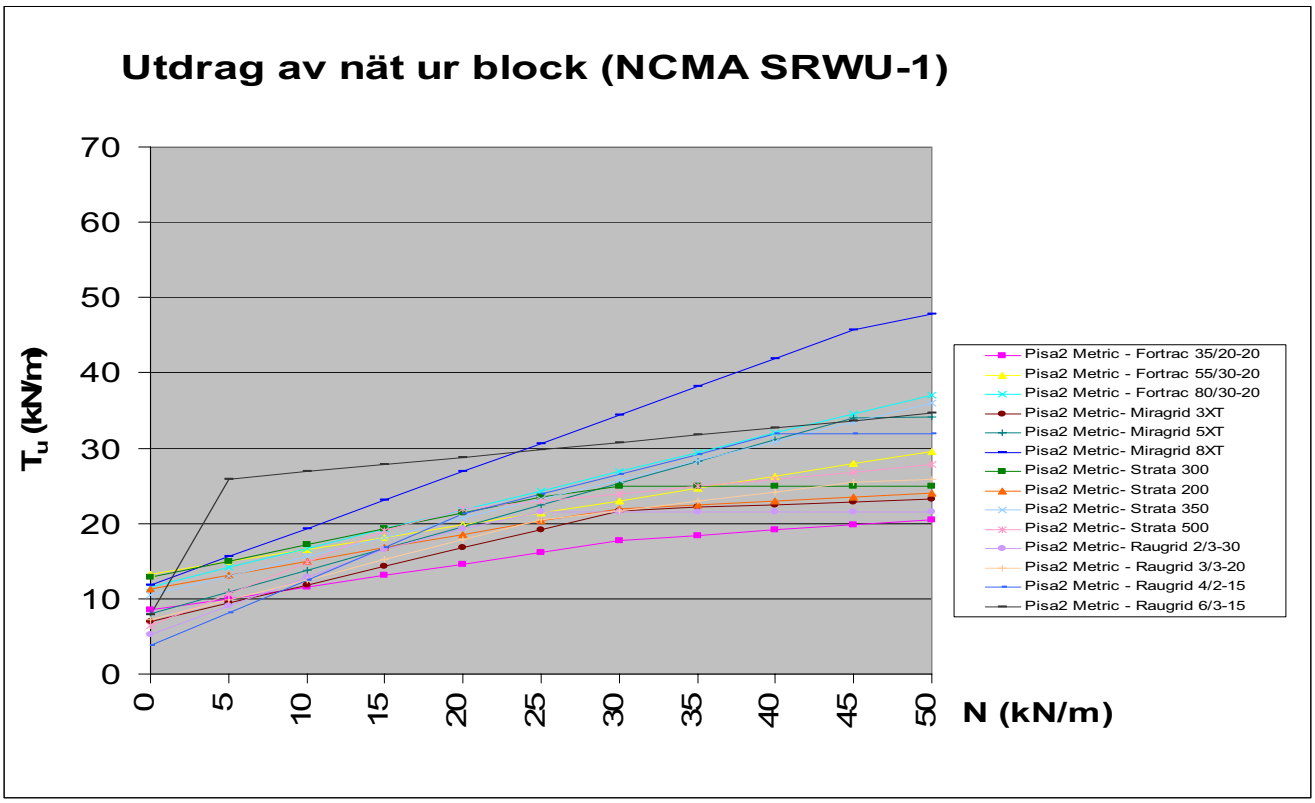


Diagram 3. Block Pisa2 Metric med olika typer av nät

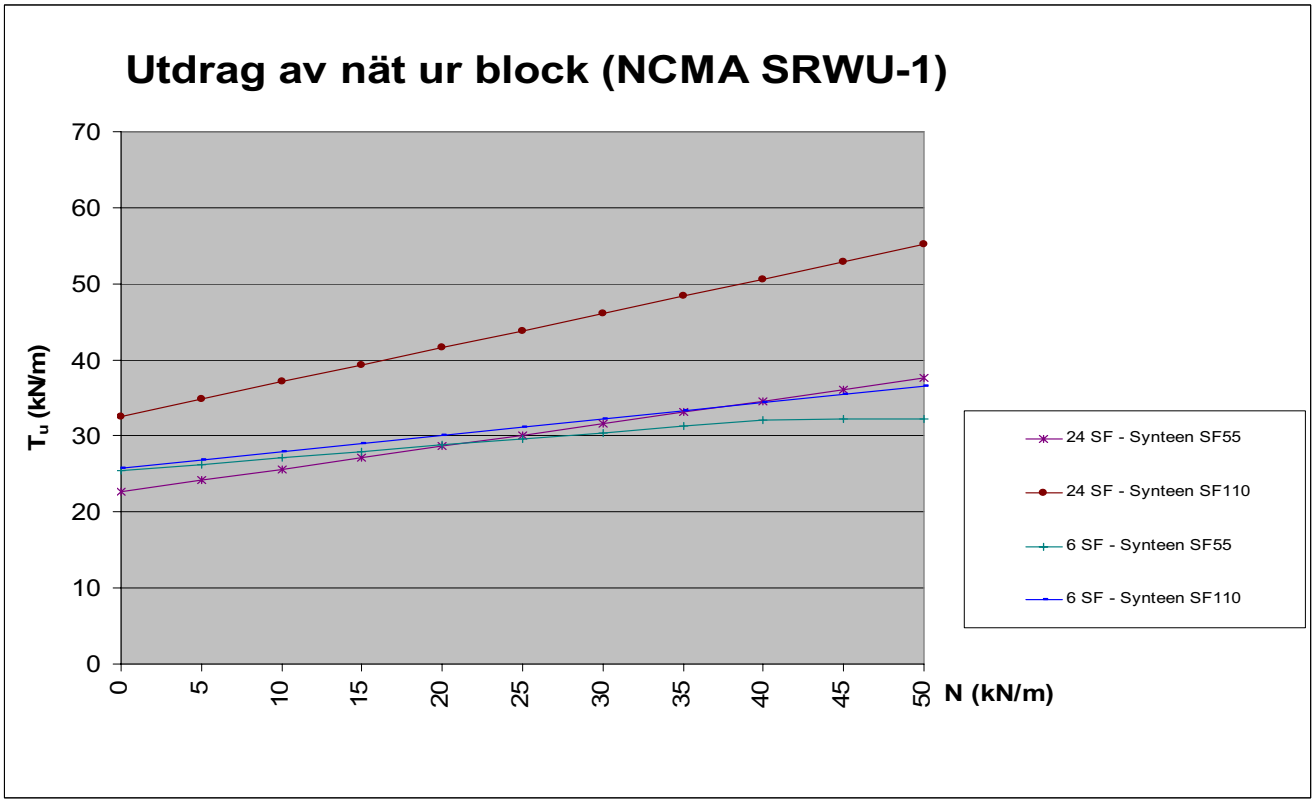


Diagram 4. Block 24 SF och 6SF med olika typer av geonät

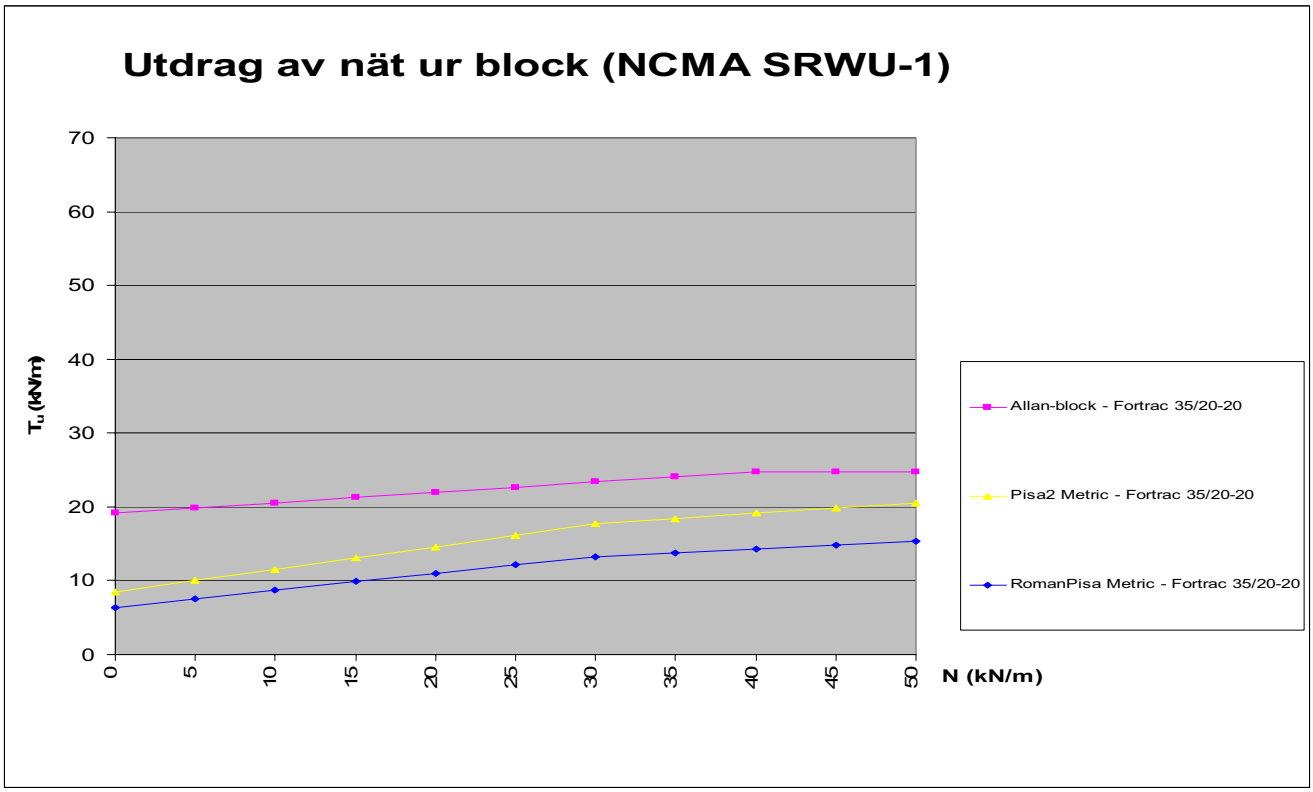


Diagram 5. Geonät Fortrac 35/20-20 med olika typer av block

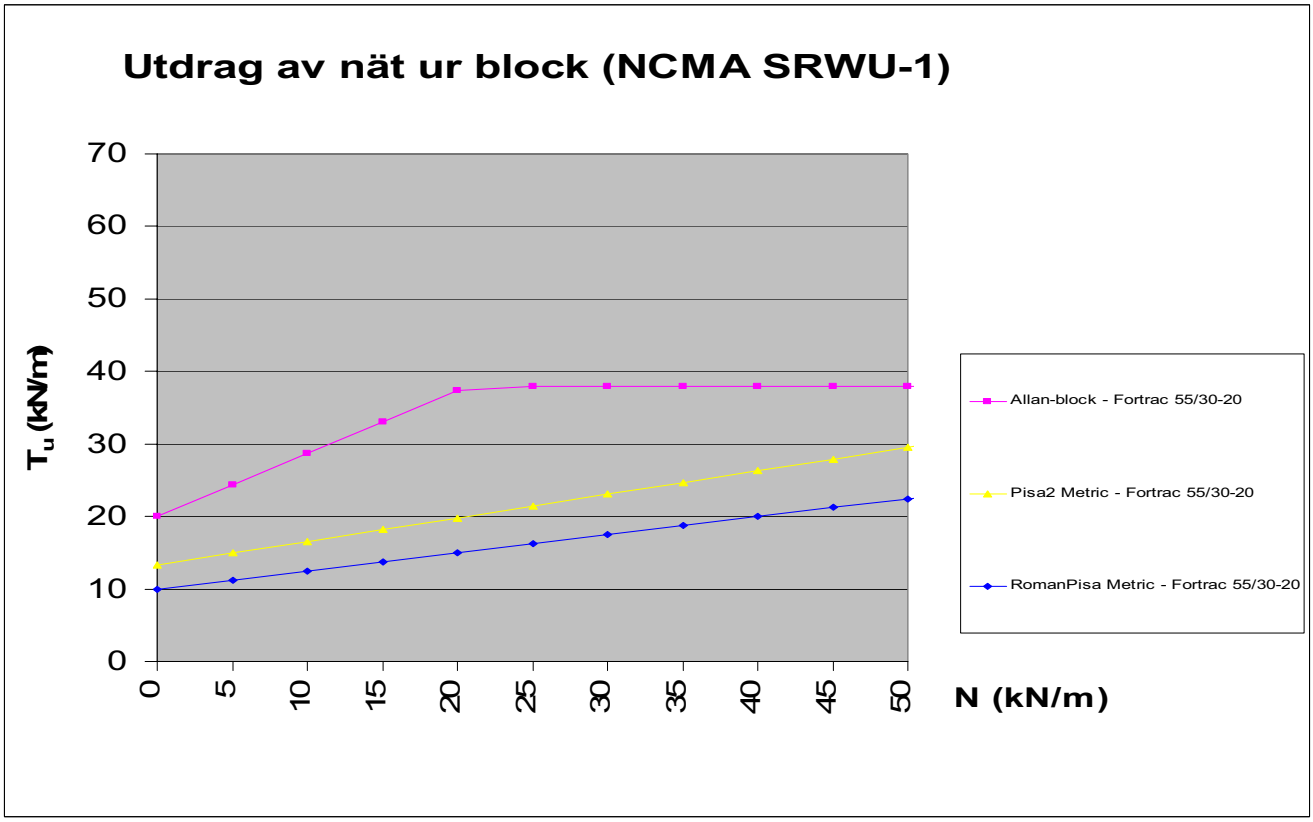


Diagram 6. Geonät Fortrac 55/30-20 med olika typer av block

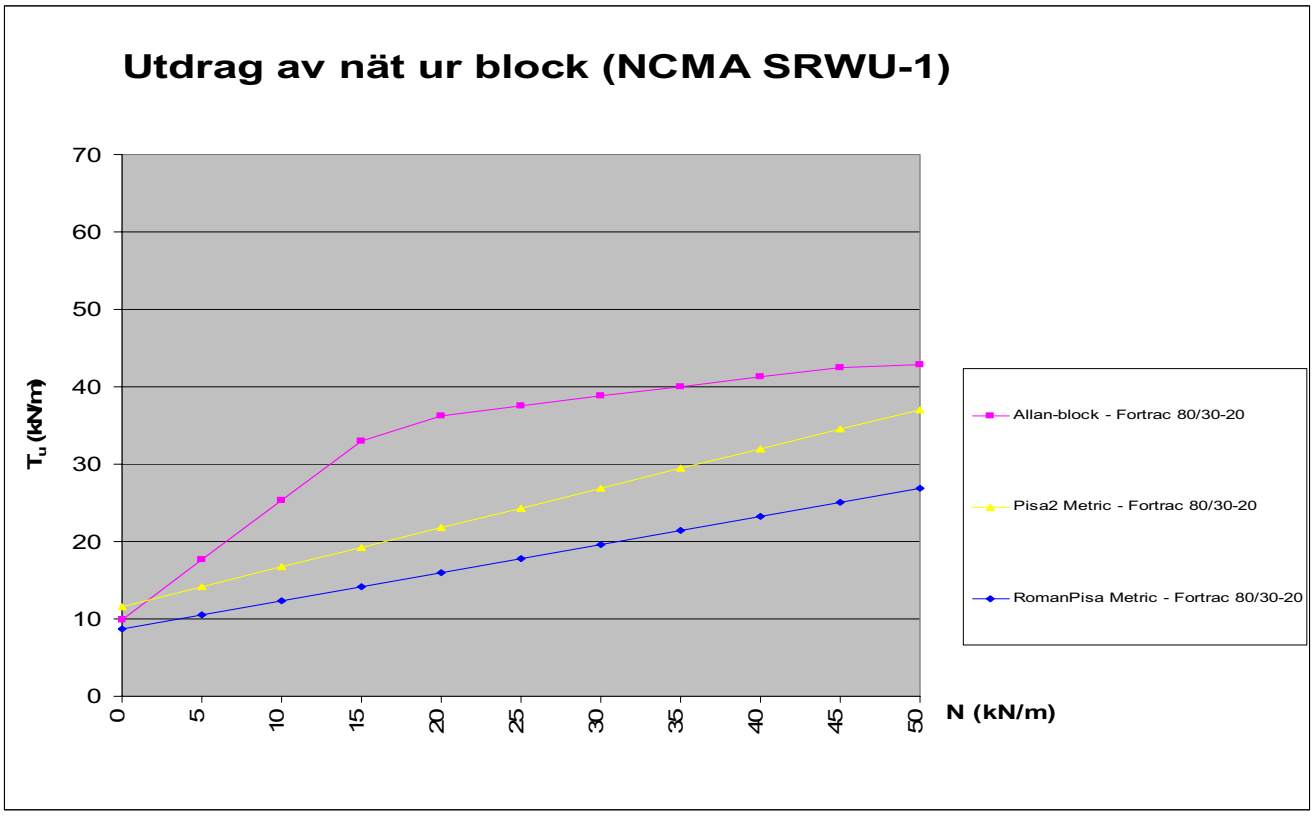


Diagram 7. Geonät Fortrac 80/30-20 med olika typer av block

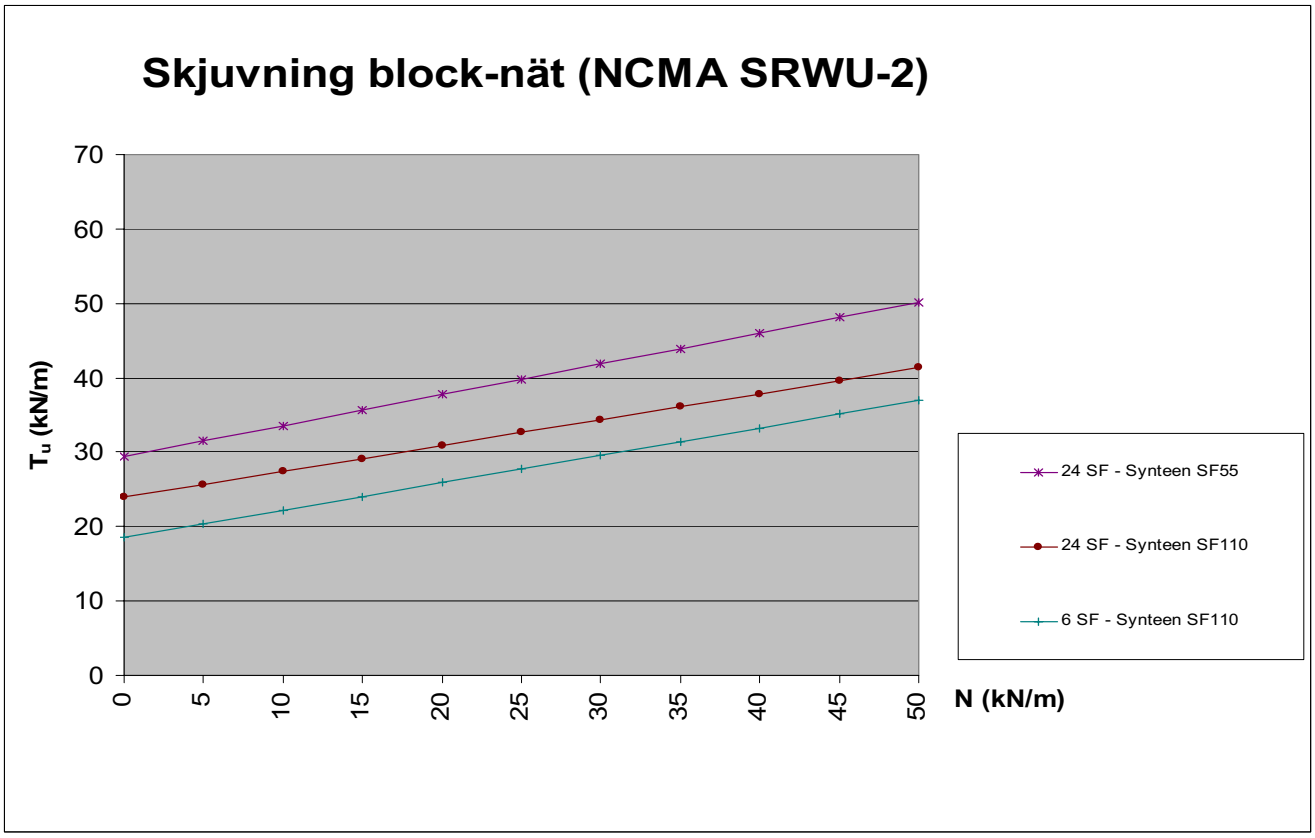


Diagram 8. Geonät Synteen med olika typer av block

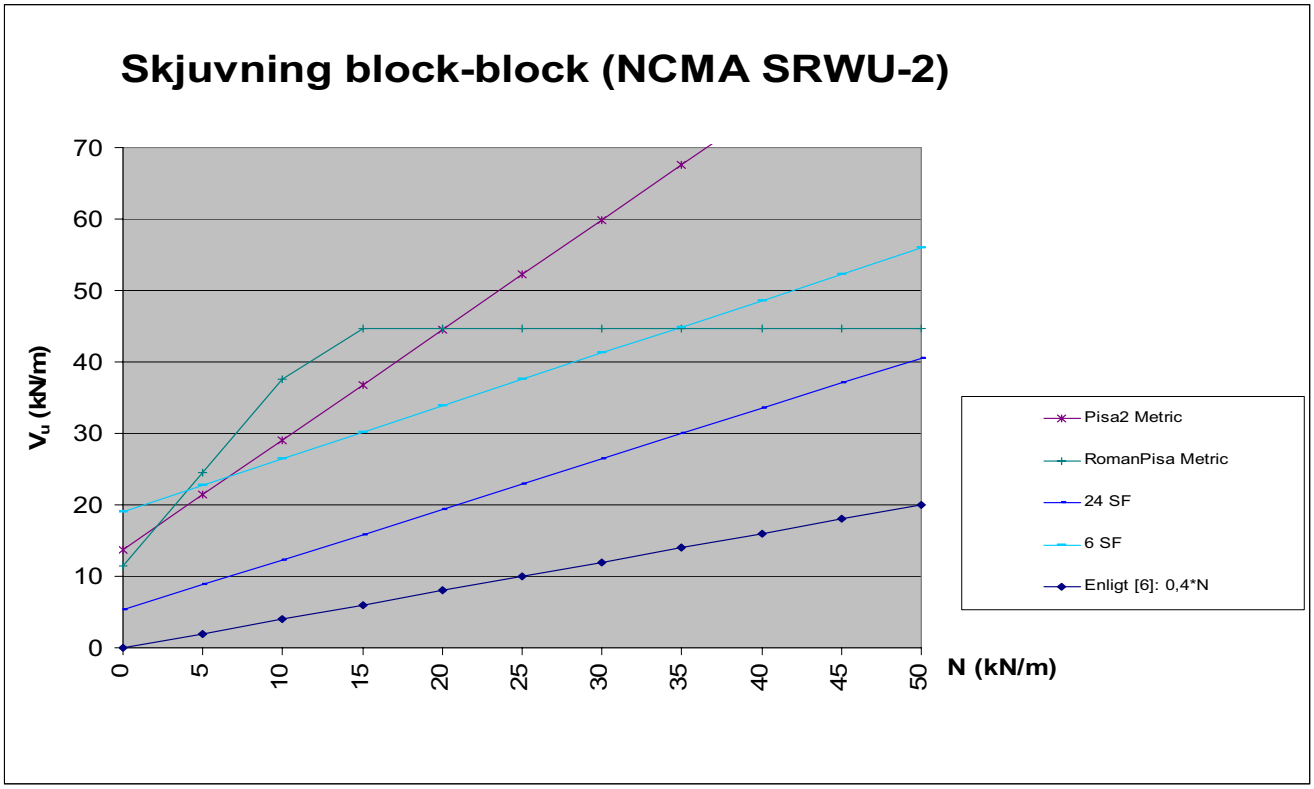


Diagram 9. Olika typer av block

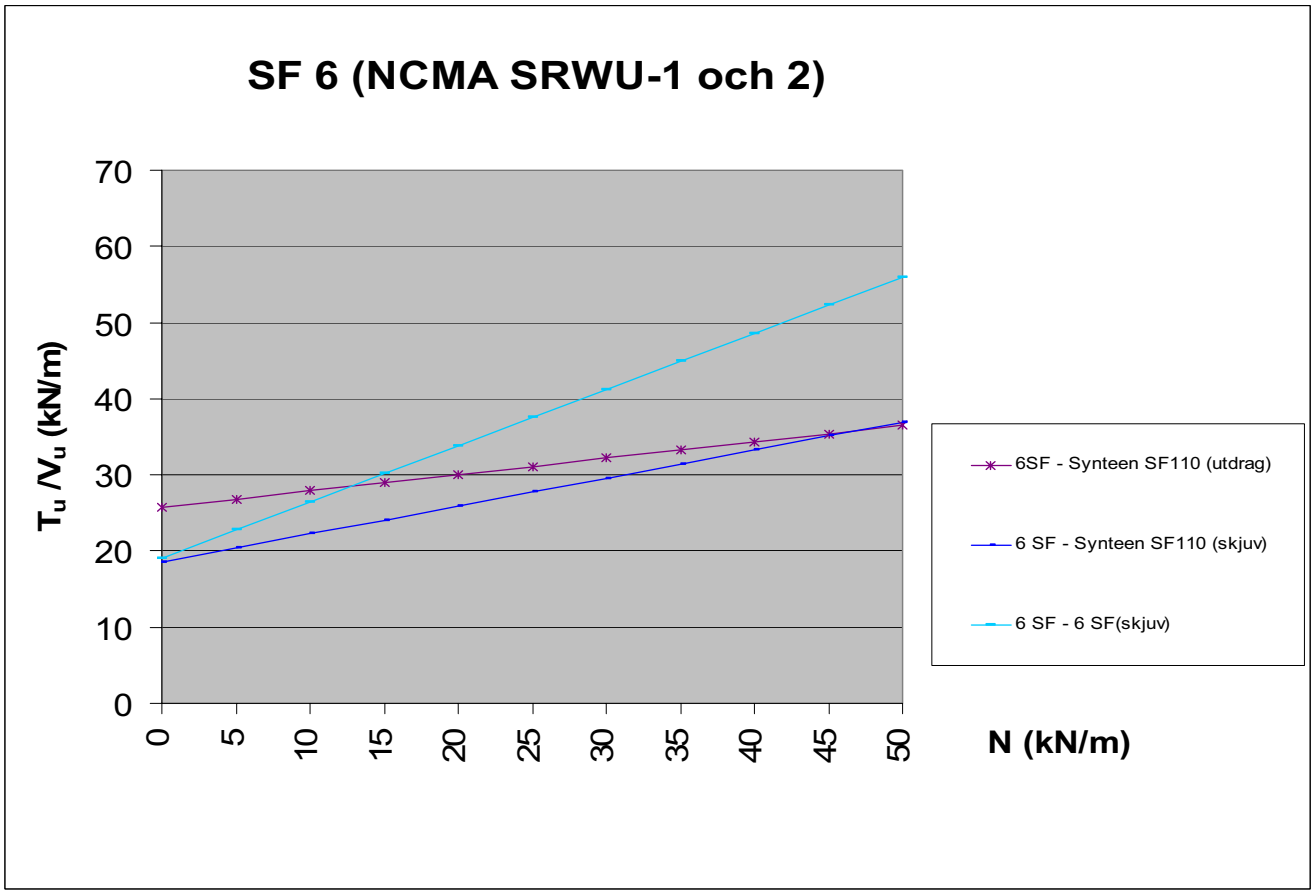


Diagram 10. Utdrag och skjuv för 6 SF och Synteen SF110

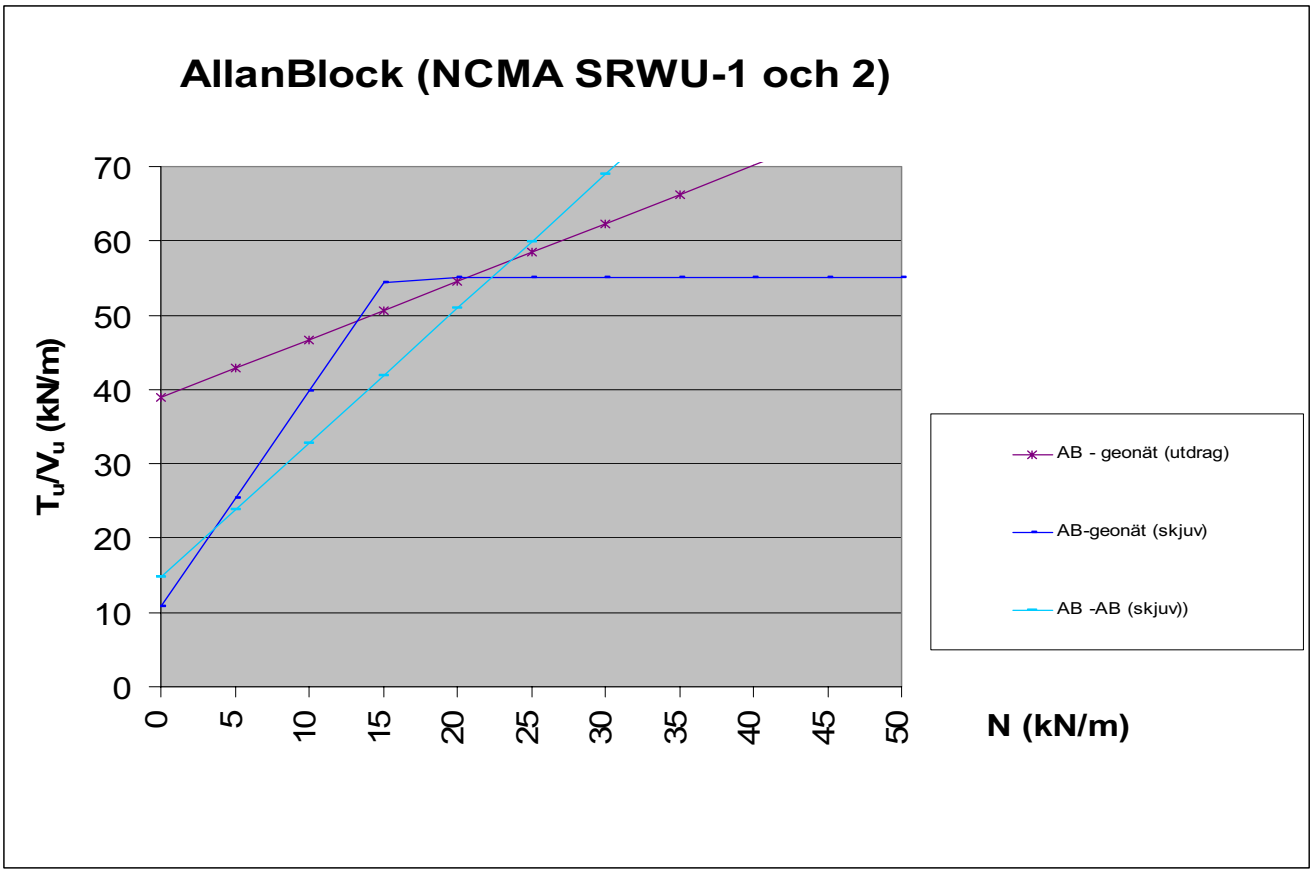


Diagram 11. Utdrag och skjuv för AllanBlock Three och geonät