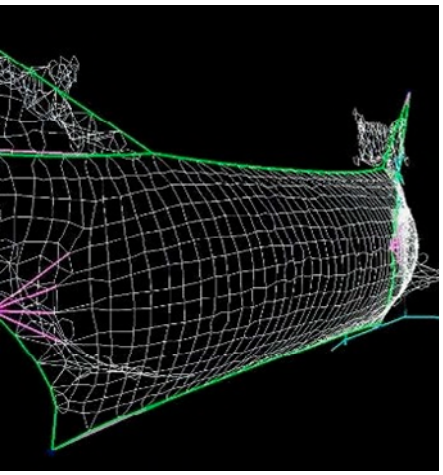
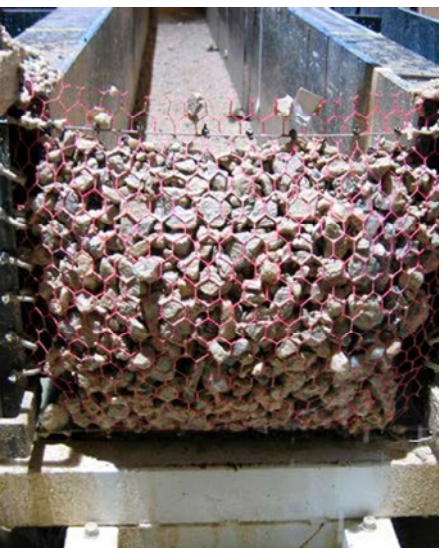








Heft 44, 2016
WSL Berichte
ISSN 2296-3456

山區野溪的土石流防護系統

彈性柵欄之規畫和計算的基本原則

Corinna Wendeler

瑞士聯邦森林、雪暨景觀研究所（WSL），CH-8903 比門斯多夫

Heft 44, 2016
WSL Berichte
ISSN 2296-3456

山區野溪的土石流防護系統

彈性柵欄之規畫和計算的基本原則

Corinna Wendeler

出版商
瑞士聯邦森林、雪暨景觀研究所（WSL），CH-8903 比門斯多夫

本系列出版負責人 為
WSL主任，Konrad Steffen教授

本作負責人
Dr. Manfred Stähli, 主管單位，山區水文和塊體運動

總編輯：Sandra Gurzeler, WSL Layout: Dr. Axel Volkwein, WSL
翻譯自德文： itl Institut für technische Literatur AG, CH-8280 Kreuzlingen

聯絡方式
瑞士聯邦森林、雪暨景觀研究所
（WSL） Axel Volkwein教授
Zürcherstrasse 111 CH-
8903 Birmensdorf
E-Mail：axel.volkwein@wsl.ch

引用
Wendeler, C., 2016: 山區野溪的土石流防護系統－彈性柵欄之規畫和計算的基本原則 WSL Ber. 44: 279 pp.
PDF 下載www.wsl.ch/publikationen/pdf/15501.pdf

ISSN 2296-3448（紙本）
ISSN 2296-3456（線上）

照片封面
2006年5月Illgraben VS填滿土石流的柵欄側視圖
土石流柵欄的數值模擬
土石流前緣
實驗室內的土石流柵欄物理模型

圖片來源目錄

Rickli C., WSL	2.1 右
Ishikawa (Japan)	2.10 左
Dep. for Natural Hazards, Ct. Berne	1.1, 2.10 右, 2.13
McArdell B., WSL	2.11
Graf C., WSL	4.3
Geobrugg AG	3.1, 3.2 右, 3.3 left, 3.4,3.9 右, 3.10,3.12
Gwerder C., WSL	4.15 右
Gubler A., WSL	5.24, 5.25,5.26, 6.9
Schatzmann M.	5.5 右
Schlickenrieder M., FH Munich	6.3

© 瑞士聯邦森林、雪暨景觀研究所（WSL），2016

序

這份WSL報告逐字翻譯自Corinna Wendeler博士的博士論文。2008年已於WSL中詳細闡述並提交給蘇黎世的瑞士聯邦理工學院（Swiss Federal Institue of Technology, ETHZ），作為學位要求的一部分。該論文也獲得2008年的瑞士PLANAT研究獎的殊榮。原論文採用德語撰寫，自出版以來，WSL收到許多關於英文版本的請求，清楚地表明該論文及其計畫具有國際利益（International Interest）。同時，數篇以該論文為基礎的文章和報告已發表於科學文獻中（見下頁）。但許多人對於將更多的數據和論文內容授權翻譯成英文仍感到興致濃厚，因此製作出這篇WSL報告。但必須清楚說明的是，本篇報告僅為直接翻譯。 作為Dr. Wendeler博士論文的一部分，與其8年前的原始內容無異。因此強烈建議讀者將論文內容與下頁的最新出版物進行比較（以及不久將出版的出版物）。

本論文為Geobrugg AG公司和瑞士聯邦森林、雪暨景觀研究所（WSL）的共同研究計畫成果，意旨在研究使用彈性環網柵欄來減緩（Retard）或阻止（Stop）土石流。該計畫也獲得職業教育與訓練局（Office for Professional Education and Technology, OPET）科技創新委員會（Commission for Technology and Innovation，CTI）的大力支持，位於WSL的委員會由Dr. Axel Volkwein所主持；而負責指導計畫內的博士論文，則由瑞士聯邦理工學院工程結構研究所（Institute of Structural Engineering）的Mario Fotana教授所主持。 額外的指導則主要透過Dr. Axel Volkwein，而Dr. Perry Bartelt從旁給予大量支援。

其他的WSL員工則通力合作，幫助計畫得以完成。我們特別感謝測量技師Bruno Fritschi和WSL在瓦萊州Valais, Franc¸ois Dufour的代表，以及Dr. Alexandre Badoux、在崎嶇地形中進行地形測量的Pat Thee、幫助分析土石流數據的Julia Kowalski、WSL的土石流團隊，如在Dr. Dieter Rickenmann的協助下，Dr. Brian McArdell和Dr. Christoph Graf負責Illgraben的所有背景研究，得以安裝和調查全設備化的彈性防護系統。該計畫也受益於大學生的學術計畫。包括Florian Kaineder、Andreas Gubler、Philipp Franke和Magdalena Schlickenrieder。論文完成後，Dr. Wendeler離開WSL並加入Geobrugg AG公司，展開環網柵欄的進一步應用，以幫助減輕土石流和其他自然災害過程的危害。

蘇黎世，2016年4月 Manfred Stähli

源自C. Wendeler博士論文的出版物：

Wendeler, C.; McArdell, B.; Bartelt, P.; Volkwein, A., 2016: 用於減少土石流的彈性鋼質柵欄設計之荷載模型。提交至《加拿大大地工程》期刊 。

Wendeler, C.; Volkwein, A., 2015: 彈性土石流柵欄的網眼尺寸最佳化之實驗室實驗。《自然災害與地球系統科學 》 15, 12: 2597-2604.

Volkwein, A.; Wendeler, C.; Stieglitz, L.; Lauber, G., 2015: 彈性土石流柵欄的新方法。 In: IABSE Conference Geneva, 2015 - 結構工程： 為全球的挑戰提供解決方案 Report. September 23-25 2015, Geneva, Switzerland. Zürich, IABSE. 248-255.

Volkwein, A.; Baumann, R.; Rickli, C.; Wendeler, C., 2015: 彈性土石流留柵欄的標準化。 In: Lollino, G.; Giordan, D.; Crosta, G.B.; Corominas, J.; Azzam, R.; Wasowski, J.; Sciarra, N. (eds)《社會與國土的地質工程– 第2冊》 崩塌過程 London, Taylor & Francis. 193-196.

Volkwein, A., 2014: 彈性土石流柵欄 – 設計與應用 WSL Bericht. 18: 29 pp.

Volkwein, A.; Wendeler, C.; Guasti, G., 2011: 彈性土石流柵欄之設計 In: Genevois, R.; Hamilton, D.L.; Prestininzi, A. (eds) 第5屆國際土石流減災研討會 減災： 力學、預測和評估Padua, Italy, 14-17 June 2011. Rome, Casa Editrice Universita` La Sapienza. 1093-1100.

Wendeler, C.; McArdell, B.; Volkwein, A.; Denk, M.; Gro¨ner, E., 2008: 利用彈性環網柵欄減少土石流 - 實地測試與個案研究。《WIT 工程科學》期刊 60: 23-31.

概要

世界各地山區的土石流（Debris Flow）對人類生活和基礎建設構成威脅。通常土石流是由強降雨所引起，由含有泥漿和粗糙沉積物組成，並流向谷底。本研究調查一種防護土石流的新系統 - 環網柵欄（Ring Net Barrier）。

在歷史脈落下以現有方式探討土石流荷載（Load），以及討論這些方式的應用範圍。瑞士瓦萊州（Canton Valais）的Illgraben土石流觀測站進行大規模實測的新結果和依等比縮尺的實驗室實驗導致下面提及的新荷載方式發展。

土石流在停止過程中的靜水荷載（Hydrostatic Load）取決於質量密度和流動深度（Flow Depth），而相關的動態荷載則取決於衝擊的速度平方、密度以及流動和材料相關的係數。水狀土石流的壓力係數傾向小於顆粒狀土石流，因此摩擦力更為重要。

如果土石流的初次衝擊由環網柵欄停止，隨後的填土作用（Filling Process）可能以逐步施加的壓力模組（Pressure Model）方式隨著時間離散化。這須顧及環網上總壓力的分佈計算，若柵欄完全填滿，荷載將會接近主動土壓力（Active Earth Pressure）。這是由於停止的材料不斷排出水分，而隨後過量的土石流將造成額外荷載。

實地和實驗室測驗已證實一種新的摩擦理論，該理論將土石流中牽涉到的流動過程變量納入考慮。這個定律與一般假設互相牴觸，具有摩擦常數的莫爾-庫倫摩擦定律（Mohr-Coulomb friction law）也用於土石流摩擦。

一款名為FARO的軟體工具起初是為了模擬落石防護系統所開發，適用於土石流衝擊的區域荷載，以便於計算柵欄的結構性行為。進行具彈性、柔軟且如薄膜般的柵欄結構之找形（Form-finding）研究時，建議使用CARAT軟體工具。 支撐結構的設計不納入考慮，且應在計畫期時確定尺寸。

實務上，安全概念的第一步應為補充環網柵欄的設計。案例應以逐步的方式描繪並總結在流程圖中，以利計算。

目錄

1 引言 1
1.1 用於土石流防護的彈性環網柵欄 2
1.2 目前研究的分類與概要 3
1.3 荷載模型的決定步驟 4
1.3.1 實地測試 4
1.3.2 實驗室實驗 5
1.3.3 歷史概念和壓力段波（Pressure-Surge）的方式 5
1.3.4 數值模擬 5
1.3.5 設計概念的形成 6

2 土石流 7
2.1 重力塊體運動 7
2.2 土石流的過程 11
2.2.1 發生 11
2.2.2 流動過程 12
2.2.3 能量平衡 20
2.3 防護性措施 24
2.3.1 導流壩（Diversion Dam） 24
2.3.2 擋土結構物 25
2.3.3 土石流柵欄（Screen Rack）和制動（Brake） 26
2.3.4 導流（Flow-Guiding）結構物 26
2.4 防護概念 27
2.4.1 2005年洪水 27
2.4.2 布里恩茲（Brienz）的執行 29
2.4.3 哈斯利貝格（Hasliberg）村莊的執行 31

3 用於土石流防護的彈性柵欄 32
3.1 網狀柵欄史 32
3.1.1 用於野溪（Torrent）控管的網狀柵欄 32
3.1.2 雪網 32
3.1.3 落石網 33
3.2 彈性土石流柵欄 34
3.2.2 結構元素和組件 37
3.2.3 施工 43
3.2.4 維護 45
3.2.5 清空和拆除 46
3.2.6 資源利用和生態方面 47
3.3 運作模式 49
3.4 使用環網柵欄作為複層柵欄 50
3.4.1 水利工程的水力原理 50
3.4.2 多層結構的作用方式 52

3.4.4 複層柵欄的樣本計算.....60

4 Illgraben研究柵欄的實地測試.....66
4.1 集水區.....67
4.2 測量設備.....68
4.2.1 剪力牆.....70
4.2.2 土石流平衡.....70
4.2.3 研究柵欄的儀器.....71
4.3 柵欄開發.....76
4.3.2 2006年裝設的柵欄.....77
4.3.3 2007年裝設的柵欄.....79
4.4 測量結果、土石流平衡和剪力牆.....81
4.4.1能量平衡.....82
4.5 測試柵欄的測量結果.....87
4.5.1 2006年填充事件的測量值.....87
4.5.2 2005和2006溢流事件的測量數據.....87
4.5.3 柵欄的幾何造型和擋土量.....89
4.6 分析與解說.....93
4.6.1 土石流數據觀測站.....93
4.6.2 測試柵欄的數據.....93
4.6.3 固定網細節的分析.....94
4.6.4 柵欄的幾何數據分析.....97

5 物理模型.....98
5.1 適用於此模型的定律.....98
5.1.1 維度分析.....100
5.2 實驗測試.....103
5.2.1 實驗設備.....103
5.2.2 柵欄.....106
5.2.3 土石流動物質.....107
5.2.4 實驗程序.....112
5.3 結果.....114
5.3.1 視覺觀察.....114
5.3.2 相關比例係數的測定.....115
5.3.3 流速和流動深度.....119
5.3.4 土石儲留.....119
5.3.5 應力測量.....122
5.3.6 排水.....129
5.4 實驗的數值模擬.....132
5.4.1 摩擦係數.....132
5.4.2 使用Illgraben土石進行實驗建模.....136
5.5 實驗的說明.....143
5.5.1 將模型應用於實際狀況.....143
5.5.2 流動過程的可轉移性.....143

5.5.3 土石流和柵欄間的交互作用 144
5.5.4 模擬的有效性 145

6 土石流固定網設計的基本準則 146
6.1 先前的剛性結構載荷方法 146
6.1.1 Kherkheulidze法 146
6.1.2 Lichtenhahn法 147
6.1.3 Coussot法 147
6.1.4 Armanini和Scotton的方法 148
6.1.5 Hübi和Holzinger法 150
6.1.6 州級建物保險（GBV） 150
6.1.7 瑞士施工標準SIA 151
6.1.8 德國工業標準DIN 152
6.1.9 硬質柵欄載荷方法的評估 153
6.2 彈性柵欄的方法 156
6.2.1 落石效應與土石流的比較 156
6.2.2 測量繩力效應的反推計算 157
6.2.3 環網流動阻力 162
6.2.4 根據Rickenmann的能源基準方法 164
6.2.5 土壓力方法 165
6.2.6 彈性柵欄載荷方法評估 167
6.3 帶有壓力段波的載荷模型 169
6.3.1 環網柵欄的壓力段波 169
6.3.2 載荷比較：顆粒狀前緣-泥質前緣 173
6.3.3 應用於Illgraben的測量值 174
6.3.4 根據繩索作用力的逆向計算 175
6.3.5 評估壓力-段波的方法 178
6.4 討論 181
6.4.1 比較變化剛性柵欄的方法 181
6.4.2 關於不同載荷模型的討論 184
6.4.3 壓力-段流模型的選擇 186

7 數值建模 187
7.1 用於模擬落石防護結構的FARO軟體 187
7.1.1 非線性動態分析 187
7.1.2 靜態分析 188
7.1 用於模擬落石防護結構的FARO軟體 189
7.1.3 進行計算 189
7.2 用FARO模擬土石流的防護結構體體 189
7.2.1 區域載荷 189
7.2.2 Illgraben地區2006年柵欄模型的產生與模擬 191
7.2.3 建模細節的影響 194
7.3 找形 205
7.3.1 找形的名詞定義 205

7.3.2 CARAT軟體 206
7.3.3 基本找形方程式 207
7.3.5 帶有膜體元件的環網柵欄模型 211
7.3.6 結構設計 214
7.4 解說 220
7.4.1 模擬土石流柵欄的FARO 220
7.4.2 關於土石流柵欄的找形分析研究 220
7.4.3 程序和展望的比較 220

8 土石流柵欄設計實例 222
8.1 地形條件與選址 222
8.2 輸入數據 224
8.3 設計概念 225
8.3.1 與現有標準的區別 226
8.3.2 強度 227
8.3.3 發生機率 227
8.4 防蝕保護 231
8.5 設計流程 233
8.6 使用實例柵欄的設計流程 235
8.6.1 地形和地質情況 235
8.6.2 Louwenenbach土石流輸入數據 236
8.6.5 目前積雪載荷的計算 238
8.6.7 確定擋土量 240
8.6.8 規劃多個柵欄配置的成本效益分析 241
8.7 註釋和適用範圍 245
8.7.1 附註 245
8.7.2 適用範圍 245

9 總結與展望 247
9.1 總結 247
9.1.1 土石流程 247
9.1.2 載荷模型 248
9.1.3 阻礙方面 248
9.1.4 數值模擬 248
9.1.5 設計概念 249
9.2 未來展望 249
9.2.1 載荷 249
9.2.2 其他應用領域 250

1 引言



圖 1.1: 2005年暴風雨期間遭土石流侵襲的布里恩茲（Brienz）小鎮。

由於其地形、地質和普遍的氣候條件等因素，瑞士經常受到重力自然災害，如洪水、土石流、地滑（Slide）、落石（Rockfalls）和雪崩（Avalanches）的折磨。此外，自19世紀以來，瑞士的人口幾乎倍數成長[51]。因此，為保護居住在山區的增長人口，避免環境條件變化以及相關的自然災害，成為工程師和科學家們活躍的領域。

上述圖 1.1顯示出自然災害—土石流對於人類和基礎建設的影響。土石流的定義為經過強降雨、融雪或雷雨而移動的岩石物質。這物質匯集到河道和野溪後，再一同沖入山谷，直到在堆積部（Deposit Zone）呈現停滯狀態（Overbank sedimentation，越堤堆積）。第2章將詳述關於土石流的運動以及可能造成的潛在損害。

本論文研究的環形網柵欄最初開發為落石防護系統（Rockfall protection system）[103]。數次隨機的土石流事件中，觀察到數個rockfall barrirer成功地將流動物質蓄留住（見第3節）。這些觀察結果提供了本論文的基本概念，即利用彈性環網來保留土石流，並啟動由瑞士聯邦森林、雪暨景觀研究所（WSL）以及由CTI資助的Geoburgg AG公司的研究計畫。[1]

[1]科技創新委員會（Commission for Technology and Innovation，CTI）

該研究的目的為透過實地和實驗室實驗的綜合試驗計畫，來開發一個在土石流和彈性環網之間交互作用的設計模型，以及透過原本開發來執行落石柵欄的離散元件軟體—FARO[103]來作為應用模型的背景。透過對實地和實驗室實驗過程的了解，將有助於開發潛在理想的新防護結構。

本次試驗不可或缺的就是2個全尺寸實測設施，一個位於瓦萊州（VS）的 Illgraben，用於研發單一柵欄的負重系統；另一個是位於瓦萊州（VS）的Merdenson，用於調查多重影響和長期行為（見圖1.2左側）。



圖1.2：位於瓦萊州Illgraben的填土測試柵欄（2006）（左），以及瓦萊州Merdenson的3個複層柵欄（Multilevel Barrier）（右）。

此外，還進行了一系列大規模的實驗室實驗，使用不同土石流材料和不同柵欄類型的變化－從剛性到網狀的彈性－來研究管理土石流和柵欄之間交互作用的原理。實驗室中，研究人員從近期的事件中受益不少，因為大量的土石流觸發條件比自然土石流事件案例更能被評估。

1.1 用於土石流防護的彈性環網柵欄

主動防護是指為防止自然災害—土石流—所採取的具體措施，包括柵欄以及其它類型的防護結構之建造（見2.3節）。

使用環網柵欄作為土石流防護代表著這些系統的新應用方式。 這裡試驗的彈性防護系統通常由在支承繩索（Support Rope）中相互連接的環（Ring）所組成，原用於攔阻點狀落石撞擊事件。然而，初步試驗證明，它們對於在表面施加壓力的載荷（Load）也具有理想功能。

透過所謂的制動元件（Brake Element）可增強柔軟的彈性結構，其作用如同支承繩索內的內嵌式消能器（Energy Dissipator）。用於土石流防護的環網柵欄之各別組成部分將在第3章中討論。

環網柵欄的優勢在於其輕量支撐結構，能以直昇機運輸到難以進入的高山地區。也可短時間內安裝，為事件後的土石清空故建議使用服務道路。

與大型結構相比，網狀柵欄的細絲外觀（Filigree Appearance）更能融入以旅遊業為主的自然景觀區域。柵欄本身對於野溪系統的生態干擾相對較小。

原則上，彈性網狀柵欄可根據兩種可能應用區域再細分。空網結構物（Empty Structrue）通常置於河道內且略高於河面，提供在土石流事件下的攔阻空間。此外，環網柵欄也相當適用於擴大現有攔阻空間。連續安裝多個柵欄後，可相對增加攔阻空間。

第二種應用領域為河床內的永久填充性結構物（Permanently-filled Structure）來達成河床穩定，並創造一個防砂壩（Check Dam），在這種情況下，結構設計和柵欄形狀必須小心設置，以減少對於支承繩索上部摩擦和腐蝕過程。對於支承繩索上部提供額外的摩擦防護是此種應用不可缺少的（見第3.2.2.6節）。

1.2 目前研究的分類與概要

截至目前為止，計算土石流施加荷載的方法相對較少。現有的方法通常都是基於等比縮小的實驗室實驗所得出的單一實驗數據[8]。 由於其困難的情況和程序，在自然的土石流河道中鮮少能測量到土石流荷載[8]。

測量技術需要特別量身訂製，以滿足Illgraben土石流事件中，不同環網柵欄位置的填滿和溢流（Overflow）繩索力之紀錄需求，。將數據結果進行分類並與其它測量變量組合後進行討論。此外，在土石流事件中首度測量到流動深度（Flow Depth）的壓力分佈。基於流體流動定律的模型，係由這些數據推導而出，以探討停止過程以及土石流和環網柵欄之間的交互作用。

到目前為止，土石流流動過程普遍存在的摩擦定律，尚未得到廣泛地研究[6]。 目前研究從實地和實驗室實驗所收集的數據，證明摩擦參數不能認定為恆定（摩爾-庫倫），這是目前為止最常見的假設。摩擦參數取決於瞬間流速以及含水量和釋放的隨機能量（顆粒溫度）；它們將會影響柵欄在動態衝擊下的壓力係數（Pressure Coefficient）。對於以顆粒和摩擦為主的土石流而言，動態荷載放大所推導出來的壓力係數仍須通過實地測量的驗證。

由於到目前為止缺乏土石流撞擊攔阻結構物（Retaining Structure）的測量數據，因此很少公佈土石流荷載的安全概念標準[98]。此外，根據各自的需求，土石流防護系統未來的設計仍須持續採取行動。在目前的框架下，將提出關於選擇環網柵欄的對於安全概念的初步建議。

目前柵欄的第一個實際應用（見第2.4.3節）顯示出未來對於防護系統的需求日益漸增，透過智慧規劃（Intelligent Planing）和工程，將可確保將來高山地區的住宅和休閒區能持續安全的使用。

1.3 荷載模型的決定步驟

為了開發環網柵欄設計的實際荷載模型，依照現行工作的結構，需要幾個步驟（主題）。首先是實地測試，由所需的實驗室實驗和數值模擬進行補充。結果產生一個基於土石流攔阻的尺寸標註網狀柵欄（Dimensioning Net Barrier）之設計概念的荷載模型。

1.3.1 實地測試

第4章將詳細探討測試柵欄的開發、最佳化和測量；同一章節也包括對於土石流觀測站（2000年由WSL於Illgraben營運）的詳細探討。決定土石流的平均流速，稱為土石流平衡（Bebris-flow Balance）的替代測試結果也將在同章節呈現。包括2006年安裝在剪力牆（Shear Wall）上，透過土石流通過流動深度（Flow Depth）產生有效力（Effective Force Profile）來獲得的測量數據。

測試柵欄獲得的結果，如繩索力和填充高度，將會詳細介紹。過程中提到以額外實地測量來決定幾何參數，如攔阻量、填充空間的河道坡度（Channel Slope），以及填滿後環網柵欄之剩餘柵欄高度。

雖然實測經驗對於決定和結構理想化的行為是基本的，但它們對於研究和改良荷載系統的具體細節相當重要。

1.3.2 實驗室實驗

計畫的實驗室實驗及其結果（補充實地測試）將會在第5章討論。本章節將會透過維度分析的介紹，來讓結果依照比例調整到實際尺寸，並詳細介紹過程的無因次數（Dimensionless Number）相關因素，並納入分析。 一共使用4種不同的土石流物質混合物，其在土石堵塞特性、流速發展、摩擦參數的影響，以及在填土作用衝擊力（Impact Force）將被檢視，以確保實驗試用於各種不同的土石流河道。
採用AVAL-1D軟體與過程相關的摩擦定律之實驗室實驗模擬補充本章節，確認所獲得的測量結果。

1.3.3 歷史概念和壓力段波（Pressure-Surge）的方式

第6章提供了一個歷史概述，細分成剛性柵欄（Rigid Barrier）和一些彈性柵欄（Flexible Barrier）的方法，並總結目前的研究狀況，詳細指出各種方法的優缺點。填充過程中的環網柵欄反映出填充行為和荷載增加，將根據實地和實驗室實驗結果開發出荷載模型。

1.3.4 數值模擬

第6章開發的荷載模型將會在第7章重新討論並透過離散元素（Discrete-Element）程式 FARO執行。透過使用2006柵欄系統的樣本模擬來找出不同區域的荷載應用、時階（Time Step）的選擇，以及阻尼率（Damping Ratio）的影響。其結果將與實地測試的結果進行檢定和驗證。
由網狀材料製成彈性支撐結構的例子中，最終變形的配置在其荷載轉移行為中扮演重要角色。因此，為了研究環網柵欄的變形行為，將使用CARAT軟體進行補充的找形（Form-Finding）分析。圖1.3所顯示的是附有薄膜元（Membrane Element）環網柵欄的簡化模型。 在找形分析中，變形的構造建模為初始張力的函數，其行為呼應了被檢視的準靜力（Quasi-static）土石流荷載。所需環網的繩索長度和切口可以依序推得，以便達成最後變形設置的需求。
兩種模擬程序之間優缺點比較，將導出第7章的參數模擬。

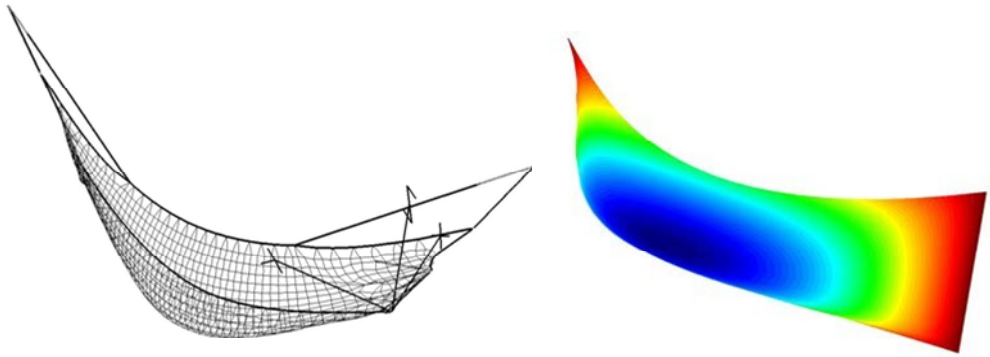


圖1.3：使用FARO（左）來模擬2006年測試柵欄，和使用CARAT（右）薄膜元件（Membrane Element）來進行環網柵欄簡化模擬。

1.3.5 設計概念的形成

最後的第8章彙整了柵欄設計的重點，並將其作為伯爾尼高地（Bernese Oberland）的哈斯利貝格（Hasliberg）區域模擬計算的一部分。（另見第2.4.3節）。設計概念的第一步將概述和討論到目前為止所建立的標準。在此基礎上，哈斯利貝格（Hasliberg）區域使用柵欄的成本效益分析（Cost-Benefit Analysis）說明了規劃對抗自然災害防護措施的同時，也該將財務因素納入考量的基礎過程。

2 土石流

從地貌學的角度來看，土石流是一種重力塊體運動[69]。不同的類型將會在第一部份討論，並根據各自的主要過程進行細分。隨後，透過流體公式、流變學和能量分析來探討土石流的過程。這將對進一步的研究和分析具有重要相關性（見第2.2節）。
本章節關於現有的防護措施和阻止土石流功能及過程來說明目前可用技術的狀況。本章節最後一個部份將會使用2005年洪水[9]的損害紀錄作為例子，來討論土石流的潛在損害和防護概念的結果。

2.1 重力塊體運動

表2.1列出常用於工程目的的不同類型塊體運動分類。由冰和雪所引起的塊體運動，如冰瀑（Icafall）、雪崩和雪層滑動（Snow Slide），並不屬於目前的研究範圍。主要集中在土壤和岩石物質的塊體運動。而它們與表2.1的塊體運動分類相似。

表2.1：Varnes塊體運動分類[102]。

過程	材質	
	基岩	土壤和沉積物
墜落	岩石／岩塊墜落	土壤墜落
滑動	岩石／岩塊滑動	土石滑動
流動	岩屑流動（乾）	土石流和泥流（濕）

重力塊體運動是由於力平衡的改變所造成，如減速力和加速力之間的關係，這是屬於物理和化學過程的結果[17]。水通常扮演著決定性的角色，因為它能透過各種方式降低穩定性，如物質的內部摩擦力和內聚力（Cohesion）。「塊體運動」比常用詞彙「山崩（Landslide）」一詞更常使用，因為山崩不包括墜落、傾覆（Toppling）和較慢的過程，如潛移（Creep）和側滑（Spread）[19]。

從地形學的角度來看，所有過程都是由重力驅動。重力也有助於河流（流動的水中）、冰川（冰中）和風成（eolian，因為風所造成）過程；然而這些並不稱為重力過程，因為其它力，或者其它介質（水、冰和風）在雕刻作用（Sculpting Process）中更有著決定性的作用。所以，從地形學的角度來看，因重力塊體運動所造成的雕刻作用，是指造成岩石和土壤塊體在缺乏其它力與介質的貢獻下，所產生沖蝕作用的過程[65]。地形學指的是造成地球表面沖蝕的大多數塊體運動，又稱作剝蝕作用（Denudation）。這個概念性術語（Unbrella Term）描述了山坡和坡面的地表侵沖蝕累積效應（Cumulative Effect），不論造成它的地形過程類型為何。它指的是所有的地形作用，由於重力、破碎的岩石以及風化作用（包括斜坡土石）從地球表面剝去一層的過程。這就是為什麼地形學家將這些過程稱之為剝蝕塊體作用，而不是重力—土石緩滑或是重力—低溫（由低溫—土壤動力學引起）塊體運動。重力塊體運動以墜落、滑動和潛移的形式發生，而一種過程可能轉變成另一種過程。岩崩（Rock Avalanche）、崖崩（Cliff Collapse）和岩塊滑動通常因為墜落被稱作剝蝕作用；而因為滑動造成的剝蝕作用稱為滑動，土石流則是兩者的組合；最後較緩慢的潛移作用（Creeping Process）稱為因潛移所造成的剝蝕作用。

岩石墜落、岩石滑動和岩崩

墜落屬於快速類型的塊體運動，其間物質從岩層分離，並沿著分離面（層理、板岩、節理或破裂面）行進，並且墜落大部分的距離[17]。它們可以細分成四項：岩石墜落和岩塊墜落、岩石滑動和岩崩。分類主要取決於分離岩石物質的尺寸和體積。 岩塊墜落和岩石墜落通常是> 50cm的岩塊和< 50cm的岩石單獨墜落。這個過程經常隨著季節變化和風化的控制。落石速度範圍為5−30 m/s，取決於墜落運動是滾動、彈跳或是墜落。傾斜角度小於28◦以及樹木或是防護林在下降過程會產生能量消散的效果。

在岩石滑動過程中，體積介於100—100,000 m^3的整個岩塊與岩層分離，儘管偶爾也可能有更大的體積。它們的速度通常在10−40m/s之間。

即便是更大的岩體，從1百萬到數十億m^3，都能突然地從岩層中分離，也就是所謂的岩崩。後續的運動過程通常依賴地形，速度也是如此。速度通常大於40m/s，其位移距離達數公里的情況相當常見。岩崩通常會明顯地改變高山景觀，而岩崩物質可能會阻塞溪流和河流，而造成洪水。

滑動

滑動為穩固和鬆動石頭物體的向下滑動運動（Downslop-gliding）[17]。由於剪力崩裂（Sheer Frcture）主要形成在中等斜坡到陡坡（Steep Slope）上產生。 水在滑動過程中起著重要的作用，因為它可以藉由孔隙水壓力（Pore-water Pressure）、滲流（Seepage Flow），以及黏土礦物的膨脹特性（Expanding Property）來降低內摩擦角（Angle of internal Friction）和物質的內聚性。基於運動類型和剪力平面（Shear Plane）的幾何形狀，滑動通常可以細分為兩類。

旋滑(rotational slide，旋轉式滑動)發生在當滑動表面產生圓弧形滑動，而斷裂物垂直落下。儘管旋滑也能發生在岩石地形中，但通常由黏土泥狀的物質所組成。滑塊頭部通常可以觀察到所謂的張力裂隙（Tension Fissure）（見圖2.1左）。如果水飽和度很高，旋滑可能發展成泥流滑動（坡面型土石流（Hillslope Bebris Flow）；見圖2.1右）。



圖2.1：伯恩州哈斯利貝格（Hasliberg）的滑動（左）和坡面型土石流琉森州弗呂利（Flu¨hli）北方（右）。

在**平移式滑動**（Translational Slide）時，整層或是整個岩層向下滑動到先前存在的弱化區（Zone of Weakness）。這滑動的尺寸介於數平方米到數平方公里。連續滑體的平均滑動速度為每年數釐米，而活動滑體可達每年數公分。滑塊的潛在損害取決於兩個參數：體積和流動速度。由於有相當高的供水量可以讓滑動變成流動，流水和滑塊之間的互相作用必須納入考量。其結果可能導致大量的河床載（Bedload）物質沉積在河流中，最終導致土石流。考量上述所有因素時，顯然各個過程能轉變成其它過程，例如滑動可能因暴雨先變成坡面型土石流，隨後進入附近的溪流。由於物質沉積，最終可能變成土石流（見圖.2.1）。

土石流

土石流為水、碎石、沉積物及木材快速流動下的混合物，其高固體濃度約為30−70%[16]。它們主要發生高山地區，其易受沖蝕的基質提供了大量鬆散的岩石物質，此外，取決於物質的摩擦角（Friction Angle），還需要河道斜率超過25至30%。再者，需要大量的水作為觸發者（Initiator），例如強降雨或融雪來移動這些鬆散的固態物質。一旦土石流開始移動，速度可達到15m/s、密度介於1,600−2,300 kg/m^3。土石流所移動的體積可達到數十萬立方公尺。由於強大的沖蝕力，土石流的沉積發生在當土石流從河床溢出或從堤岸（Embankment）側向漫出。（圖2.2中土石流的沉積區域）。更多土石流過程的細節將在第2.2節中敘述。



圖2.2：尼泊爾喜瑪拉雅山的藍塘（Langtang）區，一條寬數公里的土石流沉積區。

土石流的一個次類別包括俗稱的坡面型土石流（Hillslop Debris Flows, HDF），也稱作崩塌滑動（Flow Slides)。一個鬆散固體（主要為土壤和植物冠層）以及水所組成的超級混合物，這類型的塊體運動[17]。儘管沒有明顯的滑動表面，坡面型土石流主要發生在相對陡峭的斜坡上（超過30°）。移動的體積通常有限，達20,000m^3。如同土石流，它的移動速度大多取決於含水量，但通常範圍介於1到10 m/s。如果坡面型土石流流入流動的水中，將會變成土石流，並提供後續過程所需的材料。

2.2土石流的過程

2.2.1發生

水文特性是阿爾卑斯山土石流的主要發生原因，然而，土石流也可以經由地震和火山噴發而引起。一項對於土石流觸發條件的分析研究揭露了下面本質上不同的成因[120]：

- 急促的雷雨
- 長時間的降雨
- 大面積降雪和融雪
- 壩體潰壞和湖水暴漲

前面兩個要素稱之為降水依賴事件，而後兩個要素也可在乾燥天氣條件下發生。降水依賴事件包括已知的降雨事件（Incidient Preciptation），定義為降雨或降雨量直到觸發土石流。這可以是持續1到4小時，以雷雨為主的短暫降雨，或是持續12到24小時的長時間降雨。觸發土石流的長時間降雨主要發生在阿爾卑斯山（Alps）深處或是南側山脈；而觸發土石流活動的雷雨則主要發生在阿爾卑斯山腳以及阿爾卑斯山脈。

圖2.3顯示出三條分界線，說明臨界降雨強度 I [mm/h]（Critical Precipitation Intensity）和需要觸發土石流的持續時間 D [h]。在這些分界以上，土石流活動可（但未必）發生；分界以下，通常只會發生洪水事件。基於 [18]所表明的一個全球範圍，說明了通常被認為是觸發土石流或是坡面型土石流所需的東西。根據[120]，瑞士阿爾卑斯地區適用於持續1小時，大約40 mm/h 的臨界降雨。24小時長時間降雨的最低水量要求約為2.5 mm/h，或總降雨量為60 mm。以區域作為例子，在Illgraben（瑞士瓦萊州一個活躍的土石流河道以及WSL的一個土石流觀測站[68, 69]）為

$$I = 10 \cdot D^{-0.85} \quad (2.1)$$

其中 D 為降雨事件的持續時間，而 I 則為平均降雨強度。有關於Illgraben的當地土石流研究的詳細資料將會在第4章中提供。

圖2.3中，Illgraben降雨強度的極限曲線比另外兩個曲線低。顯示出Illgraben的反應速度比其它土石流系統來得快。在極限曲線之上，Illgraben的土石流事件發生率為50%

除了足夠的水飽和外，還需要足夠的風化量和鬆散固態物質；此外，也需要足夠的位能（Potential Energy）來轉化成為動能，以推動這些物質（見第2.2.3節）。下列三個參數構成了土石流事件的觸發要素。

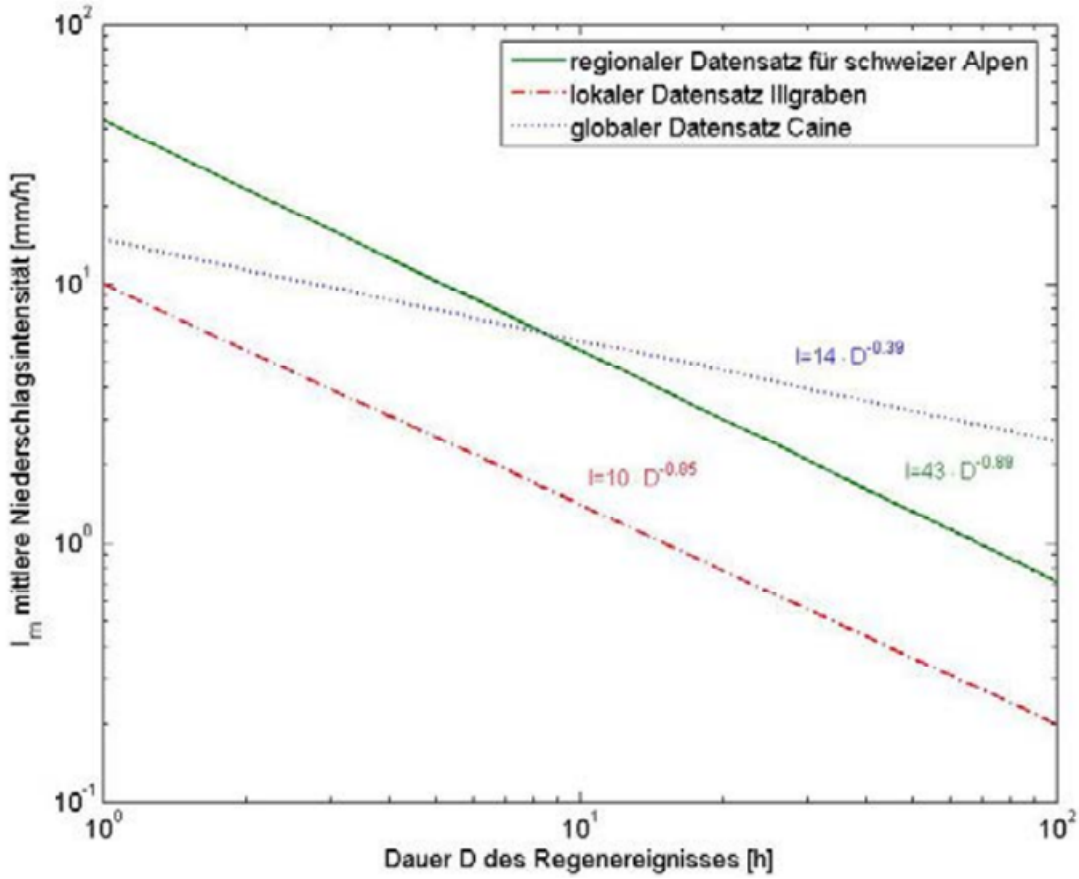


圖2.3：全球性、區域性和地方性之土石流事件所需的平均降雨強度。 **種類：mittlere Niederschlagsintensit¨at = 平均降雨強度； Dauer D des Regenereignisses = 降雨事件持續時間D； regionaler Datensatz fu¨r Schweizer Alpen = 瑞士阿爾卑斯山的區域性資料集； lokaler Datensatz = 地方性資料集； globaler Datensatz = 全球性資料集。**

2.2.2 流動過程

為了更詳細地探討流動過程，土石流將需要進一步細分。根據[73]，物質成份扮演著重要角色（見圖2.4）。

若土石流成分幾乎全都是細顆粒，則稱為泥流（Mudflow）（或火山泥流）。如果岩石和岩塊為主要物質，則稱作礫石型土石流（Granular Bebris Flow）。泥流的密度通常為介於1,600到1,900 kg/m3之間，然而礫石型土石流的密度較高，介於1,900到2,300 kg/m3之間（用於測定土石流密度，見第4.2.2章）。從泥流過渡到礫石型土石流的確切界線無法確定，在土石流事件中發生混合形式的情況也十分常見。事實上，礫石型的前緣通常會挾帶大型岩塊，像是泥流般的土石尾流也相對常見（另見第4.5節）。

從圖2.4可以看出，含水量和顆粒尺寸的分佈在物質的流動行為中扮演著重要作用。目前為止，已經存在幾種進一步分類流動行為的方式。最簡單的方法就是將土石流當作特定物理性質的同質流體處理。

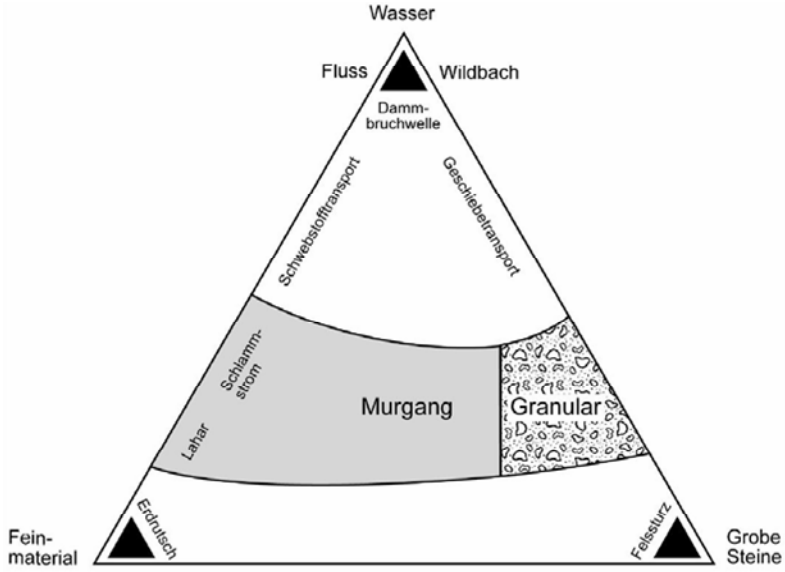


圖2.4：不同質量位移過程的物質組成73]。
種類：Wasser= 水； Fluss = 河流；Wildbach = 野溪；Dammbruchwelle = 潰壩波；
Schwebstofftransport = 懸浮載運輸； Geschiebetransport = 沉積物搬運；Murgang = 土石流；
Schlammstrom = 泥流； Feinmaterial = 細緻物質； Erdrutsch = 土壤滑動；Felssturz = 岩石滑動；
Grobe Steine = 粗砂礫。

因此，已知質量守恆定律和純水力學（Pure-water Hydraulics）的動量學（式2.2和2.3）可應用於每單位體積（3-D）的一個自由度。質量守恆的向量公式為

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla (\rho \vec{u}) = m = 0. \tag{2.2}$$

*m*為控制體積的質量差異，如果質量守恆，將等於0，意味著不考慮沖蝕和沉積過程。
動量守恆的向量公式為

$$\rho \frac{d\vec{u}}{dt} = \nabla T + \rho g \tag{2.3}$$

$\vec{u} = \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix}$ 為速度向量。

$\nabla T = -\nabla p + \nabla \tau$ 為含壓力梯度（Stress Tensor）的流體應力張量

而τ項為可能的壓損失，而 τ 為二階應力張量（見第2.2.2.3節和式2.16）。ρg 為構成流體密度ρ和重力常數g 的重力分量（Gravitational Component）。
向量分量中，兩個公式都可以變成

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w) = m = 0. \tag{2.4}$$

對於以χ方向的流動，其對應的流動方向，在式2.3中可代入絕對加速度（Absolute Acceleration）的分量表示法（Component Notation）

$\rho\frac{d\vec{u}}{dt} = \rho\left(\frac{\partial\vec{u}}{\partial t} + u\frac{\partial\vec{u}}{\partial x} + v\frac{\partial\vec{u}}{\partial y} + w\frac{\partial\vec{u}}{\partial z}\right)$ 因此，在 x 方向的動量守恆的分量表示法則為

$$\rho\left(\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z}\right) = \rho g_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \qquad (2.5a)$$

而在y和z方向為

$$\rho\left(\frac{\partial v}{\partial t} + u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + w\frac{\partial v}{\partial z}\right) = \rho g_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \qquad (2.5b)$$

$$\rho\left(\frac{\partial w}{\partial t} + u\frac{\partial w}{\partial x} + v\frac{\partial w}{\partial y} + w\frac{\partial w}{\partial z}\right) = \rho g_z - \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}. \qquad (2.5c)$$

摩擦分量 $\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}$ 等，將會在第2.2.2.3節中討論。 式2.4和2.5 為體積單元的運動3D公式。這個公式還有許多未知，如壓力p、單一速度分量u, v, w和剪應力τ_{ij}. 關於這個問題，下列簡化的流體公式將應用於流體力學中[22]。

- **D流體模型 1-D流體模型仍考量到每點在其方向上的速度，而在不可壓縮流（Incompressible Flow）為穩定(∂t =0)**從本質上而言，這個方法可以簡化成一條流體線。速度、流體深度，以及以平均值的形式垂直於運動方向的壓力。這通常是以流動深度z 的2-D公式的平均積分來計算（沒有y分量的式2.4和2.5）。而河道寬度也會以寬度因子的方式納入考量中。
- **D流體模型**流線必須平行流動，以便始終產生寬度相等的矩形流動區域b（另見圖2.5）但是，整個橫截面的寬度必須是恆定的。這個寬度是基於3-D公式，在平均流量深度h的積分，包括代入自由表面（Free Surface）和河道底部邊界條件，或是額外對平均寬度進行積分。這些模型主要應用於渠道水力學（Channel Hydraulics）。
- **D流體模型**不再需要相關的流體函數分割成恆定寬度（見圖2.5）。例如，當冷氣機吹出空氣，或野溪的流動過程中存在著3-D流體條件時。 式2.4和2.5將所有組成都納入考量。

2.2.2.1簡化運動公式

與平面有傾角Θ的顆粒流簡化模型，根據[87]做出下列假設。流體向下滑動被認為是數個粒子分佈在H = h_{max}的連體，

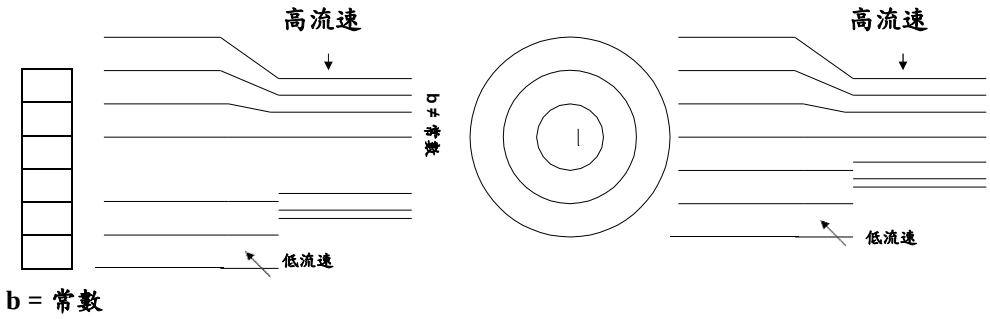


圖2.5：根據[22]的2-D和軸對稱流（Axially-Symmetric Flow）模型。圖2.5中模型假設的軸對稱實際上為3-D流動的特殊情況。

表明 $\frac{H}{L} \ll 1$ 的關係應用。由於其不可壓縮性，假設密度在高度z上為恆定 $(\frac{\partial \rho}{\partial h} = 0)$。
此外，假設流速不在流動深度h上變化，而且被認為在流動方向x上為均勻分佈。
垂直於運動方向的流速（在y和z方向，*v* 和*w*) 則不納入考慮。這將導致z方向上的靜水壓力分布（Hydrostatic Pressure Distribution）。$(\frac{\partial p}{\partial z} = \rho g_z(z-h))$

∂z

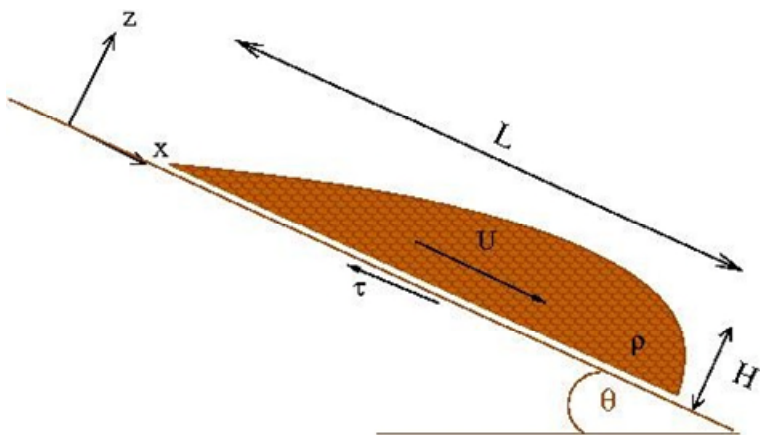


圖2.6：傾斜平面上顆粒物質的幾何形狀。

在[7]中，質量和動量公式，即含高度平均的淺水近似法（Shallow-water Approximation），對顆粒流的水流深度h進行積分：

$$U = \frac{1}{h}\int_0^h u dz.$$

然而，固定剖面（Fixed Profile）函數（將不在本推導過程中進行更進一步的討論）必須假設每個參數都進行積分[62]。對於 ρ = 常數，顆粒物質在傾斜平面上沿著x方向的下列運動公式為

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial x}{\partial}(hU) = 0 \quad (2.7)$$

而對動量守恆

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U\frac{\partial U}{\partial x} = g_x - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{\rho h}\tau_{zx}|_0. \quad (2.8)$$

代入壓力梯度 $p/\partial x = -\rho g_z \frac{\partial h}{\partial x}$ 到式2.8將得到傾斜平面上顆粒物質普遍有效的動量公式

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U\frac{\partial U}{\partial x} = g_x - g_z\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{\rho h}\tau_{zx}|_0 \qquad (2.9)$$

$\tau_{zx}|_0$ 為地面的有效剪應力。剪應力 $\int_0^h \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}$ 項對高度進行積分的剪應力也需要做分量 $\tau_{zx}|_h$，如表面的剪應力將會等於0。式2.7和2.9所呈現的為1-D顆粒流體的運動公式。它們是 $h(x,t)$ 和 $U(x,t)$ 的兩個偏微分（Partial Differential）公式，可解決適合邊界條件（Boundary Condition）[87]。

該模型最初是從雪崩動力學的內容下計算出來的，將土石流概念變成顆粒相或連體。更進一步的研究揭露的粗顆粒相（Coarse Granular Phase）的重要性[56]。與雪崩過程相反，土石流過程是基於液相和固體顆粒相的交互作用。因此，目前正在重新定義和應用二相模型（見圖：2.7和第2.2.2.2節）。

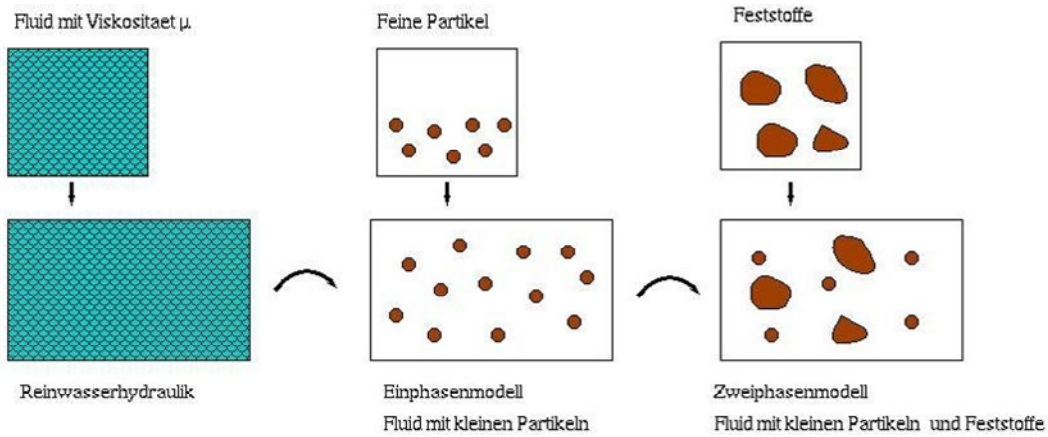


圖2.7：土石流模型各個步驟，從純水力學到單相和兩相模型。Legend: Fluid mit Viskosit¨at = 有黏度的流體； Feine Partikel = 細顆粒；Feststoffe = 固體； Reinwasserhydraulik = 純水力學； Einphasenmodell = 單相模型； Fluid mit kleinen Partikeln = 含小顆粒的流體； Zweiphasen- modell = 兩相模型； Fluid mit kleinen Partikeln und Feststoffen = 含小顆粒和固體的流體。

2.2.2.2 二相模型

二相模型由Iverson提出[56]。他假設土石流混合物密度ρ的體積含量是由液相V_f 和P_f密度與固相V_s和密度P_s所組成，構成固定的體積百分比。下標 s 和 f 分別代表固體和液體。加上，得 $\nu_f + \nu_s = 1$ 到以下關係：

$$\rho = \rho_s \cdot \nu_s + \rho_f \cdot \nu_f. \qquad (2.10)$$

此外，Iverson認為顆粒尺寸小於0.05mm，如黏土和泥沙，可永久保持在懸浮狀態，因此屬於液相的一部分。顆粒尺寸大於0.05mm，如沙子和卵石，則屬於土石流固相的一部分。

基於這些假設，可以推斷出固相和液相的不同物理性質。庫倫摩擦定律（式2.20）同時適用於乾燥的固體材料和水飽和的土石流材料。液體的摩擦定律也是用於液相（見第2.2.2.3節）。因此，為不同相個別制定運動公式。

二相運動公式

固相和液相的質量守恆將於2.11a和2.11b中探討。

$$\text{質量守恆（固體）} \quad \frac{\partial(\rho_s \nu_s)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_s \nu_s \vec{u}_s) = m_s \quad (2.11a)$$

$$\text{質量守恆（液體）} \quad \frac{\partial(\rho_f \nu_f)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_f \nu_f \vec{u}_f) = m_f \quad (2.11b)$$

$\vec{u}_s$和 $\vec{u}_f$ 分別代表液相和固相流速；m_s和m_f則代表單位體積的液相和固相質量。式 2.11a和2.11b將透過 $V_f + V_s = 1$ 結合（見公式2.10）。這最終導出式2.12，探討土石流的質量守恆

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho u) = m_f + m_s. \quad (2.12)$$

Iverson假設一個共享的速度u，定義為

$$u = (P_s V_s U_s + P_f V_f U_f) / P. \quad (2.13)$$

其它重要的假設為過程中不會發生質量變化（$M_s + M_f = 0$），整個過程和兩相都是不可壓縮的，這導致

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho u) = 0. \quad (2.14)$$

因此，動量守恆的公式為：

$$\rho_s \nu_s \left(\frac{\partial u_s}{\partial t} + u_s \cdot \nabla u_s \right) = \nabla \cdot T_s + \rho_s \nu_s g + f - m_s v_s \quad (2.15a)$$

$$\rho_f \nu_f \left(\frac{\partial u_f}{\partial t} + u_f \cdot \nabla u_f \right) = \nabla \cdot T_f + \rho_f \nu_f g + f - m_f v_f \quad (2.15b)$$

*Ts*和T_f為液相和固相的應力張量，f代表相互作用力，由流體和固體粒子之間的動量交換產生。如果質量變化不考慮，則 $M_s U_s$ 和 $M_f U_f$ 將不適用。

相較於單相模型，式2.12和2.5具有對液相Tf和固相Ts的兩種應力張量的優勢，可個別考量固相的應力張量Ts加上莫爾-庫倫摩擦定律（Mohr-Coulomb friction law）（見式2.20）。為推導具內部摩擦（黏滯度）的液體應力張量Tf，以下條件適用：

- 在非黏性的狀況下，應力張量將下降至純量壓力p。
- 液體具不可壓縮性。
- 摩擦力和流速的一次微分成正比（牛頓流體，見第2.2.2.3節）。

$$T_f = -pI + \underbrace{2\nu_f\eta_f D}_{viscous\ stress\ tensor\ \tau_{i,j}} \quad (2.16)$$

p為壓力而 I 為單位張量，共同形成壓力項。公式的第二部份探討了黏性應力張量 $\tau_{i,j} = 2\nu_f\eta_f D.$ η_f 為流體的黏滯性，乘上液體分量ν_f,及D為液體的變形張量

$$D_{i,j} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right). \quad (2.17)$$

$D_{i.j}$表示液體的剪力，其結果 $D_{i.j} = D_{j.i}$ 適用。因此，變形張量 D 為對稱。如不考慮流體粒子的旋轉，則變形張量的對角元素 $D_{i.i}$ 將從應變中推導而出 $(D_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x},\ D_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y},\ \text{and}\ D_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z}).$由此也可以表現出兩相之間的互相作用，此外，動量平衡也將力f（表示藉由顆粒和流體以及它們自己之間交互作用的動量交換）納入考慮[56]。[62]中探討了二相模型和其流體模型的公式。

流變學和摩擦定律

雖然粒狀介質的簡化公式和應力張量 T_s 和 T_f 僅考量摩擦損失的項次形式，$f_r = \nabla\tau$或像 $\frac{1}{\rho}\frac{\tau_{zx}}{\partial z}$，並沒有更詳細地描述它們的特性。關於摩擦項，將流體的材料定律（以及二相模型中的固體）結合到公式中。
許多流體和他們的流動行為（流變學）可能相當不同，通常基於Herschel-Bulkley模型[22]：

$$\tau = \tau_y + \eta\left(\frac{du}{dz}\right)^b. \quad (2.18)$$

對於牛頓流體，常數η對應於動態黏度，而指數b變成1，如當出現線性材料行為，在純水的情況下，牛頓流體的例子中$b = 1, \eta = 1$，且$\tau_y = 0$。公式2.18的功能簡化成通過原點的直線（圖2.8）。

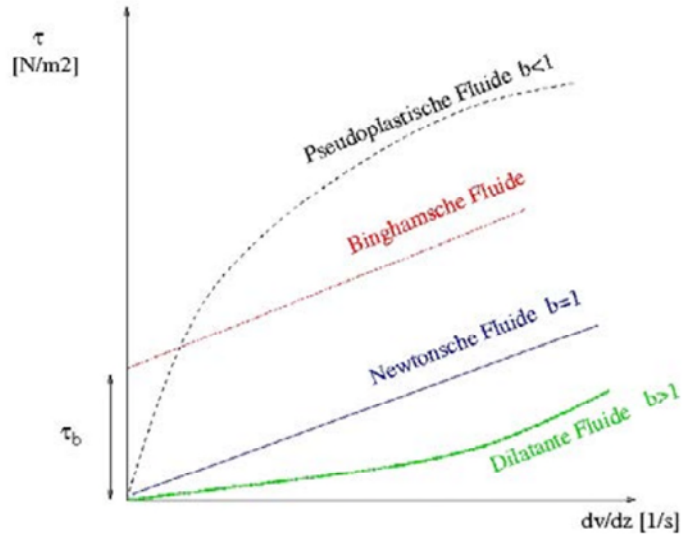


圖2.8：基於式2.18所得的不同流變模型。種類：Pseudoplastische Fluide =擬塑性流體； Binghamsche Fluide = 賓漢流體； Newtonsche Fluide = 牛頓流體； Dilatante Fluide = 膨脹流體。

指數b大於1表膨脹（剪切增稠）流體 (圖2.8)；指數小於1，表示擬塑性（剪切漸稀）流體行為。

伴隨著固體粒子且只有一個相的流體行為最接近賓漢模型 [106]（見第5.2.3.4節）。這裡的指數b = 1；然而，軸截距τ_y不等於0。這被稱為有限剪應力τ_b。直線的斜率代表是賓漢黏度η_b（見圖2.8）。而公式為

$$\tau = \tau_b + \eta_b \frac{du}{dz}. \qquad (2.19)$$

賓漢材料定律（Bingham's Material Law）通常用於土石流和其它流動行為[21]。它可以藉由莫爾-庫倫定律中固相的臨界剪應力 T_b 代替 T_{crit}。

$$\tau = (\sigma - p_p) \cdot tan\phi + c \qquad (2.20)$$

τ是斜率內的有效剪應力，$(\sigma - p_p)$有效發生的正應力減去孔隙水壓力 P_p，Ø 為內摩擦角，而c為材料的有效內聚力。內摩擦角取決於固體材料的粒徑分佈、材料的稠度、水含量以及顆粒的排列。多數的土石流是由個別顆粒間的孔隙水壓力改變而觸發。如果由於融雪或大降雨事件而造成額外的水滲入孔隙，則孔隙水壓力增加，土壤可容納的正常應力減少。一旦達到臨界飽和水平，則到達臨界剪應力 T_{crit}，材料的剪力和後續的流動過程就開始，但前提是斜坡陡峭足以釋放位能。在這極限狀態下，式2.20中的內摩擦角tan Ø將被庫倫摩擦μ取代，並且忽略內聚力。

$$\tau = \tau_{crit} + \eta_b \frac{du}{dz} = \underbrace{(\sigma - p)\mu}_{Mohr-Coulomb friction} + \underbrace{\eta_b \frac{du}{dz}}_{viscous\ friction} \qquad (2.21)$$

在該公式中，莫爾-庫倫摩擦〔Mohr-Coulomb friction〕代表乾摩擦，而黏性摩擦（Viscous Friction）代表流速關聯或是內摩擦。

2.2.3 能量平衡

單相模型，例如先前討論的賓漢模型（見式2.19），在能量平衡方面有其侷限性。動量-通量平衡（Momentum-Flux Balance）主要是指由於黏性剪應力所引起的能量損失。然而，它並沒有考慮顆粒相互碰撞而導致的能量損失（Bartelt[5]稱之為隨機能量）。因此，土石流水力模型進一步發展成基於對物理過程的質量守恆、動量守恆和能量守恆，以及過程中個體損失的明確考量[56]。質量守恆的公式在前面的章節已經討論。有待討論的是物理流動過程中能量守恆的公式。例如，如果位能轉換成動能。另外，需要能量分析來預測土石流加速和減速過程的發展。這些訊息對於接下來規劃防護概念和適當措施是必要的。

因此，本章節將透過簡化模型來推導與建立土石流的能量守恆分析。此外他們將獲得來自Illgrarban實地和實驗室的土石流材料數據（見第4.2.2和5.4.1節）。在我們能量分析簡化模型中，將透過流動深度hfl、質量m作為表現土石流，並以角度 $\Theta = dH/ds.$ 向下滑動。

根據能量守恆原理

$$\Delta E_{pot} + \Delta K + \Delta E_{internal} = 0 \qquad (2.22)$$

$E_{pot} = mgH$ 為位能，即為在開始過程的重力能量。*H*為初始高度，Δ*H*為整個系統中，位置1和位置2的垂直差。流動過程中，初始位能 E_{pot} 將轉變成殘差分數 $E_{pot\text{-}\Delta H}$、動量K和初始能量（見圖2.9和式2.22）。

對於其它平衡，就代入功率（Work Rate）一詞。它指的是能量相對形式的變化，即一平方公尺區域發生土石流的能量變化，和單位時間 *t* 中的流動深度 h_{fl}。 當滑塊質量超過1 m^2，則每平方公尺[kg/m^2]的單位重量m將變成 $m = \rho h_{fl} = \frac{\sigma}{g\cos(\Theta)}$。 σ [N/$m^2$]為有效正向力，由第4.2.2節的Illgraben土石流中測得（見第4章）。下列部份的所有功率的組成將會寫上"˙"，位能功率將稱為 $\dot{W}_g(t)\ [W/m^2]$，並等於

$$\dot{W}_g(t) = g\rho h_{fl} g\frac{ds}{dt} = \rho h_{fl} g\frac{\sin(\Theta)\, s}{dt} = \rho h_{fl} g \sin(\Theta)\, u_m = \sigma \tan(\Theta)\, u_m \qquad (2.23)$$

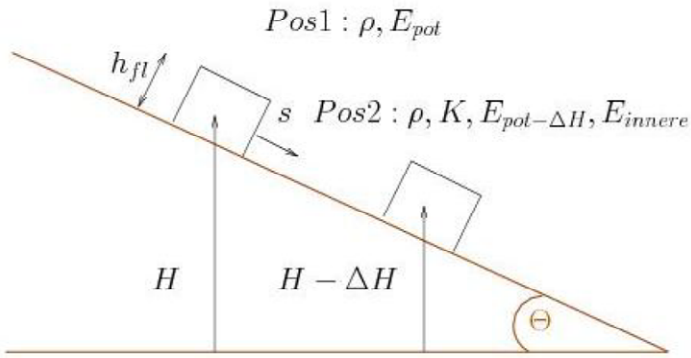


圖2.9：土石流模擬平面上的滑塊。圖例：innere = 內部。

$U_m = d_s / d_t$ 為平均流速除以流動深度 h_{fl} 動能K等於

$$K = \frac{1}{2}\rho h_{fl} u_m^2 = \frac{1}{2}\frac{\sigma}{g\cos(\Theta)}u_m^2 \quad (2.24)$$

及其變化率 $K\,[\,W/m^2\,]$ 為

$$\dot{K} = \frac{1}{2}\left(\frac{d\sigma}{dt}\right)\frac{u_m^2}{g\cos(\Theta)} + u_m\left(\frac{du_m}{dt}\right)\frac{\sigma}{g\cos(\Theta)} \quad (2.25)$$

質量變化 $\dot{m} = \frac{d}{dt}\frac{\sigma}{g\cos(\Theta)}$，根據 $\frac{d\sigma}{dt}$，認為較小，即沖蝕和沉積過程不納入平衡考量。首項 $\frac{1}{2}\left(\frac{d\sigma}{dt}\right)\frac{u_m^2}{g\cos(\Theta)} \rightarrow 0$則省略。K則成為

$$\dot{K} = u_m \underbrace{\left(\frac{du_m}{dt}\right)}_{a_m}\frac{\sigma}{g\cos(\Theta)} = u_m a_m \frac{\sigma}{g\cos(\Theta)} = u_m a_m \rho h_{fl}. \quad (2.26)$$

能量平衡的最後一的部份為內能 $E_{internal}$ 在我們斜面上滑塊的簡化模型中，僅包括基礎摩擦能量W_b，是由粗糙底層的剪應力所產生。所有其它的內部損失將忽略，

即 $E_{internal} = W_b$ 適用於

$$\dot{W}_b = \tau u_m \quad (2.27)$$

作為摩擦活動的平衡率[W=m2].
如果現在制定了變化率的平衡並且考慮釋放熱量˙Φ，以下公式適用於圖2.2.3滑塊的任何位置：

$$\dot{W}_g - \dot{W}_b = \dot{K} + \dot{\Phi}. \quad (2.28)$$

考慮到滑塊力的平衡，以下分力具有以下效果：

$$F = \underbrace{ma}_{Newtonian\ reaction\ force} = \underbrace{mg\sin(\Theta)}_{downhill-slope\ force} - \underbrace{\mu mg\cos(\Theta)}_{frictional\ force} - \underbrace{mg\frac{\partial h_{fl}}{\partial s}\cos(\Theta)}_{force\ of\ pressure\ gradient \to 0}. \quad (2.29)$$

Illgraben的個別能量分量需要這種平衡（見第4.4.1節）。

如果流動深度 h_{fl} 被認為是常數，$\frac{\partial h_{fl}}{\partial s} \approx 0$ 則壓力梯度的分力將不再適用。隨後除以質量m（m = 常數）則得到滑塊的加速度a：

$$a(t) = g(\sin(\Theta) - \mu\cos(\Theta)). \quad (2.30)$$

積分加速度$a(t)$除以時間t，則得到滑塊平均速度 U_m。

沒有加速度的流動過程(a(t) = 0)被稱為靜止均勻狀態，即重力分量和摩擦分量呈現平衡狀態，結果為

$$g\sin(\Theta) = g\mu\cos(\Theta). \quad (2.31)$$

這裡，動能的變化˙ K = 0和釋放熱量Φ = 常數 → ˙Φ = 0。土石流以恆定速度u0 = um移動。式2.28可簡化成

即，重力活動率與摩擦率平衡。

2.2.3.1 隨機能量

顆粒介質流中，摩擦係數μ在前方相對較高，隨著流動深度的增加而減少，反之亦然[6]。然而，庫倫摩擦係數保持不變。因此，能量必須透過除了摩擦能量以外的來破壞流動深度的函數。這種能量貢獻被稱為隨機能量R，而且考量到顆粒間的部份塑性碰撞和發熱，這就是為什麼這種貢獻也被稱之為顆粒溫度。將R納入考量，式2.2.1將修改成

$$\tau = \sigma\mu_c + (\eta_b - \eta_b')\frac{du}{dz} \quad (2.33)$$

作為庫倫摩擦係數而η_b'作為黏性剪切漸稀的隨機能量R函數。R的產生與重力活動率$\dot{W}_g$成正比（見式2.23）。R除以時間t的變化與當前隨機能量成正比。這產生

$$\dot{R}(t) = \underbrace{\alpha \dot{W}_g(t)}_{random-energy\ generation} - \underbrace{\beta R(t)}_{particlecollision \rightarrow heat} \quad (2.34)$$

這公式可透過所謂的相互阻撓效果（Reciprocal Thwarting Effect）做視覺上的解釋，即，顆粒在高隨機能量下相互碰撞的越多，顆粒部份塑性衝擊而回到靜止狀態的速度越快。

將隨機能量以額外內能分量的產出納入考慮。

$$\dot{W}_b = \dot{\Phi} + \dot{R} \quad (2.35)$$

Φ為基本摩擦的熱量釋放，$\dot{R}$為隨機能量的貢獻。整體能量平衡　包括隨機能量貢獻為

$$\dot{W}_g - \dot{W}_b = \dot{K} + \dot{\Phi} + \dot{R}. \quad (2.36)$$

有關隨機能量和其在摩擦係數μ上的影響，更多詳細解釋請參見[46]和第5.4.1章。

2.3 防護性措施

為保護人民和基礎建設免於自然災害的破壞，採取防護性措施是必要的。重力自然災害通常採用逐步的方式處理[17]。第一步就是辨別災害和其文件，以便證明某一區域是否有其風險。接著第二步，檢查某一區域所面臨的風險有多高，特別是這個步驟包括製作風險地圖（Risk Map）。風險地圖和災害地圖（Hazard Map）兩者都可作為潛在災害的評估基準。最後一步為行動計畫，包括保護性措施。行動計畫的過程中，首先必須考慮被動措施（Passive Measure），這包括適用於關鍵區域的主要新建許可階段。主動措施（Active Measure）則是積極干預事件發展，將機率、強度以及預期潛在損害都列入評估考量（另見第8.3節）。主動措施也包括土石流防護概念，本節其餘部份將對此進行更詳細的探討。此外，還有緊急措施，主要作為保護概念失敗的備案。這些包括早期預警系統（Early Warning System）、疏散程序以及快速救災，因為任何的防護措施可能在特殊情況下失敗。
主動土石流防護由4種不同方式組成，也可能以混合方式呈現：

- 截流
- 攔截
- 排水
- 通過

2.3.1 導流壩（Diversion Dam）

截流壩的概念來自於雪崩防護，一直以來被證實有其價值性。它們是由拋石（Thrown Block）或是天然沉積物質所形成的大型結構，不論有無固結物件。它們通常放置在需要防護的基礎設施之上，當土石流事件發生時，可以受控的方式將土石流重新導向。使其在安全區中停止。實務上，這種截流壩已經在布里恩茲（Brienz）附近的Trachtbach實施（見第2.4.2節）。其它的例子包括在瓦萊州Täsch[1]、Mattertal和格勞賓登州Pontresina的截流壩。[2]
如果須保護的物體上游有足夠的空間，則應該選擇導流壩作為防護措施，以便壩體能在土石流流動的區域內以有形的方式攔阻。以外觀而言，這個防護措施顯然地干擾了周遭的自然環境。

[1] 瓦萊州（Canton of Valais）
[2] 格勞賓登州（Canton of Graubünden）

表2.2：逐步確定與處理自然災害[17]。

1. 災害辨識：會發生什麼事？ 透過成因相關的文件： • 基本資訊 • 事件文件 • 事件地圖
2. 風險評估：事情發生的頻率以及有多嚴重？ 透過以區域和衝擊為主的分析： • 災害地圖 • 風險地圖
3. 行動計畫：我們該如何保護自己？ 下列執行區域： • 城市與區域計畫 • 防護性措施 • 緊急應變計畫

因此，採用綠化和再自然化（Renaturalization）措施能盡可能地減少這種干擾。

2.3.2 擋土結構物

這攔截結構的原理與各種系統和類型的方式相同。透過適當的結構來提供攔截空間，該結構的設計和規格提供特定的攔截量。如果事件發生後，該空間將會被土石流物質填滿，而物質必須從空間中移除，以確保在未來的土石流事件中能發揮功效。
目前的工作區分為兩種攔截結構：彈性和剛性結構。剛性結構包括土石柵欄、鋼柱和混凝土牆，根據設計類型，可以是獨立的混凝土結構，或是部份結構使用中央放置的木梁構件（Wooden Beams）（見圖2.10）。



圖2.10：位於日本結合鋼柱的攔截結構（左）以及伯恩州Bönigen採用混凝土製成的囚砂設施（Sediment Trap）（右）。

彈性結構包括使用高強度鋼材製作的環網柵欄，本研究將對其進行更詳細的研究。它們能提供有利於土石流的填土情況，因為能適應較大的變形。此外，相較於剛性柵欄，彈性結構的設置又快又方便（見第3章）。

土石流停止機制的有效性可使用所謂的排水原理進行優化。環網攔阻著此處的土石流物質，使得水份可以向前排出。因此停止的土石流前側將與柵欄一同形成一個堅固的土壩，使得後續的物質停止。

2.3.3 土石流柵欄（Screen Rack）和制動（Brake）

其它的土石流防護措施是基於排水原理，包括土石流制動（Debris-flow Brake）。設置在渠道底部（Channel Bed）上的一個鋼柵（Steel Grate），底部留有一個底部開口（Basal Opening）。如果現在一場土石流通過鋼柵，水分會減少，而這場土石流將會停止。由於前部停止，後續的物質也將會停止。土石流制動實行的例子位於瓦萊州塔什(Täsch)村的Dorfbach。這裡的鐵柵長19 m、寬12 m裝置在河床上（圖2.11）制動裝置的下游建構了適合的沉砂池（Deposition Basin），由壩體密封。總的來說，這可產生15,000 m^3的攔截量，盡可能地保護道路、鐵路橋樑[44]。

2.3.4 導流（Flow-Guiding）結構物

另一種土石流防護措施是基於與其它機制不同的原則。導流結構物是以一種受控且沒有副作用的特定土石流通道來穿過危險區域。

為此，常見的結構為一個非沖蝕殼（Non-eroding Shell）設計的混凝土拋石〔Thrown Concreted Blocks），以確保明確的流經它的橫截面。通常這種類型的防護措施會與其它方法結合使用，例如伯恩州3布里恩茲使用所謂的導流殼（Flow-guilding Shell ）設計（見第2.4.2章）。在規劃和結構工程方面，只有在導流經過後的區域能確保具有足夠蓄留空間時，導流結構物才是合理的選擇。在布里恩茲例子中，布里恩茲湖就是Trachtbach殼（Shell）中止的地方。



圖2.11：位於GR Pontresine的截流壩（左），位於塔什(Täsch)村的Dorfbach土石流制動（右）。

2.4 防護概念

本章將介紹現實生活中土石流潛在破壞的例子 — 從布里恩茲（Brienz）到哈斯利貝格（Hasliberg）—以說明造成的損害以及後續發展的防護概念。只有協調的概念〔coordinated concept〕—沿著脆弱溪流的不同位置，進行各種措施的組合，才能防止未來的損害（如2005年的洪水）。

2.4.1 2005年洪水

2005年的洪水是由一個低谷所觸發，低谷的中心座落於阿爾卑斯山（Alps）南方，維持了一段長時間的穩定。主要發生在2005年8月21、22日，一場覆蓋阿爾卑斯山北側廣闊區域的強降雨：從伯爾尼茲阿爾卑斯山脈（Bernese Alps）到瑞士中部和局部格勞賓登（Grisons），再到奧地利和巴伐利亞（Bavaria）南部。整個瑞士損失達到約30億瑞士法郎，損害多數集中在伯爾尼高地（Bernese Oberland）(見圖2.12)。此外，多數的損害來自伯爾尼高地的土石流，更具體來說是來自布里恩茲湖（Lake Brienz）周圍。

[3]BE, 伯恩州（Canton of Bern）

在哈斯利貝格（Hasliberg）區Gummen，13,000 m^3的片岩物質移動並流入數個段波（Surge）進入山谷中，洪水流入邁林根（Meiringen）和哈斯利貝格（Hasliberg）行政自治區。過程當中，土石流沿著流路沖蝕了另外25,000 m^3，因此總體積達40,000 m^3[71]。值得慶幸的是，這些事件並沒有造成任何傷亡。

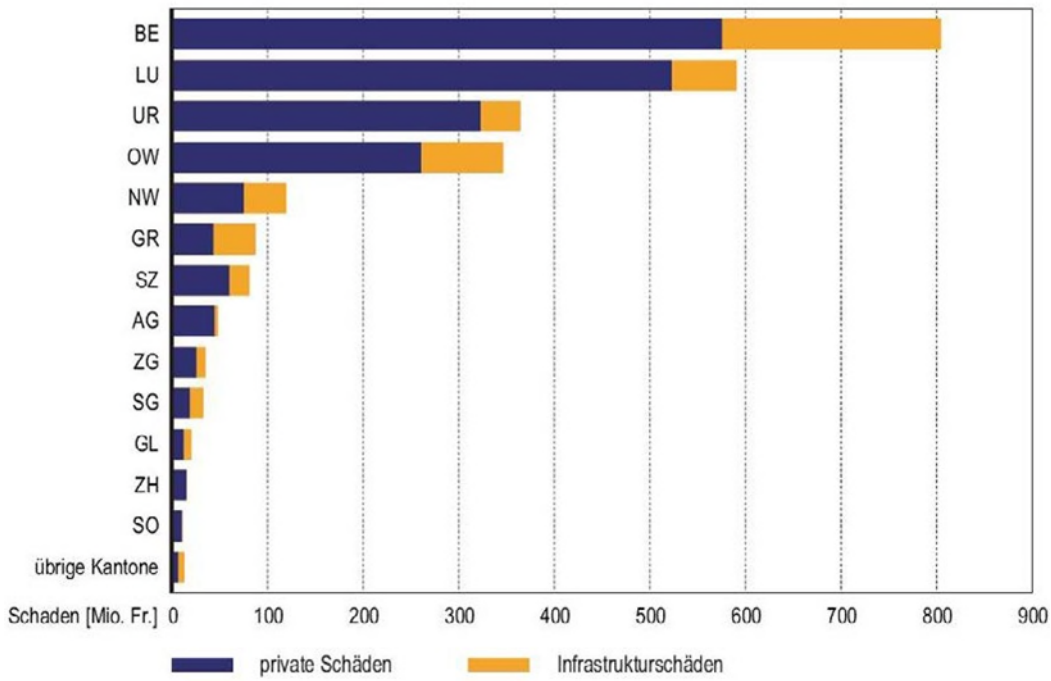


圖2.12：[9]中各州的主要破壞類型。種類：übrige Kantone = 其它州；Schaden = 損害； private Schäden = 私有損害；Infrastrukturschäden = 基礎設施的損害。

布里恩茲（Brienz）市的情況就不是如此。Trachtbach河與Glyssibach河所發生的事件造成了人員受傷等其它損害。Trachtbach的土石流為Ritzwald森林的滑坡所觸發，挾帶著60,000 m3的土石流入Trachtbach，為隨後發生的土石流提供了足夠物質。Trachtbach的坍方物質黏性強，需要長時間的浸泡才會開始流動。而2005年8月的降雨滿足了這一條件。起初5,000 m^3的土石能輕鬆地沿著殼（Shell）移動，這是一個特別設計的河床結構，功能為導流，來提高進入布里恩茲湖（Lake Brienz）的排水能力。 然而，因其高黏度和高海拔讓物質不久就卡住，往湖泊殼（Shell）的上游阻塞和填充。根據[75]，大約76,000 m^2面積的村莊受到影響，估計固體體積大約為5,000到7,000 m3。Glyssibach也發生了類似事件，土石流將大約30,000 m^3的物質運送到山谷中。這場土石流也由巴倫（Balen）村附近的一處滑坡滑落至海拔1,200 m所引起。



圖2.13：2005年暴風雨後的布里恩茲（Brienz），以及土石流所造成的民房損害。

2.4.2 布里恩茲（Brienz）的執行

在布里恩茲（Brienz），該州立即下令對此事進行分析，形成對此事制定新開發的防護概念和預測結構措施〔projected structural measures〕的基礎。Trachtbach河的新防護概念會在下面進行詳細討論[76]。首先，必須評估未來事件的規模。該估算主要是基於Ritzwad森林的滑動區域進行評估，目前詳細的測量技術為定期觀測滑動區域的數個測量點以提供可能事件的評估（表2.3）。

表2.3：Trachtbach河土石流事件的基本情境。

頻率	**抵達村莊的體積（m^3）**
經常	5,000
每30年	9,000
每100年	30,000
每300年	50,000
極端事件	> 100,000

根據此次的事件分析，顯然布里恩茲村沒有得到充分的防護。此外，大約有60棟房屋位於紅色和藍色危險區（紅色表示高風險，藍色表示中度風險）。 2005年的事件清楚地顯示出高強度的土石流事件可能會因為建築物的破壞而導致人員傷亡。因此，根據表2.4發展出下列的防護概念，並針對3個不同區域制定不同措施：維護、城市和區域計畫，以及結構性措施[76]。

布里恩茲的行動計畫說明了在不同地點應採取不同措施的必要性。為了發展有效的防護概念，需要為各個地點找出最適合的防護措施。整體概念的設計是確保30,000 m3的百年事件（見表2.3）對村莊所造成的傷害降到最低。此外，布里恩茲行動計畫中的一項獨特措施是瑞士首次強制將建築物搬遷，例如部份受損的建築物無法原地重建。

表2.4：布里恩茲（Brienz）的防護概念。

1. 維護
水源維護
森林維護（邊坡穩定）
河道木材量最小化
2. 城市與區域計畫
清除堆積區和底部開口
防護措施（災害地圖、分區計畫、建築物規範）
3. 結構性措施
在Ritzwald森林的滑動區域設置排水系統
在Ritzgraben 豁口 前側設置環網柵欄
在Ritzgraben豁口後端設置混凝土柵欄
開拓在Ritzgraben豁口前端後端的連通道路
在Trachtbach河設置環網
加長Rauenhag防護壩
在Welenberg橋設置防護壩
沿殼的牆（增加橫斷面的尺寸）
拆除碼頭沿岸的牆壁（讓土石能更有效率地流入湖中）

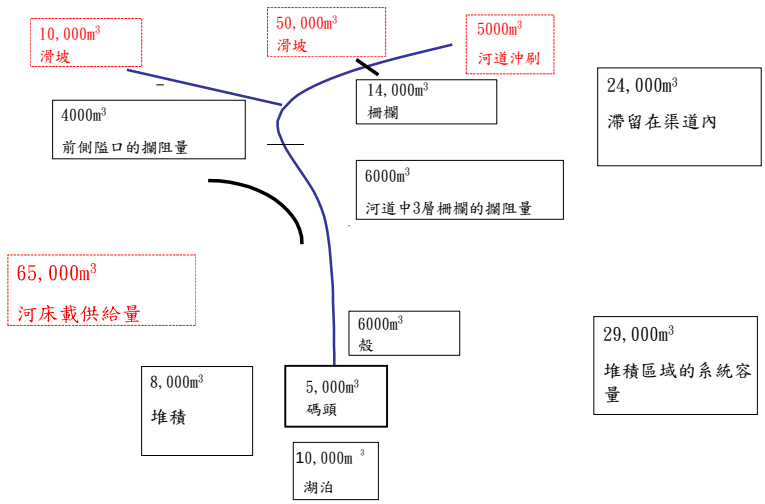
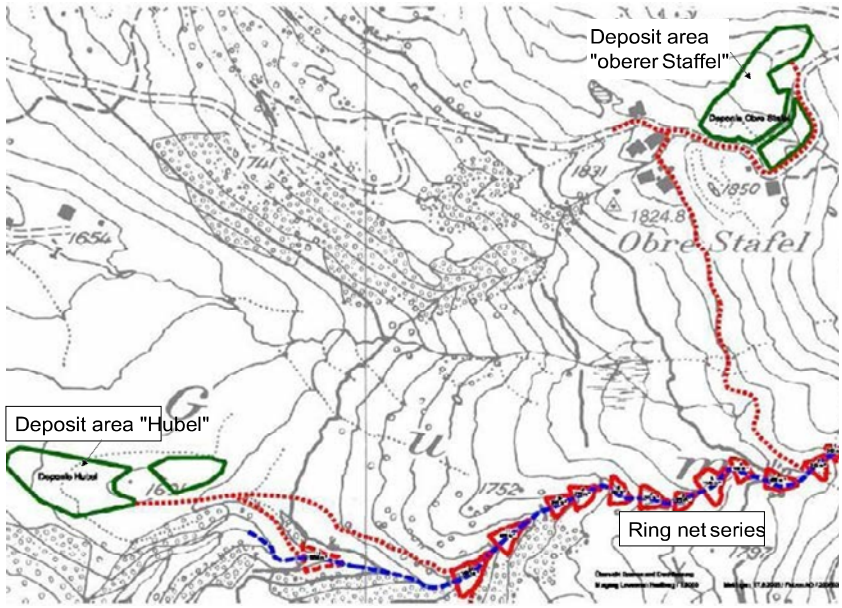


圖2.14：伯恩州布里恩茲（Brienz）Trachtabach河的固體數量（紅色／虛線）和計畫中的攔截結構（黑色／實線）[76]。

目前工作的剩餘部份，不包括進一步具體討論位於Trachtbach 4座環網柵欄的規畫和規格。然而，第8章的樣本計算將說明這個過程。剩餘的措施將不會進行詳細的個別討論，儘管在[76]可以找到更詳細的訊息。

2.4.3 哈斯利貝格（Hasliberg）村莊的執行

2005年的Haslital山谷事件也進行了詳細分析，並導致進行了結構性措施的全面性概念發展[50]。然而目前的研究僅討論位於Gummen區域的環網柵欄的結構性措施概念。
這裡能形成土石流的片岩材料，藉由13個彈性環網柵欄已經被攔阻在集水區。整個柵欄的攔截量約為12,000 m^3，而2座垃圾掩埋場的容量約為40,000 m^3。 由於Gummen地區難以進入，因此網狀結構是該處的最佳選擇，可藉由直昇機運往該處，並使用小型行走式挖土機（Walking Excavator）進行設置。此外，由於旅遊業在Gummen地區扮演著重要角色，因此網狀結構也被選擇作為大型混凝土柵欄在視覺上賞心悅目的替代品。此外，由於事件的重現期（Return Period）預估為10至15年之間，因此環網被視為理想的解決方案（只須定期進行維護）。網眼尺寸和底部開口的高度由WSL的實驗室實驗決定（參見第5.3.4節和[109]部份）。另外網具適用於土石流負荷，而單一網具則是用於雪和雪崩負荷（見第8章和[85]）。



Deposit area "oberer Staffel" 堆積區域「oberer Staffel」	Deposit area "Hubel" 堆積區域「Hubel」	Ring net series 環網群

圖2.15：位於Gummen集水區的交錯河床載蓄留（Retention），包括13個彈性柵欄和2處掩埋場（Landfill Site）。

3 用於土石流防護的彈性柵欄

在使用彈性網來防止土石流之前，它們用於攔截漂流木（Driftwood）、雪和落石。其優勢在於只有幾個簡單、輕量的結構，甚至可以搭建在難以進入的山區。本節概述了網狀和纜繩柵欄（Cable Barrier）的歷史（僅纜繩、無網狀），以及發展至土石流防護的彈性網柵欄。 河床上載滿的彈性柵欄動作模式將會在多層柵欄一節中有更詳細的探討。

3.1 網狀柵欄史

各式各樣作為防護結構的網具和纜繩柵欄對抗高山自然災害已有50年之久，下面將概述各個使用領域的歷史用途。

3.1.1 用於野溪（Torrent）控管的網狀柵欄

早在1953年，網具首度用於自然災害領域作為野溪控管[64]。透水結構物（Permeable Structure）用於僅攔阻粗河床載並讓水通過。為此，選用了達1米的網眼尺寸，甚至是橫跨河床兩端的單繩結構。由於缺乏纜繩設計和長期行為的經驗，當事件發生時，纜繩柵欄僅作為緊急措施。河床載（Bedload）和漂流木（Draftwood）通常會被成功攔阻。
1970年代，提洛邦（Tyrol）築起一些繩網柵欄[83]。通常與包括鋼製斷面的垂直支撐物及懸掛兩端的支承繩索所構成。這種類型的第一個柵欄其中之一，於1964年東提洛邦（East Tyrol）的River Griesbach築起。從那時候起，它成功地攔阻漂流木和河床載，每3到5年就會移除漂流木，而河床載則會被後續的洪水事件清空。除了一條破損的支承繩索，這座柵欄之前從未整修過。使用網具來攔阻漂流木的主要考量是 木材會被網具固定在靠近水面的位置，然而包括河床載的洪水可從網具下方通過。儘管如此，觀察結果顯示流速會因為攔阻的木材而減緩，因此河床載通常也會沉積在網狀柵欄上。
這仍可產生木材和河床載的空間分離（Spatialseparation），讓清空過程更加容易[83]。

3.1.2 雪網

由鋼絲繩網組成的雪崩防護系統因其簡單輕量的結構，在難以進入的地形效果出色。在柱子之間延展的繩網和鋼絲網結構，提供一個橫跨山坡與最遠可達積雪面的支撐區。 與傳統鋼製雪橋相比，雪網在雪崩發生區的自然景觀視覺效果影響較低[79]。與傳統的剛性雪崩控制結構相比，雪網的先前的缺點在於材料成本，雖然這些可以透過降低安裝成本作為補償。此外，由於網眼尺寸過大，粉型雪崩（powder snow avalanches）的雪攔阻（Snow Retention）情況可能較差。 透過在線網上額外添加第二層網狀結構，可大大改善雪攔阻，並且透過對地形設置的抵銷而更進一步最佳化。

由於積雪和雪崩的關係，落石網和土石流網也可以成為「雪網」（見圖3.2）。彈性防護結構的區域通常無法清楚區分，因此雪崩發生區下方的土石流網也必須適合雪崩壓力和雪崩，或者必須能在冬季時拆卸儲存（見第8.6節）。1951年蓬特雷西納（Pontresina）的夏夫堡（Schafberg）首度使用了雪崩防護網狀結構。這些帶有矩形網格的斜網在柱子上展開。當初使用木柱，後來採用鋼柱。



圖3.1：雪網結構（左）和雪橋剛性結構（右）

3.1.3 落石網

無雪季節時的雪崩控制結構經常遭受落石襲擊並成功抵禦。此一觀察結果也導致將網狀結構用於落石防護。

基於在雪網領域的正面經驗，網狀結構早在1950年代後期就用於落石防護。 由水平和垂直鋼繩交錯編織和垂直鋼材剖面所組成。第一個用於落石防護的網狀結構架設於於1958年瑞士南方的布魯西奧（Brusio）。而第一個落石繩狀結構專利於1959年頒發給一家維也納建築公司。1960年代，第一個對於落石防護結構的實地測試在琉森湖（Lake Lucerne）和洛書堡（Lötschberg）舉行，由人工觸發落石，特別用來確定載重量。自1975年起，在布魯格（Brugg）的Kabelwerke Brugg AG公司進行了問題導向的系統開發測試，帶有制動元件（Braking elements）的結構（另見第3.2.2.3節）首度進行測試。第一個雪崩和落石的網狀防護結構為水平編織網，後來才使用斜網。二戰作為魚雷防護網的環狀網於1990年後才開始作為落石防護網，並且取代了一些製造商的所有其它網型[95]。

落石防護的彈性柵欄目前已取代多數的剛性結構。多年的開發和大型變形讓這個系統得以停止高達5,000 KJ 的落石能量。支承繩索的靈活佈線能讓這個理想結構即使在難以接近的斜坡狀況也能確保安全。



圖3.2：位於瓦萊州Gondo小鎮上方的落石防護結構（左）和位於提洛邦（Tyrol）Fieberbrunn小鎮佈滿雪崩的落石網。

3.2 彈性土石流柵欄

原用於落石柵欄的土石流彈性環網柵欄，恰巧裝滿土石流或是坡面型土石流／滑動。落石柵欄也可能攔阻雪崩和小型雪崩，這促使使用落石柵欄來攔阻如土石流的平坦荷載（Flat load）。圖3.3左側顯示了1998年日本第一個恰巧載滿土石流的落石柵欄，3層柵欄共攔截750m^{3}的土石流物質。圖3.3右側顯示了2005年提洛邦（Tyrol）聖安東（St. Anton），位於奧地利聯邦鐵路（Austrian Federal Railway）



圖3.3：1998年日本青葉台（Aobandani）（左）和提洛邦（Tyrol）聖安東（St. Anton）（右）載滿土石流的落石柵欄。

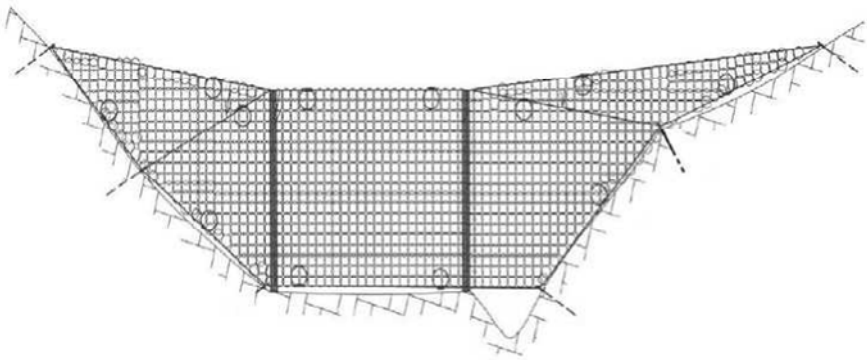
上方的落石柵欄，在極端降雨後攔阻約150 m^3的土石流物質，因此並未抵達火車鐵軌。
在落石柵欄成功攔阻較小的滑落土石和土石流之後，人們試圖使用環網柵欄來防止土石流。1996年於美國奧勒岡洲的USGS[1]水道進行小型土石流的初步實驗 [23, 35]。長95米、寬2米、坡度30度的水道，初始體積可達20m^3。總共使用斜網和環網進行6次實驗。網眼尺寸介於10到30公分；第二層網使用較小的網眼或是將合成抓毛絨攤開在網上以攔截較細小的沉積物，而網具在兩條支承繩索中展開。支承繩索包括荷載計（Load Cells），以確定填土過程（Filling process）中的精確作用力剖面。測試結果顯示彈性柵欄可成功阻止流量達10 m^3、衝擊流速達10m/s的土石流。含有次級網狀物的網具具有相當好的攔阻性，含有刷毛網的網具幾乎可以攔阻所有物質。支承繩索的負荷峰值達45 kN，同時也測量到柵欄的最大變形。
2005年瑞士瓦萊州的Illgraben進行了第一場1：1防止土石流的環網柵欄實地測試（見第4.3.1節）。

3.1.1 結構

目前彈性土石流柵欄的荷載承載系統由支承繩索組成，並橫向延伸至河床、錨定至河道側面，採用繩索錨釘（Rope Anchor）或自鑽式岩錨（Self-drilling Anchor）作為錨釘系統（見3.2.2.4節）。環網鎖在支承繩索之間，將荷載傳遞出去。
根據山谷的形狀，有兩種類型的土石流柵欄。由Geobrugg製造的VX系統（見圖3.4a），適合用於橫跨15m的V形河道橫截面。而UX系統則是用於橫跨達30m的寬橫截面（見圖3.4b）在UX系統中，沿著結構設置由支承繩索所繞過的一個或多個支柱 ，其方式與落石防護網類似。根據地面類型，支撐柱用固定繩固定並裝設混凝土地基，這些措施可確保填充過程後的剩餘高度h'_b儘量維持在最大的程度，藉此實現最大的可能擋土量（參見第4.5.3節）。

[1]美國地質調查局，http://www.usgs.gov

a)



b)

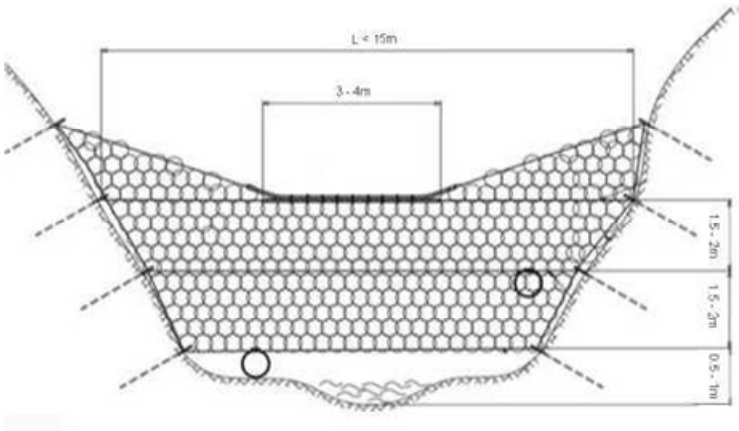
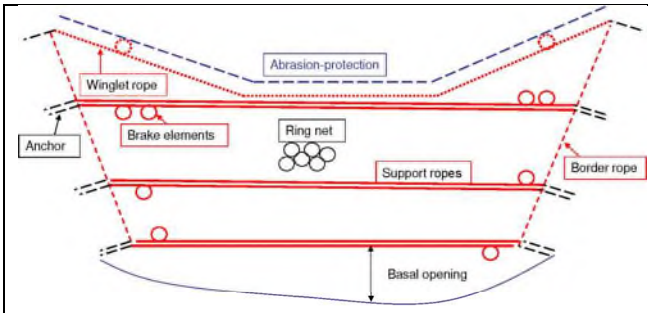


圖3.4：a）具有支撐柱的寬跨距UX系統，b）無支撐柱的較窄跨距VX系統。

3.2.2 結構元素和組件



Abrasion-protection磨蝕防護
Winglet rope翼端繩索
Anchor錨座
Brake elements制動元件
Ring net環網
Support ropes支撐繩
Border rope邊緣繩索
Basal opening基部開口

圖3.5：土石流彈性柵欄示意圖

用於土石流環網柵欄的大多數單一組件都是從落石柵欄中取得，因此本文僅對其簡要說明（詳細說明可參考[103,45]），僅說明最近開發或與土石流柵欄特別相關的組件，圖3.5顯示土石流柵欄的各個組成部份。

3.2.2.1 支撐繩

支撐繩從一河岸延伸到另一河岸，通常整合一個或多個制動元件（參見第3.2.2.3節），表3.1列出測試柵欄中所使用Geobinex 22mm繩索的相關尺寸，這些繩索是圓形繩索的設計，圓形鋼絲絞合兩次：鋼絲絞合成鋼絞絲，鋼絞絲再絞合成鋼繩。此類的絞合具有以下優點：相較於常規的直絞繩，圓形鋼絲繩對橫向壓力的反應更不敏感。

金屬橫截面Am乘以標稱鐵絲強度β_N即可算出繩索的斷裂力F_r，即爲$F_r = Am \cdot \beta_N$，此數值隨時高於製造商算出的最小破壞力，需在整個繩索斷裂時達到或超過此值。$F_{min} = F_r \bullet k$。絞合係數k是由鐵絲絞合所得出的衰減係數，藉此得出其他的應力值[40]。

每條繩索都有鋁鋅塗層，藉此防止腐蝕。使用臨時載荷算出繩索作用力的相關資訊，可參考第6.2.2節。

表3.1：Geobinex 22mm支撐繩參數

參數	[-]	數值
標稱直徑 d	[mm]	22
金屬截面A_m	[mm2]	255.5
每米質量	[kg/m]	2.16
最小值根據繩索製造商所指示的破壞力	[kN]	400
已算出的斷裂力F_r	[kN]	500
標稱鐵絲強度β_N	[N/mm2]	1960

3.2.2.2 翼端繩索和邊緣繩索

翼端繩索（見圖3.5）是一條結構繩，從一岸的頂部錨座延伸到另一岸的另一個頂部錨座，通常與上支撐繩呈約30°用夾鉗固定，在土石流柵欄兩側形成翼端繩索，當柵欄充滿土石時，翼端繩索應確保柵欄的中心點可讓土石流動，避免河岸的橫向沖蝕。填充過程中的柵欄沉降行為也可藉由翼端繩索和安裝在其中的制動器數量來控制（參見第4.6.4節），磨損防護系統通常安裝在翼端繩索上（參見第3.2.2.6節）。

邊緣繩索形成另一條結構繩作為環網柵欄的側向終端（見圖3.5），從每個河岸頂部至底部都裝設有錨座，通常穿過中間支撐繩錨座的彈性頭部（見第3.2.2.4節），環網固定在帶有鉤環的邊緣繩索兩側。

3.2.2.3 制動元件



圖3.6：未加載的制動元件（左）和加載後被拉動的制動元件（右）。

所謂的制動元件即整合在支撐繩當中，這些制動元件由圓形彎管組成，支撐繩穿過這些彎管，管子使用夾鉗固定在一起。當支撐繩加載時，制動器直徑會減小變長，因此，繩索長度即因為制動產生的位移量爲l-br，在此過程中，能量被彎管的變形和夾鉗上的摩擦所吸收，繩索的伸長量也對繩索載荷產生積極的影響（見6.2.2）。

在發生土石流的事件後即測得制動器的伸長量，隨後可藉由準靜態拉伸測試的載荷-變形曲線測定有效的作用力數值。

制動元件的動力特性

由於制動器在落石防護結構和土石流柵欄中使用時需利用制動器的動態特性，因此動態制動環測試在2005年即為本論文的一部份研究內容[121]，對同類型的制動器進行動態測試，但在本文中僅考慮採用Geobrugg GN-9017制動器，因為到目前爲止這種制動器最常用於土石流的柵欄中。圖3.7顯示GN-9017制動器的準靜態載荷-時間曲線及初始測試速度為4和8 m/s的動態載荷-時間曲線的平均值。若此速度範圍成為土石流期間其制動器伸長量的上限值，可發現到制動器的動態載荷值總是略低於準靜態的載荷值，此最大作用力衰減和相關的能量耗散取決於制動器的類型[121]，GN-9017制動器的衰減在9%到14%之間，此變化明顯取決於加載速度。動態測試中作用力測得值較低的原因在於出現較低的靜摩擦力，牽引機制動環的靜摩擦力比動態加載制動環的靜摩擦力要大得多，有關動態制動環測試更多的詳細資訊，請參閱[121,122]，在環網柵欄的有限元建模中，即考慮載荷變形曲線（見7.1節）的變化。

3.2.2.4 錨定

長期以來，彈性柵欄的錨定一直是個問題，即使是以前的浮木和雪網也是如此，基底通常無法承受很大的載荷，傾斜的河床非常容易受到地面風化的影響，這種天然事件產生的作用力也較大。

關於岩石基質中的土石流柵欄，可在無套管的情況下採用鑽孔的繩索錨座設計，關於可 承受較小載荷的基材，通常建議使用自鑽式的錨座或帶有套管的鑽孔錨座。自鑽式錨座也可在無套管的鬆散岩石中進行鑽孔，土石流柵欄物的繩索錨座的實例即爲Geobrugg所製造的22.5mm鐵絲繩錨座和Ischebeck所製造的Titan 40/16自鑽式錨座，根據[14]，兩種錨座都採用特殊的雪崩控制所需的砂漿灌漿結構，錨座長度在2到10米之間，主要取決於地面的承重能力。選定錨座長度時，不僅需算出相關的長度，還需專家估計錨頭沖蝕部位可沖刷的程度，這主要與裝設位置較低的錨座有關，若無土石流的填充，可能會被重複發生的洪水事件所沖刷掉。

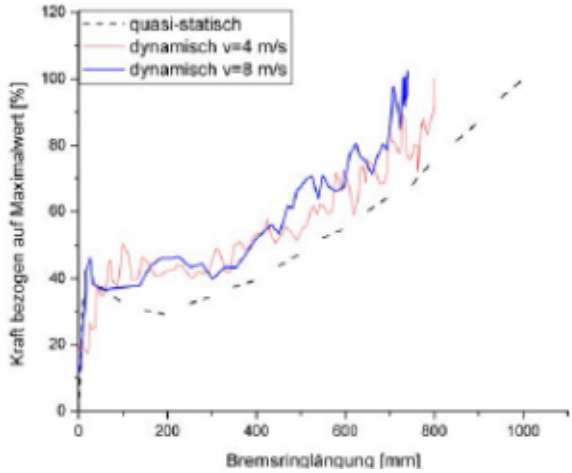


圖3.7：制動元件GN-9017在v = 4 m/s 和 v = 8 m/s時的準靜態和動態加載，每條曲線由5個單一實驗的平均值所構成。圖例：quasi-statisch = 準靜態； dynamisch = 動態； Kraft bezogen auf Maximalwert = 最大作用力； Bremsringlangung = 制動環伸長量。

特殊構造的彈性錨頭（稱為撓性頭）可讓附接的支撐繩在使用自鑽式錨座下靈活轉動其方向（見圖3.8），即可確保吸收直接拉動方向上的無效均勻作用力，這種彎曲載荷會削弱剛性錨座。建議在彈性頭部進行混凝土澆築，藉此防止被沖洗掉。

因為土石流柵欄通常安裝在渠道和山洪中，其河岸通常由先前的土石流沉積材料所組成，因此，地面通常不均勻並無法承受很大的載荷，因此，建議在安裝環網柵欄前，先按照[15]進行3-7次的拉拔測試，然後可檢查設計承載值是否適用於地面條件。



圖3.8：當土石流柵欄填充時，螺旋繩錨（左）和自鑽式錨座上的的錨頭加載狀況（右）。

3.2.2.5 環網

研究中的土石流柵欄環網由直徑30cm或35cm的鐵絲所環組成，但取決於實際的應用領域，其直徑也可改變，如在日本和美國（見圖3.9）使用自己的慣用直徑。在Geobrugg所製造的ROCCO鐵絲網中，每個鐵絲網環都有4個相鄰的鐵絲網環（參見圖3.9），每個鐵絲網環由1條鐵絲所組成，彎曲形成一定數量的繞組，例如，ROCCO 16/3/300鐵絲網的每個鐵絲網環有16個繞組，鐵絲直徑為3mm，鐵絲網環的直徑為300mm。單一繞組使用鋼夾固定2-3個點，根據EN 10264-2 [36]，用於環網的鐵絲是高強度的彈簧鐵絲，其標稱強度為1770 N / mm^2。

5%鋁和95%鋅的共晶鋁鋅塗層用於腐蝕防護，土石流對鋅鋁層的腐蝕速率還無任何長期測試所得知的相關經驗值。關於落石柵欄，假設潮濕環境中的腐蝕率每年月8 g/m^2 [39]，此經驗值可用於佈置河床上的土石流柵欄，在土石流事件發生後，水流只進行短時間的沖洗，然後，即可將土石流清空的部位重新安裝柵欄（參見第3.2.5節）。

若在河床中安裝土石流柵欄保持河床穩定或確保階梯效應（見3.4.3節）時，則無任何與塗層腐蝕速率有關的長期經驗值。山洪和土石流渠道中的水流通常富含沉積物，因此，具有很高的磨蝕性。ROCCO鐵絲網環的磨損測試即顯示，在3次大規模的土石流之後，鋁鋅塗層從220 g/m2減少到60 g/m2，月減少75%[25]，即表示需進行環網結構的腐蝕防護作業（參見第8.4和7.3.6節）。



圖3.9：安裝過程中拉起環網（如網簾）（左）和加州Gaviota隧道的其他網眼尺寸。

3.2.2.6 磨蝕防護

為保護上支撐繩和翼端繩索，即開發出1種特殊的磨損防護系統，一旦彈性柵欄被土石流所填滿，其剩餘高度無法阻擋土石流流過柵欄時，這就變得非常重要。磨損防護系統與土石流的溢流剪切作用力和附加載荷直接接觸，因此，磨損防護系統需滿足堅固方面的特定要求。在2005年的第1個野外柵欄措施中（參見第4.3.1節），使用較脆弱彎角型材，在支撐繩裝有兩個鉤環（見圖3.10左），在出現第1次土石流之後，人們發現到防護設施的型材外形變得非常彎曲，支撐繩週圍各部位嚴重扭曲，出現可自由活動的空間（見圖3.11），此型材設施在2006年擴大形成強化的角形型材設施，具有更大的側面並加大板材厚度。考慮磨損保護，還使用較大的緊固鉤環避免上支撐繩的壓力點承受過大的壓力（參見第4.3.1節），為能夠防止磨損防護系統在土石流的填充過程出現滑動的現象，在兩個型材端都製作了凹槽，即可讓各個型材藉由鉤環彼此相互連結（見圖3.11）。



圖3.10：2005年未使用鉤環插槽設計的防磨保護（左）設施和2006年、2007年開發具有插槽（右）的磨損保護設施。



圖3.11：2005年（左）設計的拉扯磨損保護設施和2007年的帶槽磨損保護設施（右）。

由於柵欄上溢流的土石流材質具有高度的磨蝕作用，具有磨損保護功能的鍍鋅材質不適用於腐蝕保護的設施中，「耐耗鋼材」是這裡唯一的選擇，儘量加大鋼板厚度，藉此提供大量鋼材用於避免磨損和腐蝕（參見第8.4節），必要時需不時更換已磨損的鋼材（另見第3.2.4節），也可使用不銹材質的磨損保護設施（參見第4.6.3節）。

3.2.3 施工

環網柵欄的施工可分為以下4個部份：

• **鑽井和地基**：鑽井需花費最多的施工時間，主要取決於河岸強度，鑽頭和自鑽式錨座如圖3.12所示。自鑽式錨座鑽有一次性鑽頭，同時通過錨定管注入灌漿。一次性的鑽頭即爲無需使用套管鑽孔的裝置，可確保彈性載荷其傳遞方向上的錨頭安裝在自鑽式的錨座上，注入的砂漿在28天後應能夠完全傳遞作用力，但支撐繩約在7天後開始張緊，因為此時注入的砂漿已達到其最大抗壓強度的80％至90％。

若施工採用UX系統，在錨定鑽孔同時應建造支撐柱所需的地基。若UX系統只有1支支撐柱，應確保鑽出固定繩索的錨座不是位於河床中，否則會增加錨頭被洪水事件和土石流所沖蝕的風險。若採用多支支撐柱，通常無法避免直接在渠道中鑽出固定繩錨座的狀況，在此情況下，若河床材料因為不穩定而造成床層結構變化時，建議將帶有錨頭的固定繩錨座另外再使用混凝土澆築的設計，即可將繩錨被沖洗的風險降到最低。



圖3.12：帶有管狀橫截面的Titan 40/16自鑽式錨座，用於注入砂漿（左）和設置自鑽式錨座的鑽頭（右側）。

• **安裝和拉緊支撐繩**：首先，將上支撐繩和下支撐繩從一個錨定部份到另一個錨定部份進行橫向拉伸，在繞着錨頭偏轉後，根據EN 13411-5 [37]採用規定的鐵絲繩夾進行緊固。（見圖3.13）。關於過去使用的Geobinex 22mm支撐繩，應根據製造商的建議提供10根鐵絲繩夾，緊固在上支撐繩上的翼端繩索最後才張緊（參見圖4.31和4.6節），此支撐繩的預先張緊力道約10*kN*。

在帶有支撐柱的UX系統中，先安裝下支撐繩和上支撐繩。然後可藉由直升機或起重機放置支撐柱，需小心地將上支撐繩裝設圍繞每根支撐柱，藉此避免由支撐柱的橫向作用力引發橫向壓力，最後，確保繩索從支撐柱頂部伸展到固持繩錨的部位。



圖3.13：帶有制動環並拉緊的支撐繩（左）和使用繩夾固定的支撐繩（右）。

•對環網進行鉤環的扣合固接：加裝繩索再懸掛安裝環網，進行各條翼端繩索間的逐個錨定，環網可像窗簾一樣懸掛在安裝繩上，然後扣合固接到支撐繩上（見圖3.14）。當環網扣合固接時，重要的是應確保僅使用1排的環網排進行扣合固接，當環網固接到支撐繩上，即可切掉多餘的鐵絲網環。



圖3.14：用於扣合固接的環網掛在鐵桿（左）上，將環網懸掛在安裝繩進行扣合固接（右）。

•對磨損防護系統進行定位和扣合固接：將帶有鉤環的環網切割成適當尺寸，在拆下輔助繩後，將磨損防護系統裝上，最簡單的方法是藉由挖土機逐一抬起成彎角型板，將其固定並扣合固接在翼端繩索上（見圖 3.15），然後用環網的扣環將型材彼此扣緊讓其緊固在一起（見圖 3.11）。



圖3.15：用挖土機安裝磨損防護系統。

原則上，柵欄可由個人和適當的設備施工裝設，如採用起重機和鑽錨設備，但多人在場進行安裝更好。在此情況下，施工內容包括鑽孔式環網柵欄所需的一般作業時間，通常1週時間即可輕易完成。鑽井設備、起重機和材料可藉由直升機載送到安裝地點，原則上，環網可在沒有通路的情況下安裝。但規劃安裝作業時，需考慮任何清潔和清空工作所需的空間，考慮是否需要持續提供柵欄用於阻擋土石流所需的擋土空間。無論如何這可能需要通路，可將施工材料從柵欄處帶到預先安排的埋場（見2.4.3節）。

3.2.4 維護

維護可分為兩部份，具體取決於環網柵欄的預期用途：

•環網柵欄用於阻擋土石流，即柵欄在大部份時間剛好都在水面上方未被土石流所填充，在此情況下，即假設土石流事件不時造成柵欄的部份或完全填充，在事件發生後立即清空柵欄，保留再次出現土石流所需的擋土空間。若挖土機進入填充柵欄上方的渠道時，通常無需打開環網。但通常只能從下方清空經土石流填充的柵欄，因為挖土機和運輸車輛只能從該處接近（參見第3.2.5節）。從下面清空柵欄時需打開柵欄，通常即表示在重新安裝過程中需更換制動器、支撐繩甚至是環網，但無需再進行鑽錨作業。

•使用填充環網柵欄作為渠道中的永久施工步驟（參見第3.4.3節）：若過度彎曲或過多的鋼材已磨損，更換磨損防護裝置即可完成大部份的養護工作，還需檢查制動器的剩餘容量，便於後續土石流事件所需，確保柵欄的穩定性。此外，應監測環網中永久曝露於水流區域的腐蝕作用，關於填充狀態下永久使用的環網柵欄，目前的長期使用經驗仍然過少。

3.2.5 清空和拆除

本文僅說明柵欄下方的排空作業，因為上方挖掘的排空在技術上不是問題，可採用以下的不同方法：

- 使用繩索拉緊裝置減輕柵欄的載荷，藉由可受控的方式打開支撐繩並移除環網。可使用繩索張緊裝置完成此作業，此繩索張緊裝置安裝在上支撐繩和錨頭上，藉此進行張緊，然後鬆開繩夾，藉此打開上支撐繩。移除相關的材料後，再使用其他的支撐繩完成此作業，直到完成下部支撐繩的相關作業為止，然後重新安裝柵欄。
  若支撐繩不能自由進入，通常無法採用此方法，在填充過程之後，經常會在磨損防護系統下方處出現阻塞或由於土石流的固化而難以進入，在此情況下，唯一的選擇是採用切割或甚至爆破環網的方法。
- 藉由受控的繩網或繩索進行爆破處理，隨後進行清空和重新安裝的作業。
- 使用帶有延伸部位的氣焊炬來切割環網和〔或〕支撐繩，從挖土機的鏟斗操作氣焊炬或切割器，因為環網在土石流填充時會出現很大的張力，這需要提供安全距離。
- 目前已開發出可在很大載荷下開啟的鉤環。

第3種方法用於拆除2006年裝設的Illgraben柵欄（見4.3.2節）[24]，由於設施高度張緊的狀況下無法藉由可受控的方式放下固定網，考慮附近住家窗戶玻璃破裂的風險，無法進行爆破作業，所以只剩下第3種方法可用，結果證明這是非常明智的方法。首先，使用帶有焊接設備的挖土機鏟斗從頂部到底部進行環網的垂直切割，此作業無任何風險，因為Illgraben是淺梯度的地形，挖土機不會因任何土石流物質的掉落而受到威脅。位於固定網後面的大岩塊會立即脫落（見圖3.16），藉由開口即可儘量挖掘土石，下部支撐繩卸載後就將其切斷，然後使用挖土機將固定網的一半部位從土石流中拉出，然後切割中間支撐繩和上支撐繩部位的固定網，即可先清空固定網一側的柵欄，再清空另一側。

通常應考慮到停止流動的土石通常藉由類似混凝土的方式壓在柵欄後面，土石流粒徑分佈大部份是細-顆粒，這導致遭阻擋的土石最終會具有黏性（參見第5.2.3.2節）。

總之，在不破壞固定網和繩索的情況下，實在難以從下方清空柵欄中的土石流。



圖3.16：2006年在Illgraben地區拆除環網柵欄：切開環網並使用挖土機移除土石（左）來減輕整個固定網的載荷，然後割斷上支撐繩（右）。

3.2.6 資源利用和生態方面

從純粹的視覺角度來看，環網柵欄的結構可能比實心混凝土柵欄輕得多，但表3.2中詳列帶有兩條支撐繩的環網柵欄重量，1條在頂部，1條在底部，有1條翼端繩索和兩條邊緣繩索。與混凝土柵欄進行比較，藉此瞭解兩種支持系統的資源使用情況，假設鋼材密度為ρ-steel = 7850 Kg/m^3。

表3.2：10米寬4米高的環網柵欄的靜載荷估計值

	重量[kg]
繩索	160
環網(4米長)	1000
錨座(x 10)	420
鉤環、制動器、磨蝕防護	500
總重量	2080

假設高強度混凝土的靜載荷為$\gamma = 24\ kN / m^3$，混凝土柵欄應形成0.75米的靜態厚度，即導出$G_B = 24 \cdot 0.75 \cdot 4 \cdot 10 = 720\ kN$的靜載荷，相較於≈3000的係數，環網柵欄的重量比混凝土柵欄更輕。

即使在運輸過程中，這種重量上的差異也會產生明顯的影響，因為在安裝和運輸到處置場地的過程中會產生更少的二氧化碳，可藉由熔化回收原料的環保方式處理固定網和支撐繩，此外，由於固體混凝土柵欄的材料使用量較少，在原材料回收期間也會產生較少的二氧化碳。

若在最壞的情況下，環網柵欄破壞時，則需使用挖土機從沉積的土石中清除遭撕裂的鋼材部件，關於受沖蝕的混凝土柵欄這是必要的措施，加固桿會被土石流撕裂，還需從沉積的土石中單獨移除加固桿。

生態方面

若固定網安裝在渠道底部的上方提供具有基部開口高度hd的擋土空間時，則大多數的動物物種可不受限制通過此柵欄，在出現山地洪流較低窪地形的安裝地點，相較於固體柵欄，魚類更能夠毫無限制地通過此地點。在高山地形中，野生動物可自由通過沒有限制。

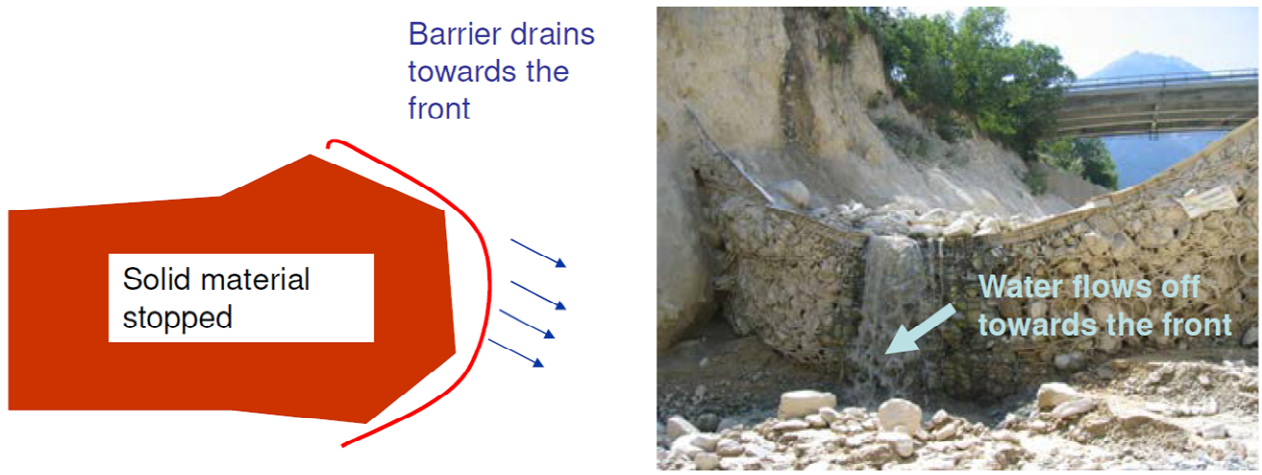
在視覺上，鐵絲結構在自然風景中比實木或混凝土柵欄更不突兀，整個景觀受保護結構體的影響較小。

環網柵欄在土石填充狀態下，河床因多層柵欄而產生高差時，則與固體柵欄相同都具有不利於生態的影響。除了河道剖面外，因為這些小高差的影響，動物只能在有限的範圍內通過。

3.3 運作模式

第2.3節說明土石流攔阻的不同應用原則，環網柵欄即根據篩網作用及攔阻原理，其功能類似土石流制動器和土石流篩網（見圖3.17）。

利用篩網原理，可從土石流的混合物中除去輸送介質的水份，藉此讓固體土石停止流動。在本研究中的柵欄，可藉由環網完成此作業，環網會阻擋粗岩塊和一般的石塊並容許溶解的泥漿與液相土石一起通過柵欄，可讓固態土石阻擋在固定網後面，網孔尺寸和基部開口的選擇即決定可阻擋土石流和洪水的時間，或讓土石流不受阻礙穿過柵欄。非常細的有機土石也可藉由環網柵欄上的二次網狀結構體加以阻擋，非常大的網格尺寸只能用於阻擋適合尺寸的岩塊（見圖3.18），流動深度和網格其尺寸選擇的更詳細分析將在第5章內容中介紹。



Barrier drains towards the front 柵欄向前排水	Solid material stopped 停止流動的固態土石

圖3.17：環網柵欄的排水和攔阻原理



圖3.18：斜坡型土石流已被環網柵欄所阻擋，甚至還保留極小的成份物。

在阻擋土石的過程中，彈性柵欄的優點在於提供柵欄本身的柔韌性和優異的變形能力，剛性衝擊所產生的峰值作用力，可藉由變形降低此作用力。可藉由制動器（參見第3.2.2.3節）和環網的變形吸收土石流的撞擊能量，藉此降低最大載荷值（見6.3.2節），USGS水槽實驗的作用力和變形曲線顯示作用力隨著柵欄的變形呈線性增加的現象[23]，在填充過程中阻擋層的緩慢變形過程導致載荷增加到結構的最大載荷值水準，同時，可藉由制動器的急速變形讓支撐繩中的載荷再稍微降低（見圖4.5.2），當柵欄達到最大變形量，即出現最大載荷值。

由於剛性擋板在撞擊時不會變形，因此增加到最大載荷值的速度會非常快[49]，這些結構體可藉由各個部件的變形過程來耗散能量。

若柵欄是作為土石流填充時穩定河床用的永久柵欄，其作用模式將在下文中更詳細說明。

3.4使用環網柵欄作為複層柵欄

3.4.1水利工程的水力原理

為能夠更瞭解渠道中垂降結構物〔vertical drop structures〕的作用方式和目的，首先介紹說明一些水力學的原理。

首先，應更詳細考慮分析山洪和土石流的流態，大多數的山洪通常具有不均勻的流量。均勻的水流通常僅發生在淺床傾斜的地形，而且沒有出現台階地形、巨石或柵欄等阻礙的棱柱形渠道中。未加速和延遲的線性運動即爲均勻流動的特徵，其平均速度u_m沿著流動路徑保持恆定，因此，壓力分佈呈流體靜力的狀態，適用下列公式： $\frac{\partial p}{\partial z} = \rho g_z(z - h_{fl})$ 其中的z與流動深度h_{fl}是彼此平行，因此，u_m是恆定值，平均速度高度 $\frac{u_m^2}{2g}$ 也是如此，能量線平行於水面線和河床線[34]，始終存有相同的水深，適用於下列公式：

$$I_S = I_W = I_R \qquad (3.1)$$

其中的I_s是河床坡度，I_w是水面坡度，I_R是能量流動線的坡度。

在山區河道的情況下，由於流動不均勻，不存在此類的理想狀況，因此需採用另一種方法，渠道流量即減爲流動管路的近似值，即爲連續性公式：

$$u = \frac{Q}{A} \qquad (3.2)$$

其中的Q是平均流量，A是渠道橫截面的面積，本文還將渠道中的流量視為一群流線的集合，流線是液體中的連續線條，在特定時間t任意點的速度向量值爲u，關於流線，其廣義的壓力公式爲：

$$g\frac{dz}{ds} + \frac{1}{\rho}\frac{dp}{ds} + \frac{1}{2}\frac{du^2}{ds} - g\frac{d\Delta z_e}{ds} = 0 \qquad (3.3)$$

其中p是液壓，s是沿着流動線的距離，其中的 $\frac{dz}{ds} = -I_s$ 和 $\frac{d\Delta Ze}{d_S} = I_R$ ，即得出：

$$\frac{1}{\rho}\frac{dp}{ds} + u\frac{du}{ds} + g\,(I_R - I_S) = 0. \qquad (3.4)$$

若連續公式將水流橫截面與渠道寬度b一起代入公式3.4，則連續變化的排放量其一般的微分公式如下：

$$\frac{dh_{fl}}{dx}\left(1 - \frac{u^2 b}{gA}\right) - \frac{u^2}{gA}\frac{\partial A}{\partial x} + (I_R - I_S) = 0. \qquad (3.5)$$

藉由簡化並假設土石流渠道是棱柱形渠道，只注意於橫截面的流動深度$\cos\alpha + \cos\beta = 2\cos\frac{1}{2}(\alpha+\beta)\cos\frac{1}{2}(\alpha-\beta)$變化，即得出 $\frac{\partial A}{\partial \chi} = 0$ 根據流動深度的變化即得出公式3.5：

$$\frac{dh_{fl}}{dx} = \frac{(I_R - I_S)}{1 - \frac{u^2 b}{gA}} = \frac{(I_R - I_S)}{1 - Fr^2} \qquad (3.6)$$

其中：

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g h_{fl}}}. \qquad (3.7)$$

F_r是福祿數〔Froude number〕，說明慣性和重力間的關係，將流動過程分為以下的流動狀態：

F_r <1 一般流量或亞臨界流量

F_r = 1 臨界流量

F_r> 1 超臨界流量

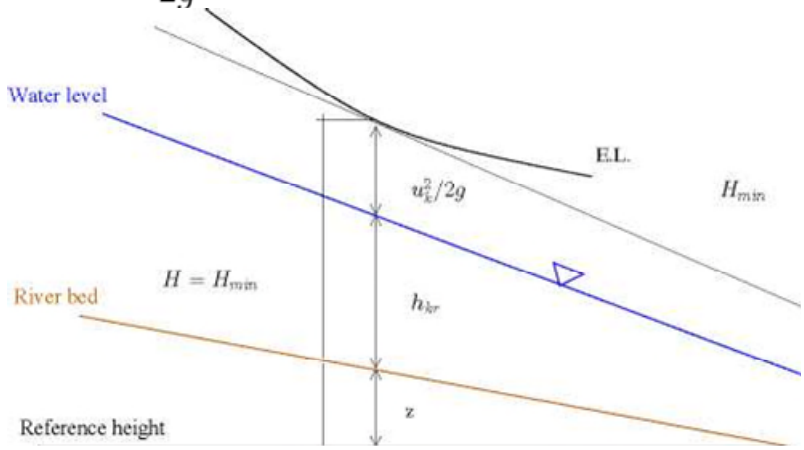
考慮具有變化河床梯度變化渠道溪流，可增減河床梯度，因此流動狀態從亞臨界變為超臨界的流動狀態，反之亦然。當水面通過臨界流動深度h_{kr}時，公式3.6的分母等於零，因為F_r = 1。能量流動線沿着渠道及其梯度下降：

$$J_R = -\frac{d\Delta z_e}{ds} = -\frac{dH}{dx} = -\frac{d}{dx}\left(z + \frac{u^2}{2g} + h\right) \qquad (3.8)$$

3.4 使用環網柵欄作為複層柵欄

其中H是系統中能量流動線的高度，在流量出現變化時，此能量的數值會低於最小值，即能量流動線需在此點經過其最低點的位置H_{min} [34]，因此，在臨界流量期間：

$$H_{min} = z + \frac{u_{kr}^2}{2g} + h_{kr}. \qquad (3.9)$$



Water level 水位
River bed 河床
Reference height 基準高度

圖3.19：沿渠道的最小能量曲線。適用於下列公式：

$$\frac{dH_{min}}{dx} = -I_R = \frac{dh_{kr}}{dx}\left(1 - Fr_{kr}^2\right) - I_S \qquad (3.10)$$

$F_{r_{kr}}$ = 1得出 I_R = Is ，因此公式3.6的分子也是零，流動深度的變化和自由表面的坡度無法確定，極限值可使用L'Hdpital規則[34]來確定，即表示從亞臨界到超臨界的流動狀態其轉變是恆定的，但從超臨界到亞臨界的流動狀態其轉變是不連續的。關於溪流的流動過程，即表示從亞臨界到超臨界流量是連續發生的過渡現象但無能量耗散的現象。相反地，從超臨界到亞臨界的流動狀態是藉由不連續的狀態來發生，即爲所謂的水躍並出現能量耗散的現象（參見第3.4.4節）。

3.4.2 多層結構的作用方式

複層結構體通常用於穩定和抬高渠道底部，藉此防止垂直沖蝕造成的河床深化現象。由於高流速及其相關的高載荷傳輸速率，土石流沖擊沖蝕河床即導致洪水期間發生垂直沖蝕的現象。當土石填充複層的結構體時，從流動方向來看，結構體後面會出現較小坡度（見4.5.3節和4.6.4節）。此外，根據可用的擋土量 V_r ，河床和土石流中的土石會被阻擋在結構體後面。

能量耗散有以下的原則：

藉由河床梯度減少能量耗散（見圖3.20）
在此情況下即出現從$I_S > I_s'$的過渡過程，流動深度h_{fl}小於臨界流動深度h_{kr}，在此情況下，土石流處於超臨界流量的狀態（Fr> 1）。若公式3.6的I_s因為複層結構體的柵欄回水而變得更小時，則流動深度會增加（$h_2 > h_1$ and $\frac{dh_{fl}}{dx} > 0$），因此，流速降低土石流的流動變得更慢（參見圖3.20a）。因此，關於較小的河床梯度，能量流動線即變得較淺。

可藉由減少河床梯度和隨後的水躍現象（從超臨界流量變成為亞臨界流量的過渡現象）即可促成能量耗散（見圖3.20b）。
若在超臨界流量中的流動深度增到h_{kr}（較淺的河床坡度I_S'），會在梯度變化後產生水躍現象，會從超臨界流量變為亞臨界流量。當能量流動線達到最小能量（見公式3.9）時，水躍期間的消耗能量爲ΔI_W。出現水躍後，流動過程持續出現亞臨界流量（Fr <1）。

壩體溢流引起的能量耗散和可能的水躍現象（見圖3.20c）
若接近壩體的水流是次臨界流量（先前已因為梯度變化形成水躍現象），經土石流填充的柵欄壩頂即會出現臨界流量H_{kr}）。在亞臨界流量中，上游即形成回水曲線。在壩體出現土石流溢流時，流速即大幅增加，流動深度下降到h_{kr}，仍持續出現超臨界流量。若梯度I_s'因為下一個土石流填充柵欄再次變淺時，若h_{fl}增加到h_{kr}，則在壩體溢流後不久可能再次發生水躍現象（參見b的過程），水躍I_W再次造成能量耗散。

若接近壩體爲超臨界流量（$h_{fl} < h_{kr}$）時，溢流的溪流其深度仍保持不變，自由噴霧〔free spray〕模式可算出並作為變化軌跡[34]，由於垂直下降效應較小，並無明顯的能量耗散現象，只有在噴霧落入溪流中才會出現湍流，還可能造成沖蝕，此現象取決於溪流的衝擊強度，即可藉此耗散少量的能量。

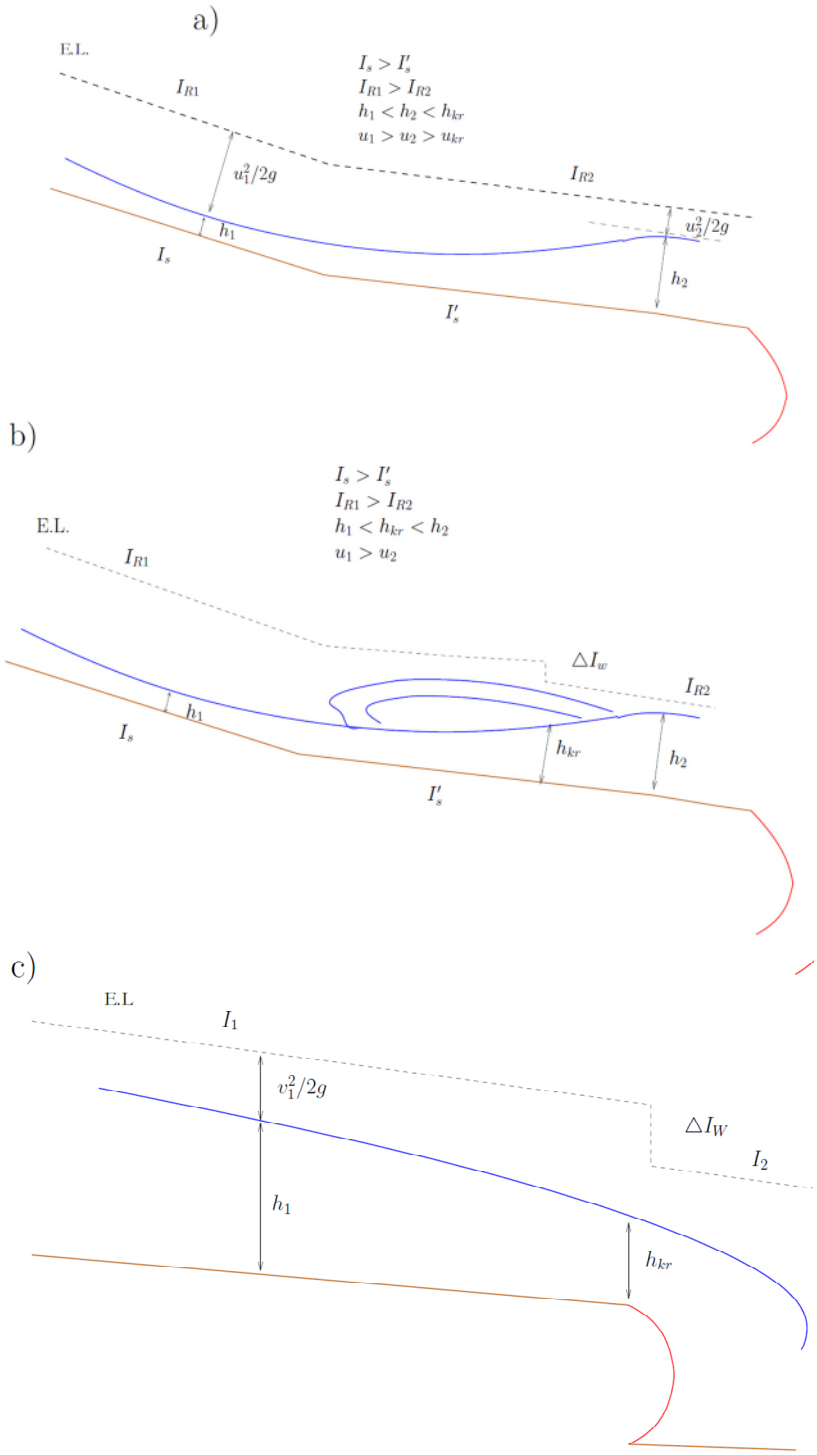


圖3.20：a）在沒有水躍的超臨界流量中，其複層柵欄中的能量耗散原理，b）在超臨界流量中具有水躍現象，及c）在壩體溢流掉落撞擊時。

複層柵欄中能量耗散的詳細的模型計算結果如本章末尾的第3.4.4節內容。
因此，複層結構體旨在藉由一系列的結構體梯度變化促成從超臨界到亞臨界流量的水躍現象，然後，土石流在亞臨界流量中接近第一道柵欄壩體，在溢流口之前形成回水曲線（見圖3.20c），溢流出現在超臨界流量中。若下一個柵欄的後續回水梯度夠淺的話，即再次形成水躍現象，然後在出現下一次溢流之前即出現流量變化的現象，根據本模型，一系列的流量變化和能量跳躍現象會延伸到最後一個結構體。

複層結構體的另一個目的是串聯幾個結構體，藉此增加擋土空間，當然，在此情況下即假設具有連續排空的結構體設計。

3.4.3Merdenson村的實例

Merdenson村（即瓦萊州的Vollege市）被選為複層柵欄的測試場地，如圖Illgraben地區（見第4章），Merdenson村是瑞士阿爾卑斯山脈中最活躍的土石流渠道之一，因此，這是研究小型垂直落差效應及柵欄物長期特性的理想地點。

在2006年12月，從市政府和州政府取得所有的許可證，進行3個柵欄的串聯安裝（見圖3.21，左）。關於計畫、地點、工程和場地安全更多的相關資訊，可參考Merdenson安全指南[115]。在開始施工開始前即精確測量渠道，便於藉由另一個後續的測量算出土石流事件的精確擋土量（另見4.5.3節）。

在2007年1月1日，這些柵欄即被土石流所填滿，在2007年3月3日又發生更大的土石流時間，圖片顯示3月5日檢查期間的土石流填充狀況（見圖3.21，右圖），對兩次測量其擋土量的分析中，即測得近800立方米的殘留土石（見圖3.22）。



圖3.21：未填滿（左）和填滿（右）土石在Merdenson所安裝的3個固定網

在柵欄安裝前的渠道坡度平均值從I_s = 20%變為I_s≈13%，由於從重力牆到第一網的距離很短，渠道在頂部柵欄（柵欄1）後面更陡。需選定很小的距離，藉此保護重力牆的牆腳不受沖刷所影響（見圖3.24），因此，這裡不能形成自由流動的回水河床位置，在此處的渠道更陡峭，幾乎可達25%，因為重力牆上的溢流讓土石流動減速，由於回水對下一道柵欄會造成影響，即沉積更多的土石（見圖3.23），有關河床位置的分析，請參閱第4.6.4節。

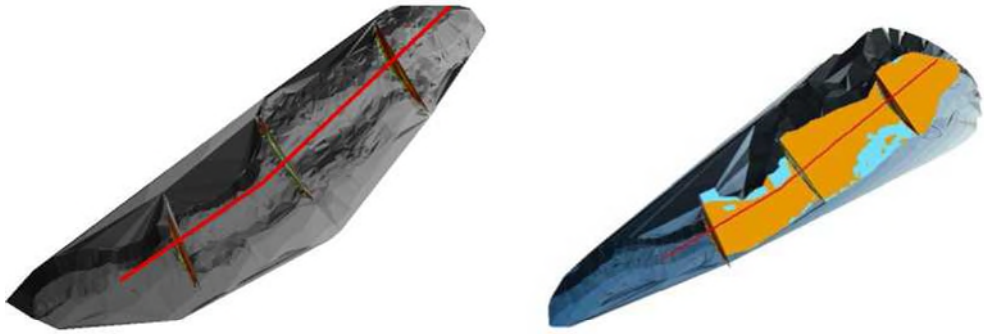


圖3.22：Merdenson的3D地形模型，其中3個柵欄處於未填滿（左）和填滿（右）土石的狀態。

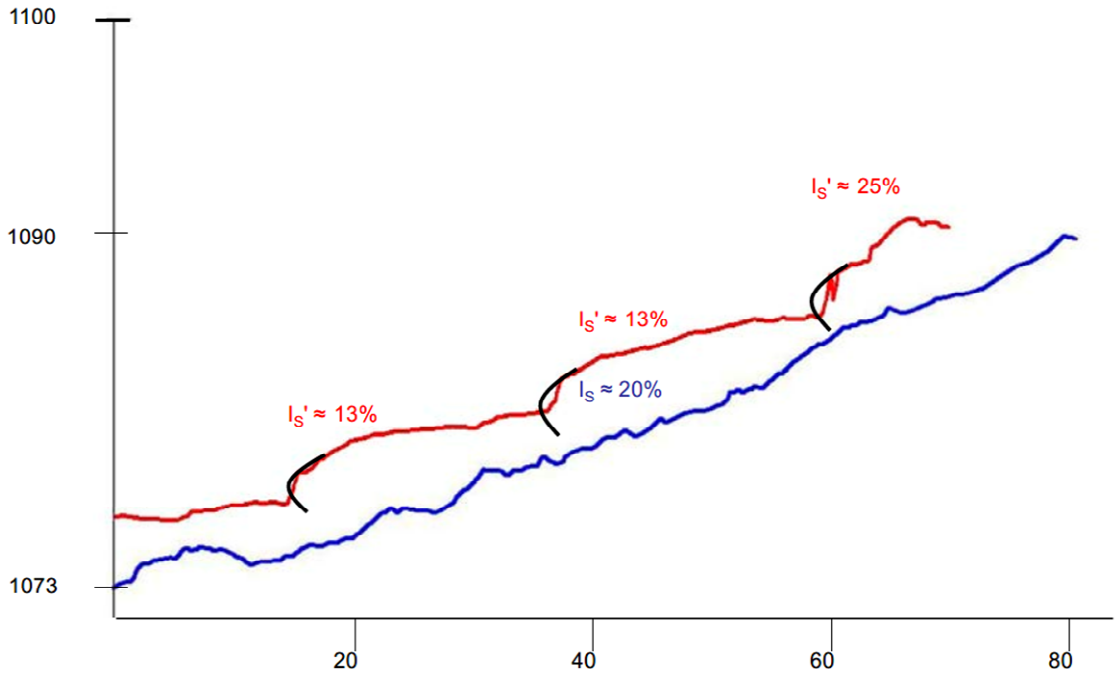


圖3.23：安裝柵欄隔離之前和之後Merdenson村縱向剖面圖。

柵欄1

關於頂部柵欄，在渠道中安裝VX柵欄（無支撐柱），上支撐繩的跨距為15米，柵欄高度為3.8米，Merdenson複層結構體的目標之一是保護現有混凝土柵欄的底部，避免受到進一步的沖蝕，圖3.24顯示左側安裝網柵欄1之前的狀態及右側背景中具有填充柵欄和混凝土牆的相關狀態。



圖3.24：已淘汰的舊有混凝土柵欄（左）和填充柵欄1作為舊有混凝土柵欄的防沖刷措施（右）。

此固定網可達成現有混凝土牆的沖刷防護目標，顯示藉由彈性柵欄可達成土石流的擋土功能，例如，可使用環網柵欄來穩定河床，可藉由水利工程中的傾度變化和沖刷防護措施來減少渠道中的土石流沖刷能量。

在土石填充過程前的上支撐繩高度為4.5m，其基底開口為0.7m，在土石流填充過程之後，柵欄h'b邊緣的最低點為3.2米（見圖3.25）。

柵欄2
在此處安裝UX型系統，在其中間有1支支撐柱，頂部長度約18米，高度為3.3米，此柵欄也被土石流完全填滿（見圖3.26）。柵欄2的形狀在最初的流動方向上略呈微傾狀，證明在環網沖蝕防護產生的溢流頂部發揮有利的作用（也見7.3.6節）。

柵欄2基礎開口的初始高度hb為3.6米，由於土石流的填充過程，在2.6米的剩餘高度出現穩定狀態（見圖3.27），關於剩餘高度的計算方法可參考第4.6.4節。

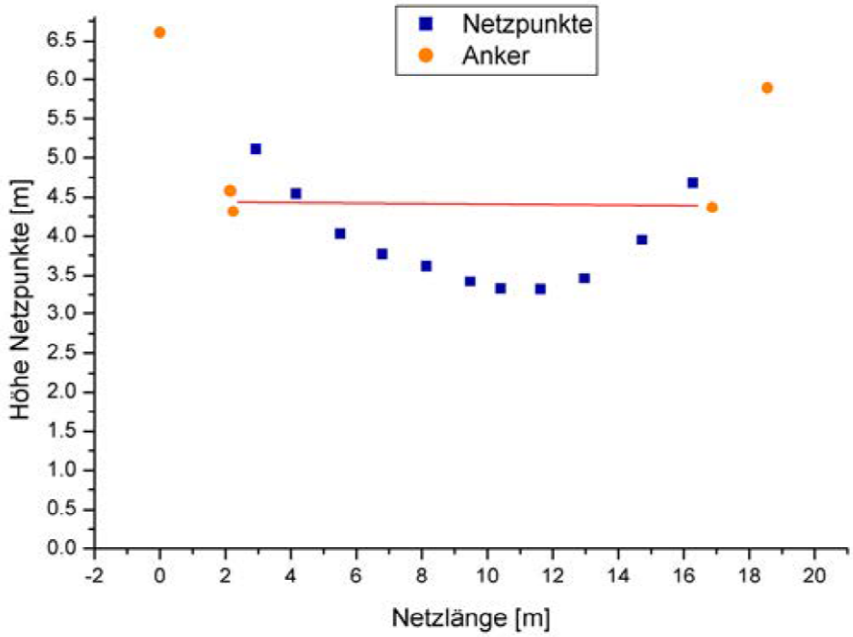


圖3.25：填充柵欄1固定網邊緣的錨座位置比較。水平線顯示上支撐繩的位置，圖例：Netzpunkte = 固定網上緣位置點；Anker =錨點； Hohe Netzpunkte = 固定網邊緣高度；Netzlange = 沿固定網的位置。



圖3.26：填充柵欄2（左側）及其溢流頂部（右側）。

柵欄3

安裝的類型是VX系統，如第一道柵欄；上支撐繩的長度為13.5米，柵欄高度為2.9米，柵欄3的土石填充狀態如圖3.21。

上支撐繩的鐵絲在渠道床上方約3米處，在土石填充後，柵欄退至2.2m的剩餘高度h'b（參見圖3.28）。

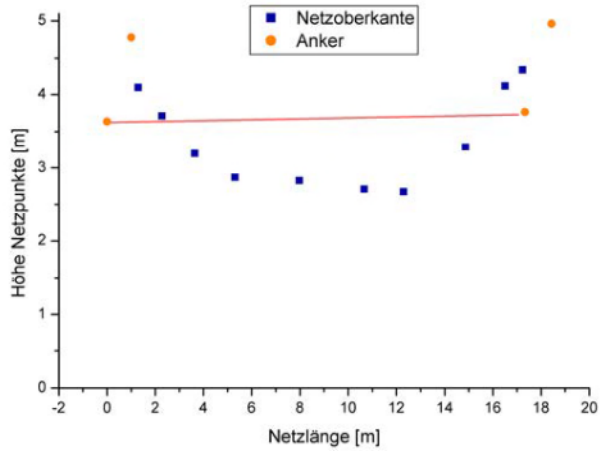


圖3.27：填充柵欄2固定網邊緣的錨座位置比較。水平線顯示上支撐繩的位置，圖例：Netzoberkante = 固定網上緣； Anker = 錨座； Rohe Netzpunkte = 固定網邊緣位置點的高度； Netzlange = 沿着固定網的位置。

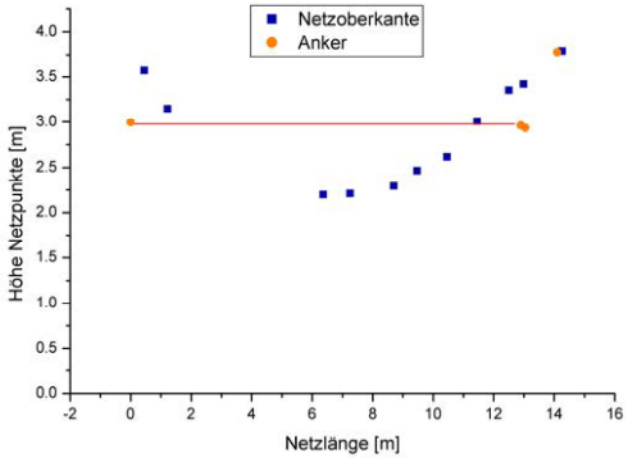


圖3.28：填充柵欄3固定網邊緣的錨座位置比較。水平線顯示上支撐繩的位置，圖例：Netzoberkante = 固定網上緣； Anker = 錨座； Rohe Netzpunkte = 固定網邊緣位置點的高度； Netzlange = 沿着固定網的位置。

概述

第一個由彈性柵欄組成的複層結構體已在瓦萊州成功裝設並爲土石流所填補，WSL現在正進一步研究分析這種填充柵欄的長期特性，本論文並未對此類的長期特性進行評估。

此外，Merdenson的複層柵欄施工計畫也在渠道中發揮實際的作用，可用於防護現有的混凝土柵欄，避免讓柵欄1遭受進一步的沖蝕，土石流通過混凝土柵欄損失大部份的能量，因此，對第一道柵欄和隨後的柵欄多或少弱化其衝擊力道，可藉由柵欄支撐繩中的制動元件來確定此效果，這些制動元件僅被稍微啟動，因此，在後續的長期研究發現到柵欄仍具有高承載能力。此外，此計畫也顯示帶有環網的複層結構體原理既可作為較大體積的防護措施，也可用作土石流填充時的小型垂降緩衝設施。

3.4.4 複層柵欄的樣本計算

關於樣本的計算，需考慮3個串聯的土石流填充固定網，由於垂降效應小，導致能量耗散屬純粹水流的影響效應（參見第3.4.2節），在2.2.2節顯示土石流可用純水力學的方程近似計算提出說明。

幾何和渠道屬性

清空狀態下的柵欄高度h_b約5.3米，渠道寬度設定固定爲b≈10m，安裝固定網之前的河床梯度爲I_8≈30%，最初的k_{st} = 20的渠道粗糙度（根據[55]的山洪土石流），在土石流填充到k_{st} = 7之後，設定Strickler係數kst，因為粗糙的土石會增加粗糙度，土石粗糙度的數值可根據[82]加以定義，根據第4.6.4節算出土石填充後的渠道坡度，即得出$I_8' = \frac{2}{3} \cdot I_8 = 20\%$，$h_b'$的剩餘高度為$h_b' = \frac{4}{3} \cdot h_b' = 4m$。

可以使用具有3公式和3個未知數的公式系統確定渠道中柵欄的確切位置，以下的關係式導自圖3.29中的幾何圖形：

$$\Delta H = 3 \cdot 4\ m + 0.2 \cdot 3 \cdot l' \qquad (3.11a)$$

$$3 \cdot l' = L \qquad (3.11b)$$

$$\Delta H / L = 0.3 \qquad (3.11c)$$

由此得出Δ*H*= 36m，*L* = 120m，柵欄的水平間距爲l' = 40m。因此，Δh = 12m。這導致沿渠道底部的柵欄間距 變成為l = 41.7m。因此，即滿足[11,8]的最小柵欄間距l = 10m的條件。

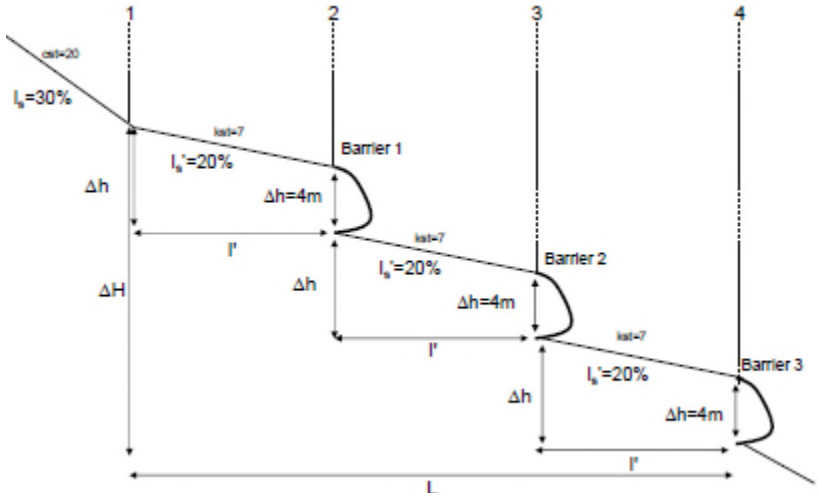


圖3.29：串聯安裝3個固定網的地形位置

遷急點〔Knickpoint〕的流量

若土石流被認定爲純水流時，即可得出下列的流態算法（參見第3.4.2節）：

• 趨近流態：接近土石流的平均排放量$\overline{Q}$為50 m^3/s，k_{st} = 20，渠道坡度I_s = 30%。假設渠道近似矩形，正常流動深度的迭代計算如下：

$$Q = k_{st}\frac{A^{5/3}}{U^{2/3}}I_R^{1/2} \qquad (3.12)$$

其中，I_R = I_s具有均勻的流動特性，渠道週長$U = 2h_n + b$，流動橫截面的面積$A = b \cdot h_n$.。即得出hn其區段1的正常流動深度，hn;1 = 0.65m。根據連續性的條件即可算出流速為u-n,i = 7.69 m/s。區段1中的福祿數$Fr = \frac{7.69}{\sqrt{9.81 \cdot 0.65}} = 3.04$，即接近超臨界流量。

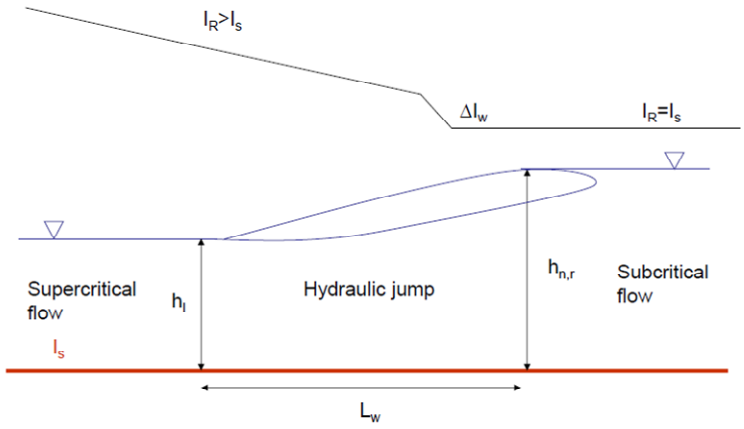
•柵欄後面的回水區域流態：接近土石流的平均排放量$\bar{Q}$ = 50 m^3/s，Strickler係數為k_{st} = 7，渠道坡度為I_s = 20%。根據公式3.12即可代入算出正常的流動深度，得出$h_{n,2}$ = 1.5m，速度$u_{n,2}$= 3.44m / s。然後，此區域中的福祿數為F_r = 0.89，即爲亞臨界流量。

•需在超臨界和亞臨界流量之間出現能量耗散的水躍。

•計算水躍：右側的流動深度$h_{n,r}$（亞臨界流量區域，見圖3.13）等於正常流量，即$h_{n,r}$ = 1.5m。在水躍現象出現前，算出左側的流動深度即爲：

$$h_{n,l} = \frac{h_{n,r}}{2}\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1. \qquad (3.13)$$

各個變量如圖3.30所示。



Supercritical flow 超臨界流量
Hydraulic jump 水躍
Subcritical flow 亞臨界流量

圖3.30：隨後正常流動的水躍示意圖

在福祿數F_r = 0.89和流動深度$h_{n,r}$= 1.5m的水躍前的流動深度爲h_l = 1.14m，流速為u_l= 4.38m/s，因此，由於坡度和粗糙度的變化，在水躍現象出現之前的能量已在超臨界區域中耗散。

•水躍分類：水躍前的福祿數為Fr = 1.33，由於福祿數非常小，根據[55]即形成波形跳躍現象，這不會導致非常大的能量轉換。

•水躍的長度：根據[55]的實驗研究，即可算出水躍的近似長度為：

$$L_W = 6.0 \cdot h_r \qquad (3.14)$$

其中的h_r是水躍後的流動深度，在此情況下的長度爲9m。

溢流處流況

在亞臨界流量的區域中，需在上游算出確定能量源頭的位置點，其邊界條件爲第一道柵欄處的自由溢流所在位置，即爲流動深度為h_{kr}和流速是u_{kr}的臨界流量（見圖3.19）。

•計算臨界流量的深度：溢流峰頂處的流動深度h_{kr}即可算出：

$$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \qquad (3.15)$$

其中，$q = Q/b$。臨界流動深度h_{kr}不會恰好出現在溢流點，因為溢流中的空氣供應會讓河床區域中的壓力降到大氣壓的水準，因此，流動路徑彎曲靠近液滴的地方，由於這種曲率使然，速度具有向下的垂直分量。因此，由於流動路徑的曲率使然，流動深度h_{kr}也略微偏離計算值；矩形橫截面其面積的近似值是 $h_{real} = 0.7/h_{kr}$ [55]。但直接在溢出處即假設h_{kr}的計算值是具有足夠的準確性，算出流動深度即爲h_{kr} = 1.36m。

計算回水曲線：上游的流動深度從h_{kr} = 1.36m增加到h_n = 1.5m。回水曲線的影響長度可藉由[100]的Boss法，根據能量線I_R和水力半徑R的平均值得出：

$$\Delta x = \frac{h_r + K_r - h_l - K_l}{I_s - I_{R,m}} \tag{3.16}$$

其中的動能 $K_r = \frac{u_r^2}{2 \cdot 9.81}$ and $K_l = \frac{u_l^2}{2 \cdot 9.81}$ 和能量梯度平均值為$I_{R,m}$

$$I_{R,m} \models \frac{u_m^2}{k_{st}^2 R_m^{4/3}}. \tag{3.17}$$

其中u_m是u_l和u_r的平均速度，R_m是左右液壓半徑的平均值。關於上述的計算值，平均能量線的坡度$I_{R,m} = 0.22$，因此,回水曲線長度爲$\Delta x = 3.15$m。

•在水躍現象出現之前算出超臨界流量的區域：出現超臨界流量時，需在上游藉由類似Boss法的方法算出相關的數值，流動深度 $h_{n,1} = 0.65m$ 變成為流動深度 $h_l = 1.14m$ 。關於平均能量的梯度$I_{R,m} = 0.29$，即得出$\Delta x = 17.22$m。水躍前其能量耗散區域的長度。

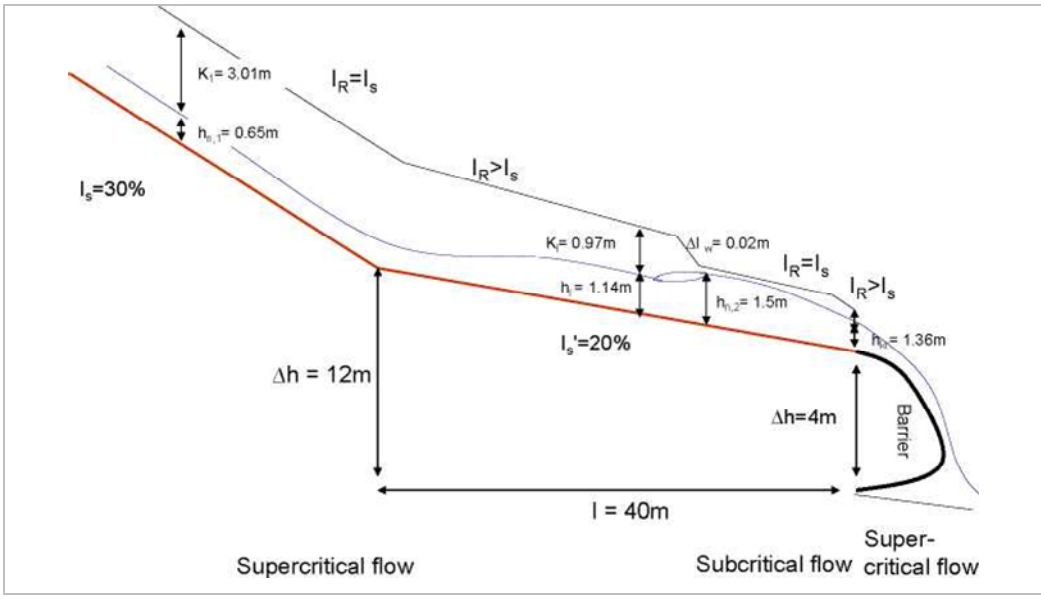
•回水區域的總長度：即可得出$I_{process}$= 17.22m + 9m + 3.15m =29.46m≈30m，因此，此長度比現有的幾何長度 l = 41.7m 更短。也就是在水躍前的能量耗散的各階段中，水躍本身及在溢流前的回水曲線容易在現有的回水長度範圍內形成，即表示可正確投射算出柵欄位置、柵欄高度和相關的回水區域，圖3.31概述第1節和第2節的各個能級。

•溢流：在此處從亞臨界流量變為超臨界流量，能量平衡是根據伯努利定律算出，即假設壩後（環網柵欄凸起）的能量損失值為 $\xi = 10\%$，壩體下方的流速被連續性的條件所取代，根據圖3.32即得出以下的平衡狀態：

$$H_{min} + \Delta h = h_u + \frac{u_u^2}{2 \cdot a} + \Delta e. \tag{3.18}$$

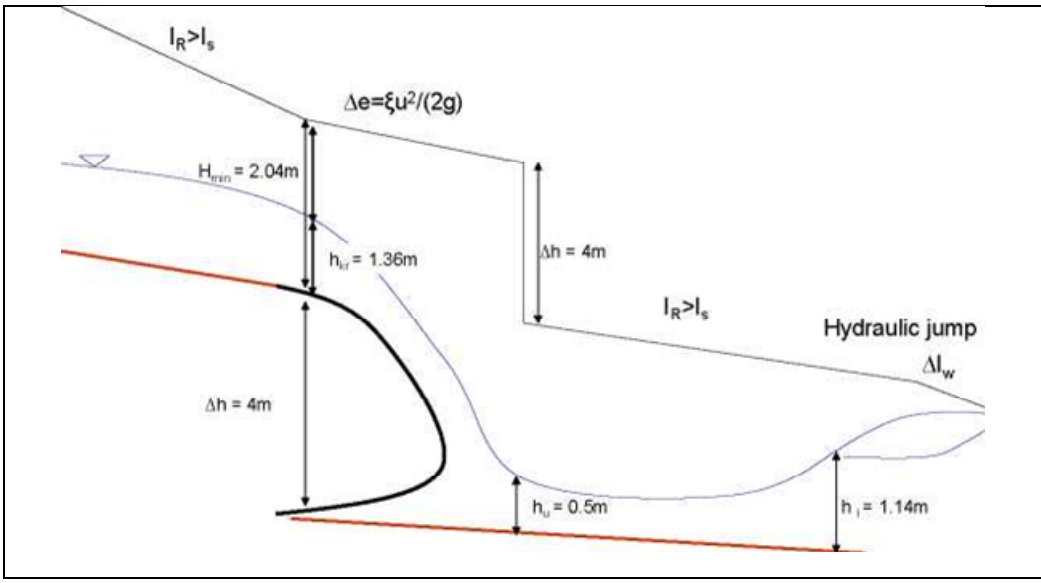
其中， $u_u = \frac{Q}{h_u b}$ and $\Delta e = \xi \frac{u_u^2}{2 \cdot g}$

$$h_{kr} + \frac{u_{kr}^2}{2 \cdot g} + \Delta h = \frac{Q^2}{b^2 h_u^2 2 \cdot g} + \xi \frac{u_u^2}{2 \cdot g}. \tag{3.19}$$



Supercritical flow超臨界流量
Subcritical flow亞臨界流量
Barrier柵欄

圖3.31：水面特性曲線Iw和能量線的特性曲線Ir直到第一個柵欄的下降處；關於垂降特性可參考圖3.32。



Hydraulic jump水躍

圖3.32：水面特性曲線Iw和能量線的特性曲線Ir用於算出溢流和隨後的水躍現象。

可由此確定壩後的流動深度為h_u= 0.5m，速度u_u= 10 m/s，福祿數是F_r = 4.51，因此即爲超臨界流量的現象。

由於淺堰區域的正常水深為h_n = 1.5m，流速為u_n = 3.44 m / s（F_r = 0.89，亞臨界流量），因此，需進行另一次水躍促成流量的過渡轉換。會發生如同第一個柵欄的相同過程，因為所有的3個柵欄彼此等距，根據公式3.16，使用Boss法再次算出溢流（亞臨界流量）上游的回水曲線，在下游使用相同的方法算出壩體之後的流動深度與水躍出現前不久的流動深度間距，再次發現到水躍的距離即介於兩者之間，柵欄3後面的區域也需採用相同的計算方法，然後，在柵欄上的流動再次出現超臨界流量，由於正常水深$h_{n,4} = 0.65m$，和$u_{n,4} = 7.69m/s$福祿數$F_r = 3.04$，在柵欄物3後面的陡峭區域（I_s= 30%）未出現水躍現象。

水躍時的能量損失

水躍時的能量損失高度爲ΔI_w[m]，可從[63]得出：

$$\Delta I_w = \frac{(h_r - h_l)^3}{4 h_l h_r} \tag{3.20}$$

其中的h_r是水躍的右側流動深度，h_l是左側的流動深度，進行中的機械作功p_w可根據[63]算出：

$$P_w = \gamma Q \Delta e. \tag{3.21}$$

關於樣本的計算，即得出每次水躍ΔIw = 0:007m的能量損失高度△Iw = 0.007m，因此，關於平均排放量Q = 50 m/s和假設的土石流比重即爲γ= 22000 N/m^2，即可進行Pw = 7480 J/s的機械性作功。

若將水躍下的作工與土石流事件的總能量進行比較，則15分鐘的持續時間每次水躍所作的功爲 E = 7480 W _ 900 s = 6732 kJ .。

進行能量比較時，根據2.2.3節中的圖2.9內容，土石流被認定是複層結構體開始進行潛在作工的區塊，平均排放量$\bar{Q}$和持續15分鐘的作工即產生V = 45,000m^{3}的排放量，密度為2200 kg/m^{3}時，結構高度ΔH = 36的勢能為$E_{pot} = mg\Delta H = 45000 \cdot 2200 \cdot 9.81 \cdot 36 = 3.49 \cdot 10^7 kJ$。由於3個柵欄造成的3次水躍所產生的總能量損失$E_W = 3 \cdot 13.5 = 40.5 kJ$，這相當於該部份土石流勢能其能量耗散的0.056%。但在此計算中省略內部能量損失（如摩擦和顆粒碰撞），此外，這種比較未考慮於壩體溢流所造成的能量損失。

4 Illgraben研究柵欄的實地測試

瓦萊州的Illgraben區是瑞士最活躍的土石流渠道區之一，每年預期會至少出現1次的土石流事件，因此，此地非常適合用於觀察土石流的流動特性和倡導開發保護觀念，自2000年以來，WSL一直在土石流觀測站使用各種測量設備和儀器進行觀測，因此，Illgraben是用於開發彈性環網柵欄的理想測試區，因為這可使用來自觀測站的歷史事件數據及當前數據進行研究。此外，其高頻率的土石流活動讓其成為測試極端影響下，柵欄相關的良好測試場地，另一個優勢是Illgraben現有的基礎設施，此處靠近羅納河交通方便，也有測量設備所需的電源。關於其位置及現有基礎設施安全性的更多相關資訊，請參閱Illgraben安全指南[114]。

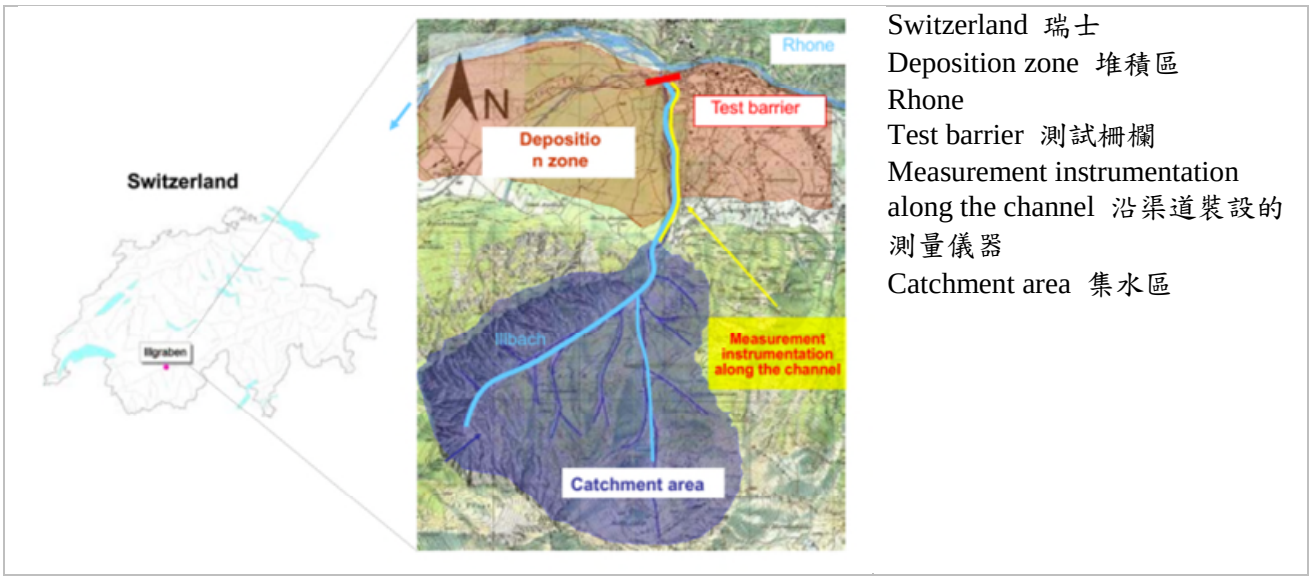


圖4.1：瑞士Illgraben區的地理位置（左）和Illgraben區的詳細地圖（右）。

4.1集水區

Illgraben集水區面積為10.5平方公里，從Illhorn峰（海拔2790米）延伸至Illbach河，進入Rotten河（法國名爲Rhone區，海拔610米。）。集水區的地質由石英岩、鈣質沉積物和白雲石所組成，連續沖蝕的現象常出現於集水區的西南部，主要爲鈣質沉積和白雲巖（見圖4.2）的現象。白雲石特別容易受到風化，由於其脆弱的表面而出現大量的粉質材料，Illgraben的土石流通常主要由風化的白雲石泥質塊所構成，通常形成粒狀前緣的石英岩或方解石塊。但也會形成泥流狀的土石流，此類的土石流只會傳送被分離的較大岩塊，泥流和顆粒狀的土石流主要發生在段流中並隨著土石流的波浪向下移動，因此，土石流事件通常包括幾次的土石流段流現象，表4.1顯示2005年和2006測得的土石流概況。



圖4.2：伊爾巴赫河（左）集水區在碎石溝（右）中的SW和風化物質。

根據測量值可確定Illgraben土石流各個物理參數的範圍（見表4.2），內部摩擦角和液相黏度各自在實驗室中用堆積土石來測定（見5.2.3.4和5.2.3.5），關於黏度測量，土石流樣本即再次與水混合，藉此測定不同濃度固體的黏度，根據Iverson理論（參見第2.2.2.2節），可分為液相和固相，這些單獨的物理變量將在8.2節的環網柵欄設計發揮重要的作用。

表4.1：2005至2006年Illgraben測得的土石流。

日期	體積 [m^3]	平均前緣密度 [kg/m^3]	最大流動深度 [m]	前緣流速 [m/s]	備註
02.08.2005	6800	2100	1.0	6.0	顆粒狀前緣
18.08.2005	4400	2200	0.8	0.7	顆粒狀前緣
18.05.2006	15,000	1600	1.1	2.9	泥流
24.06.2006	50,000	2000	2.7	6.0	顆狀前緣/水狀端緣
27.06.2006	55,000	2000	2.6	4.9	顆狀前緣/水狀端緣
18.07.2006	10,800	1900	2.5	7.9	泥流
28.07.2006	18,000	2100	1.5	2.1	顆粒狀前緣
03.10.2006	10,000	2050	1.5	1.6	顆粒狀前緣

1 柵欄處的流動深度

表4.2：Illgraben土石流特徵的物理變量。

物理變量	符號	強度等級
固體材料		
密度[KG/M³]	ρ_S	2650
內摩擦角[°]	$\emptyset'$	35 - 43
液相		
密度[KG/M³]	ρ_f	1000-1200
黏度[PA•S]	μ	0.5 -100
土石流混合物		
固體部份	V_s	0.4 -0.8
液體部份	V_f	0.2 -0.6
土石流密度[KG/M³]	ρ	1600 - 2300
基部摩擦角[°]	$\emptyset_{bas}$	25 - 35

4.2測量設備

在集水區裝設有3個降水測量裝置，用於重建造成土石流的降水的狀況（見圖4.3），沿著渠道的六個地震檢波器測量由通過的土石流產生的地面運動。其中有兩個地震檢波器也可作為其他測量儀器的啟動機組單元，啟動訊號由GSM使用簡訊發送到行動電話中，也使用傳真傳送到WSL。渠道下方所有的其他測量裝置均可同步操作，因此，可逐段算出土石流的流速並比較測量數據。有3個雷達和雷射測量裝置在具有均勻渠道橫截面（例如混凝土柵欄）位置點測量土石流的流動深度，也可藉此算出排放量 Q(t)，在兩個不同地點的攝影機提供土石流形狀類型及其流動過程的影音訊息。在2004年，渠道下方的公路橋下也安裝了土石流平衡計（見4.2.2節），來自此平衡計的測量數據可藉由孔隙水壓確定土石流的密度和含水量（有關孔隙水壓測量的詳細資訊請參見[62]），自2006年以來，還裝設1個剪力牆，提供速度剖面和土石流其流動深度的相關資訊（參見第4.2.1節）。

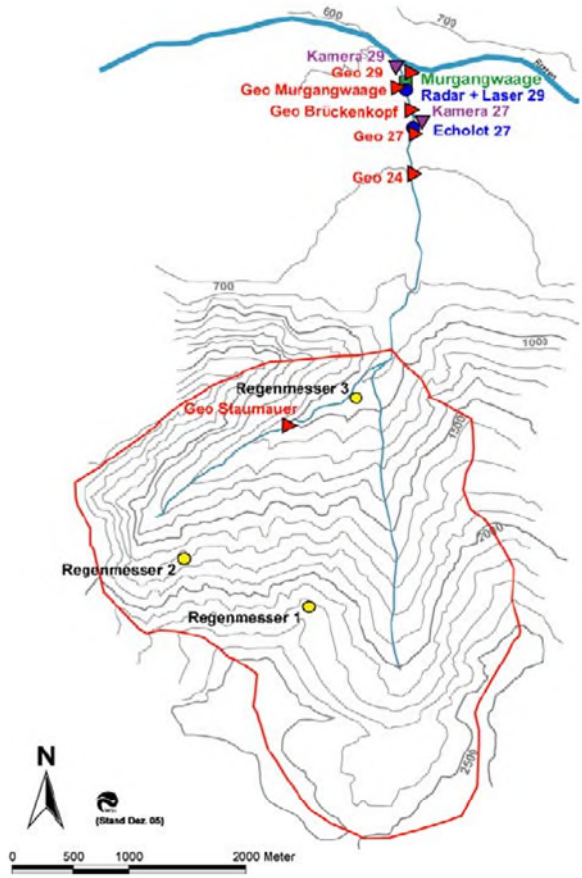


圖4.3：Illbach河沿岸的儀器圖例：Kamera = 相機； Geo = 地震檢波器； Murgangwaage = 土石流平衡計； Bruckenkopf = 橋頭； Echolot = 超音波距離測量； Regenmesser =雨量計； Staumauer = 混凝土壩體。

測試柵欄安裝在剪力牆下游渠道和土石流平衡計當中，在此處即靠近Illgraben的羅納河區域，上述的所有測量設備都可用於測定土石流數據。若損壞時，對鄰近的基礎設施也不會造成風險，因為被搬動的設備器材都可直接輸送到羅納河附近（見圖4.3）。

4.2.1剪力牆

剪力牆是堅固的混凝土牆，根據州政府的建築保險[60]其設計相關的指導方針，可藉此承受土石流的衝擊載荷和壓力（見6.1.6節）。在流動方向上，沿着平行於壁體的流動方向即爲坡度20°約9米長導牆，為能夠避免牆壁上出現流動分離的現象或避免測量所造成的影響，測量區是在壁體平行過渡區域約1.8米處（見圖4.4），測量區包括3列每列各6個地震檢波器和1列6個作用力測量板的配置，其高度爲1.8米。

測量裝置旨在獲得垂直速度及土石流作用力分佈的相關資訊，作用力測量板用於測量各個板面上的有效作用力，由此可直接導出壓縮力。

4.2測量設備

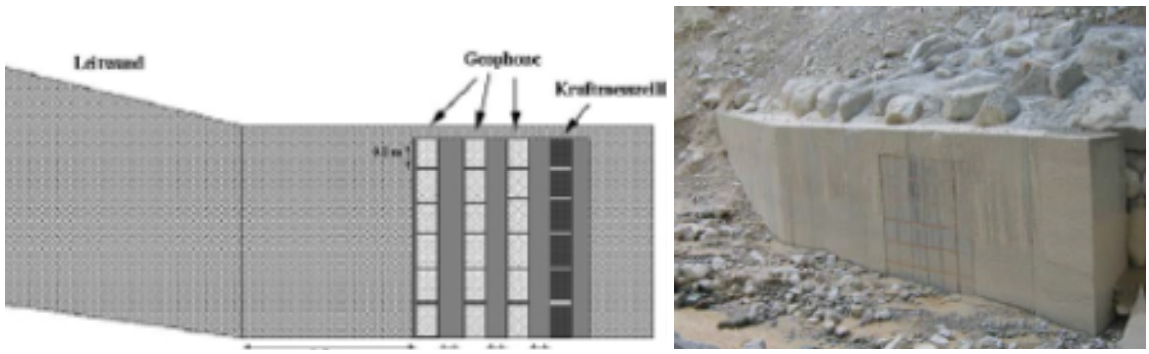


圖4.4：帶有測量設備（左）和Illgraben（右）剪力牆示意圖。圖例：Leitwand = 導牆；Geophone = 地震檢波器；Kraftmesszellen =荷載傳感器。

4.2.2土石流平衡

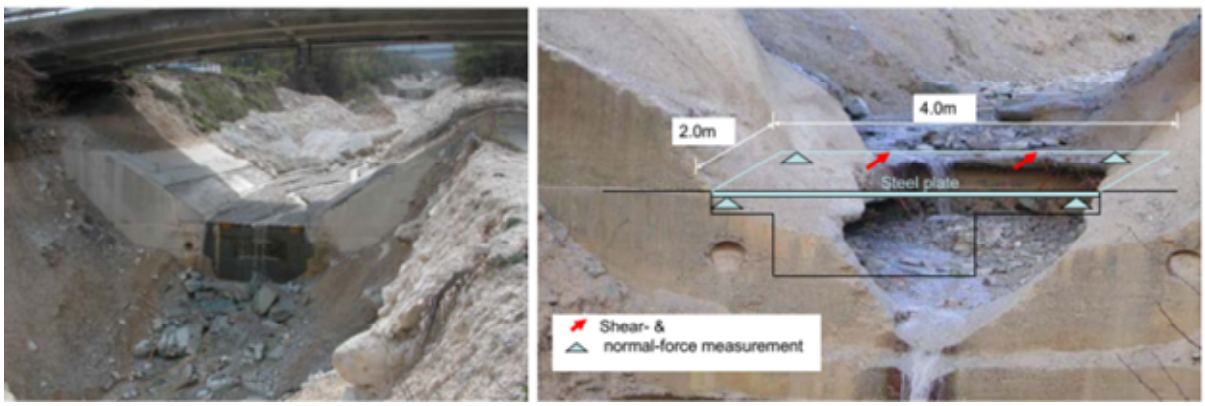


圖4.5：與流動方向相反的土石流平衡計（左）及安裝前的詳細圖說內容（右）。

土石流平衡計（見圖4.5）包括1片2米長4米寬的鋼板，整合在渠道底部的柵欄處，在水平和垂直方向內置荷載傳感器。在板體上方裝設雷射測量裝置，藉此記錄土石流的流動深度$h(t)$，由此可使用垂直載荷確定土石流的密度$\rho(t)$，水平荷載傳感器用於表示當前的剪切應力$\tau(t)$，然後可使用垂直載荷$\sigma(t)$和剪切應力$\tau(t)$算出摩擦係數$\mu(t) = \tau(t)/\sigma(t)$（見[69]）。

4.2.3 研究柵欄的儀器

在研究柵欄上安裝更多的測量設備，距離土石流平衡計下方處約100米（圖4.6），本節將對此加以說明，研究柵欄的各個測量裝置如圖4.7所示。

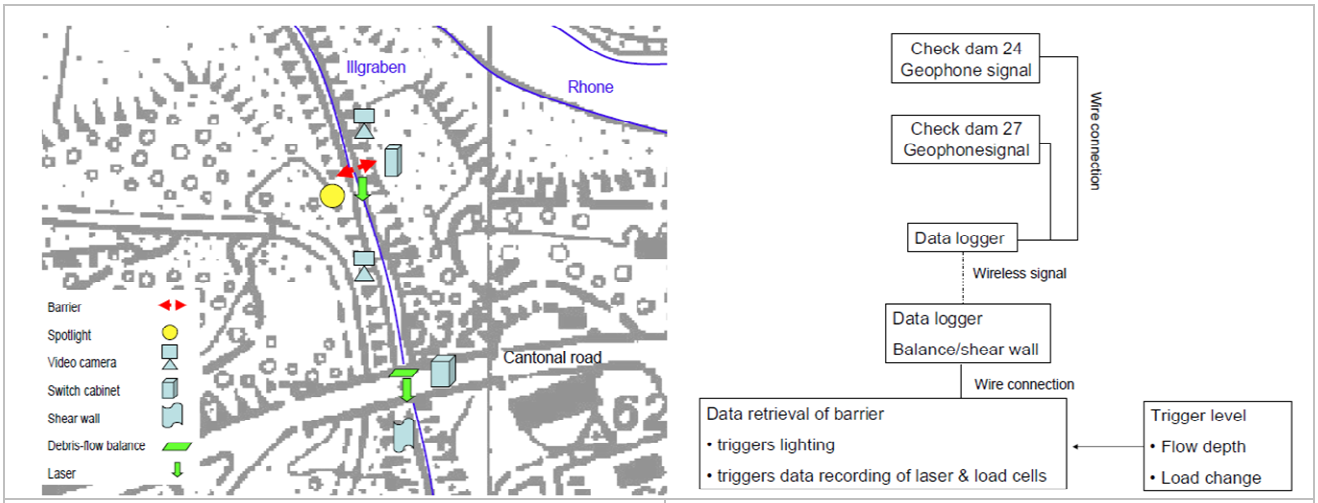


圖4.6：帶有測量設備的研究柵欄：a）攝影機，b）聚光燈，c）雷射測量系統和 d）支撐繩中的荷載傳感器。

4.2.3.1 測量設備的啟動

上游幾百米處裝有兩個地震檢波器（圖4.3中的編號24和27），若土石流通過地震檢波器，則以每單位時間的脈衝形式測量所發生的土壤運動並傳輸到數據記錄器中。超過某個閾值（每秒一定數量的脈衝數），數據記錄器會發送無線電訊號給平衡計和剪力牆上PXI[1]系統的數據記錄器，平衡計和剪力牆收到的數據記錄器訊號即會藉由雙線路轉送給數據採集系統，藉此啟動該處的測量設備。

[1] 意指儀表的PCI擴展裝置，即爲計量自動化應用的儀器平台，http：//www.ni.com。



Illgraben
Rhone
cantonal road 州道
Barrier 柵欄
Spotlight 聚光燈
Video camera 攝影機
Switch cabinet控制箱
Shear wall剪力牆
Debris-flow balance土石流平衡計
Laser雷射

Check dam 24 Geophone signal
節制壩體24/地震檢波器訊號
Check dam 27 Geophone signal
節制壩體27/地震檢波器訊號

Data logger數據記錄器
Wireless signal 無線訊號
Data logger數據記錄器
Balance/shear wall平衡/剪力牆
Wire connection 無線連結

Data retrieval of barrier 柵欄的數據採集
• triggers lighting •啟動照明設備
• triggers data recording of laser & load cells
•啟動雷射和荷載傳感器的數據記錄功能

Trigger level 啟動水平計
• Flow depth•流動深度
• Load change • 載荷變化

圖4.7：柵欄處其測量設備的配置圖（左）和顯示測量設備啟動啟動的流程圖（右圖）。

以每10分鐘為間隔採集數據並由WSL監控，藉此整體偵測傳感器或系統中的故障情形。發生土石流事件時，由作用力測量系統量取數值，以100Hz的頻率測得並記錄流動深度（參見4.2.3.3和4.2.3.4節）。此外，將聚光燈切換到最大亮度並啟動攝影機的錄製功能（參見第4.2.3.2節）。

4.2.3.2 攝影機和聚光燈

在流動方向的左側裝有1台攝影機（圖4.6a），根據圖4.7中的流程圖進行啟動。為能夠拍攝整個柵欄的狀況，攝影機由鋼製吊桿所支撐，鋼製吊桿錨定在河岸的混凝土地基中並進入渠道中大約4米處。錄製的影音格式為Super VHS，因為這是規劃階段可用的最佳品質最不容易故障的影音紀錄。也在控制箱內安裝相關的影音記錄器（見圖4.7），Super VHS磁帶在事件發生後即更換，然後進行數位化和評估。

若事件發生在黑暗中影片錄製的現場會被另一側的聚光燈所照亮（見圖4.6b），此聚光燈安裝在鋁塔上，讓其儘量照亮整個柵欄區域。為能夠達成虛擬日光的光線品質，即沒選定功率1200W的高品質聚光燈和金屬鹵素HMI燈，這些燈具還需安裝電子安定器，可限制燈具的電流消耗並將電源的電壓降到燈具所需的燃燒電壓。HMI燈具的優點是其照射光譜類似日光，漫射透鏡也安裝在聚光燈前面，可讓柵欄週圍的整個空間均勻照射。

在數據記錄器上超過閾值的地震檢波器脈衝停止10分鐘後，即會關閉聚光燈、影音記錄器和攝影機。

4.2.3.3流動深度和填土高度測量

兩根平行的電纜從河岸拉伸到另一個河岸，雷射裝置安裝在兩根電纜中間（見圖4.6c），拉伸測試電纜兩次藉此避免陣風期間造成的振盪，電纜通過小型地基上的鋼管結構並固定在兩側，需連續採集測量值並儲存10分鐘期間的平均值，若啟動訊號到達柵欄的數據採集系統（見圖4.7，右），則流量深度h_{fl}的測量值以100 Hz的測量頻率進行儲存（參見第4.2.3.5節）。雷射裝置恰好位於柵欄前方，因此，會先測量接近該處的土石流其相關的的流動深度h_{fl}和填充過程中在柵欄位置的填充水平高度$h_b(t)$。若柵欄被土石填滿時，即再次測量土石流的流動深度。考慮到長期間的土石流季節，也應測量柵欄從h_b'到剩餘高度h_{end}的沉降過程。電纜的跨距甚至可用於觀察其因太陽熱能輸入所造成的伸長量。

4.2.3.4應力測量

目前已開發特殊的測量裝置，可用於測量柵欄的支撐繩中的作用力，根據應變計位移的荷載傳感器即可用於測量0到500kN之間的作用力，測量訊號藉由DMS放大器轉發到微控制器（見圖4.9），微控制器將數據再轉發到控制箱中的中央數據採集系統，當電纜斷電時會自動儲存這些數據。若電纜斷電時，則由應急電池進行供電。

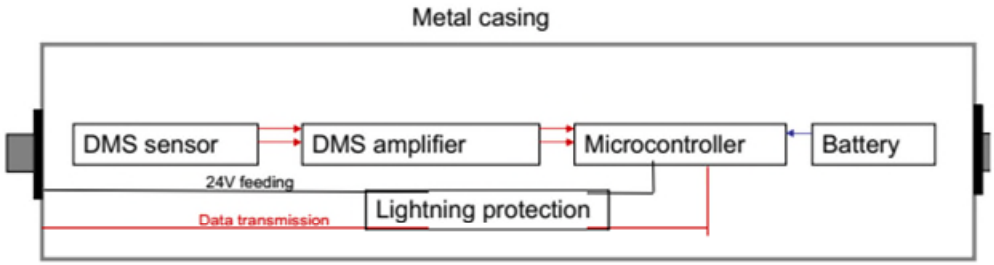
因此，在荷載傳感器週圍即設置有堅固的鋼製外殼，藉此保護電池免受土石流中的水流和巨石的機械性衝擊（見圖4.8）。此外殼可爲可拆卸的蓋子設計並用矽膠加以密封（見圖4.8，左），由於金屬外殼在雷擊期間會曝露在大氣波動中，因此，每個外殼都需額外的防雷保護措施。

作用力藉由兩根螺栓從荷載傳感器傳遞到支撐繩，橡膠套確保提供螺栓和鋼套管間接頭的必要移動範圍和密封性，荷載傳感器的螺栓和支撐繩末端兩側配置有鉤環（見圖4.10），測力裝置在安裝柵欄的同時也進行安裝，然後需確保電纜小心包覆在每個河岸的每根包殼管，可保護電纜也可將其向上引導到數據採集系統。

在2005/2006冬季，荷載傳感器在整個冬季都曝露於水壓和霜凍的作用下，直到準備重新安裝的該年度年初期間才移除並打開進行保養。可發現到雖然已有最好的密封措施，但由於水份的滲透需進行更仔細的修理，因此，在2006/2007冬季之前的秋季，即移除荷載傳感器。



圖4.8：土石流季節（左）在土石流固定網（右）安裝荷載傳感器，打開測量設備的金屬外殼。



Metal casing 金屬外殼
DMS sensor DMS傳感器
DMS amplifier DMS放大器
Microcontroller微控制器
Battery電池
24V feeding 24V饋電
Lightning protection防雷保護
Data transmission 數據傳輸

圖4.9：測力裝置示意結構圖



圖4.10：扣合固接（左）期間裝有數據傳輸電纜的荷載傳感器，完全安裝在拉緊的支撐繩（右）中的狀況。

4.2.3.5數據採集

控制箱中的PC用於採集柵欄測量數據（見圖4.11），攝影機和篩網攝影機也位於該處，來自荷載傳感器和雷射裝置的測量數據即作為模擬數據傳送到PC，藉由數據採集卡（NI AT-MIO-64E-3型）[1] 將其轉換為二進制的12位數據，使用Labview [2]在篩網上以圖形顯示測量數據（參見圖4.11，右），測量值最終儲存為ASCII數據，可藉由GSM數據機從WSL中進行檢索，影音記錄器中的錄影帶需在每次的土石流事件後進行手動更換。

使用UPS（不斷電系統）可保護PC和錄影機免受電源短暫中斷所影響。
測量結果將在4.5和4.6節中討論。



圖4.11：使用監視器、應急電池和錄影機（左）採集數據，並在控制箱（右）的監視器上顯示支撐繩的作用力。

[1] http://sine.ni.com
[2] Labview即爲實驗室中的虛擬儀器工程工作台，這是由National Instruments所製作的圖形化編程系統，http：//www.ni.com/labview。

4.3 柵欄開發

在計畫執行期間，Illgraben在現場測試3種不同的柵欄，現地使用的柵欄以1：1的尺寸比例研究柵欄的載荷傳遞行為，也研究形狀造成的影響、柵欄使用壽命期間的長期行為及各部件的適用性，如磨損防護的部件。為此目的，在使用期間出現每個土石流事件之後，即準確分析柵欄的狀況並提出下一個柵欄裝設的改進建議。在施工前，根據Rickenmann [82]使用FARO（參見第7.1章）軟體進行載荷法的柵欄模擬作業。Illgraben的測試柵欄通常都隨時採用VX柵欄（參見第3.2.1節），不同的柵欄設計和相關的發展狀況將在下文中說明。

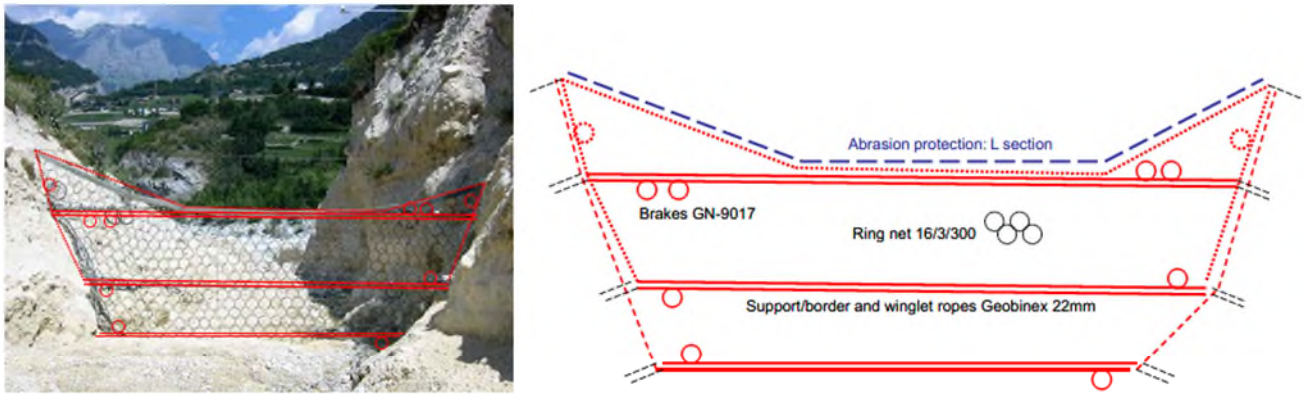
4.3.1 2005年裝設的柵欄

在2005年，Illgraben安裝第1個環網柵欄，在每種情況下，在頂部、中間和底部都安裝兩條支撐繩，每條上支撐繩都有兩個偏向一側的制動環，中間支撐繩和下支撐繩只裝有1個制動環，翼端繩索用於將溪流或土石流儲留在柵欄中間，藉此防止沖蝕河岸，翼端繩索從中央錨座延伸到上部錨座並該處偏轉，然後以約30°的角度配置到上支撐繩，在該處即用夾鉗固定並穿過中間錨座到溪流另一側的錨座上，呈鏡像對稱方式配置（見圖4.12，虛線）。制動環配置在中心錨座和上錨座之間，邊緣繩索從每個河岸的下錨座到上錨座並無任何的制動現象（圖4.12中的破折線）。附有鉤環的環網即形成支撐繩之間的柵欄，沿著翼端繩索安裝L形的磨損防護系統（參見第3.2.2.6節）。

關於所用組件的詳細說明，請參閱第3.2.2節。

由於缺乏經驗，固定網和渠道底部間的基部開口即選定較小的尺寸。
在第一個土石流季節後，即發現到以下關於結構體的負面影響細節：

- 在該季第一次真實的土石流時間之前，河底泥沙填滿較小尺寸的基部開口，地震檢波器的訊號太弱無法啟動啟動測量設備（參見第4.2.3.1節）。因此，在土石填充過程中無法採集測量值（參見第4.5節）。
- 由於在上錨處出現偏轉點，翼端繩索在溢流事件期間即承受橫向壓力的載荷，此外，翼端繩索的制動器在偏轉後再行佈置，因此，無法正確延伸，翼端繩索在第一次溢流事件後即斷裂。
- L型材的磨損防護系統在第一次溢流後即轉動，因此，在某些地方無法確保發揮保護支撐繩的功能，轉動後的L型材還藉由其端緣加壓在支撐繩上，需開發出一種可隨時貫穿彼此連結的磨損防護系統。此外，L型材的尺寸隨着後續柵欄數量的增加應進行調整。



Abrasion protection: L section
磨損保護：L型材部份
Brakes GN-9017制動器GN-9017
Ring net 16/3/300環網 16/3/300
Support/border and winglet ropes Geobinex 22mm
支撐/邊緣繩索和翼端繩索 Geobinex 22毫米

圖4.12：柵欄配置，2005年：頂部、中部和底部各裝設兩條支撐繩。翼端繩索用虛線表示，邊緣繩索用破折線表示。

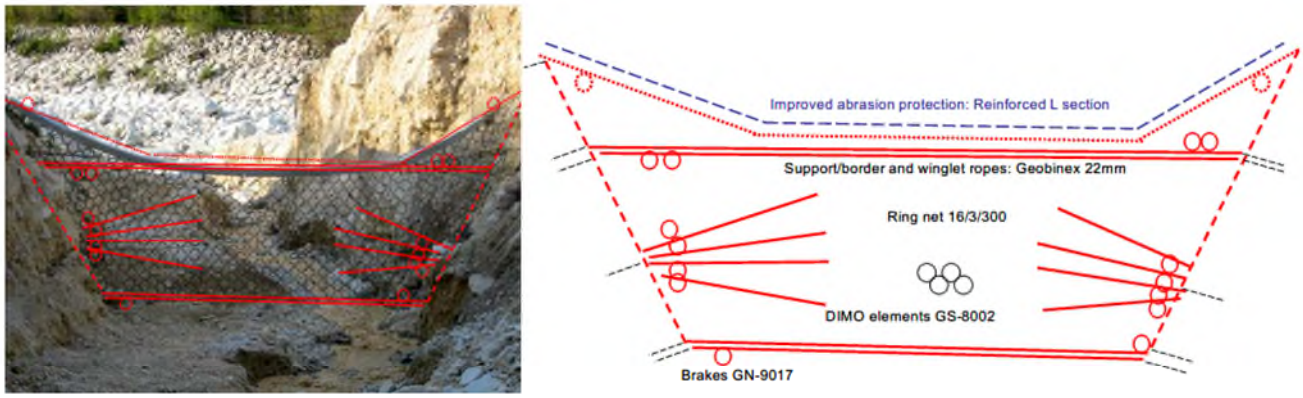
由於中間支撐繩的限制，從視覺和載荷轉移的角度來看，2005柵欄物未形成有效的變形構造，因此，在2006年的柵欄設計中即試圖省略中間支撐繩。形成「雙凸起」的現象，上凸起突出於下凸起的上方處（見圖4.13），這不是最佳的載荷轉移狀況（參見第7.3.6節）。



圖4.13：2005年填充柵欄：概述（左）和帶有雙凸起的變形配置（右）。

4.3.2 2006年裝設的柵欄

根據2005年裝設的柵欄需改進的經驗，即藉此大幅優化，2006年裝設的柵欄支撐系統由頂部和底部的兩個支撐繩所構成，上支撐繩在一側具有兩個制動器，下支撐繩只有一個制動器。此外，中間支撐繩由8個所謂的DIMO元件所取代，DIMO元件像手指一樣嚙合在網狀物中，DIMO元件是弱制動元件，用於因應輕微的載荷直接從環網即載荷轉移到固定點（錨定點）。型號GS-8002的制動器具有低響應載荷的特性，用於DIMO元件。翼端繩索直接連結錨座，錨座上沒有偏轉點，每側各有1個制動器（見圖4.14）。在各種情況下，邊緣繩索從兩側底部錨定到頂部的錨座上，可藉由選定較大的L型材來強化磨損防護系統，L型材也被型材的外形所束縛（另見第3.2.2.6節），即可防止型材彼此繞轉並滑離。



Improved abrasion protection: Reinforced L section經改善的磨損保護功能：強化L型截面
Support/border and winglet ropes: Geobinex 22mm支撐/邊緣繩索和翼端繩索：Geobinex 22mm
Ring net 16/3/300環網 16/3/300
DIMO elements GS-8002 DIMO元件GS-8002
Brakes GN-9017制動器：GN-9017

圖4.14：2006年的柵欄配置：頂部和底部裝有兩條支撐繩，翼端繩索用虛線表示，邊緣繩索用破折線表示。

得到以下的進一步發現：

- 從2006柵欄繩索的配置可發現到：制動元件應佈置在每條支撐繩的各側，否則有效作用力需在整條繩索的裝載點傳遞到下一個制動器，在支撐繩兩側裝設制動器比一側同時串聯兩個制動器的效果更好。
- 安裝在環網時，下支撐繩中的制動元件需向上固定，否則即使流體通過柵欄物，岩塊也會楔入制動元件中藉此阻塞制動器。
- 在填充過程中並未拉動嚙合在網中的DIMO元件，此外，這會引起環網嚴重變形，在柵欄內產生施壓點。因此，可發現到土石流柵欄使用DIMO元件是不切實際的設計。
- 較大尺寸的L型材非常適用於磨損保護，型材厚度增加3毫米，因此，變形程度不會太大。磨損型材的板材厚度增加也可用於防止沖蝕，因為型材的鋅塗層在土石溢流後會造成磨損（參見第8.4節），各個型材彼此繫綁，藉此防止彼此繞轉和滑動，確保對上支撐繩提供均勻的保護。使用較大的緊固鉤環對上支撐繩和翼端繩索而言，也是有利的設計，因為這可讓繩索出現均勻的磨損不會出現特別的加壓點。

在沒有中間支撐繩的情況下，根據土石填充過程中的土石流壓力變化，柵欄出現均勻的變形構造（見圖4.15）。
在8月的土石流季節中，第1次觀察到土石流時間，柵欄未出現溢流現象，在溢出之前水份滲出再從柵欄底部流出（見圖4.15，右），但此效應只在非常小的土石流出現在Illbach河時，才形成短暫的土石流現象。

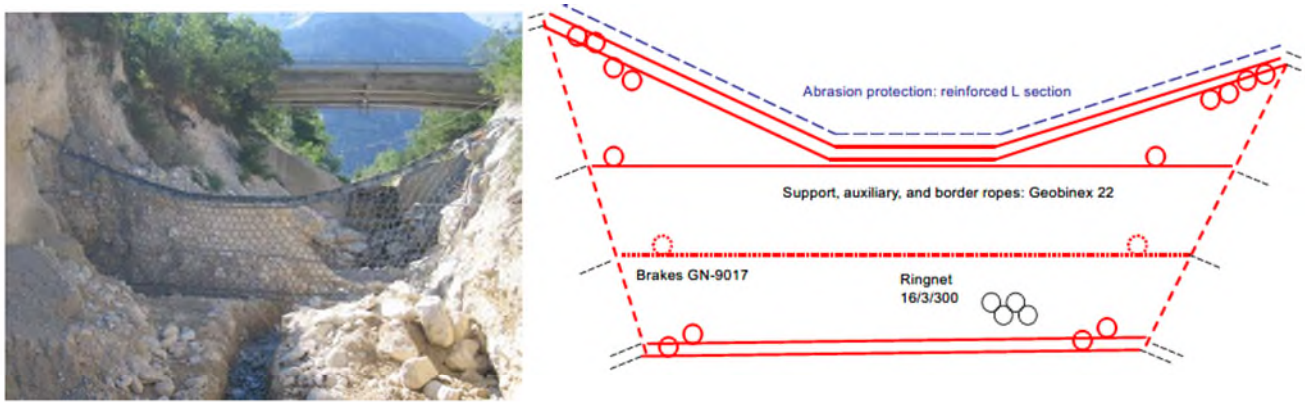


Seepage滲漏
Water水份
圖4.15：2006年的土石填充事件（左）和2006年8月滲漏後的土石流新排放路徑（右）。

4.3.3 2007年裝設的柵欄

2007年裝設的的柵欄設計即用於因應所發現的土石流狀況（參見第7.3.6節），上支撐繩的錨座在流動方向上前移1米，在土石流填充的狀態下，前移的錨定位置讓柵欄中的凸起部位在上方區域前移，柵欄的向前溢流的頂部即表示水不會從環網上方處流走（參見第7.3章中的圖7.33），然後可藉由外形設計降低對環網的沖蝕。

上支撐繩的繩索繞轉路徑因應之前的翼端繩索裝設進行調整，只有1條水平的支撐繩而非上支撐繩。由於翼端繩索出現大支撐載荷，即選擇這種繩索繞轉路徑（參見測量值4.5.2）。此外，引入中間輔助繩（圖4.16中用虛線表示），藉此控制流動方向的構造變形程度，但本身並無承重功能。



Abrasion protection: reinforced L section
磨損保護：加強L型材部份
Support, auxiliary, and border ropes: Geobinex 22
支持輔助繩和邊緣繩索：Geobinex 22
Brakes GN-9017制動器：GN-9017
Ring net16/3/300環網 16/3/300

圖4.16：2006年柵欄配置：頂部和底部有兩條支撐繩，翼端繩索用虛線表示，邊緣繩索索用破折線表示。

由於2007年洪水事件發生後Illgraben河床即出現變化，形成超過1米較大的基底開口，為能夠確保土石流會沖擊並填滿固定網，也將70厘米大的環網固定在自由移動的空間內（見圖4.17）。

在2007年裝設柵欄的使用期間內並無發生土石流，因此，本文中對2007年裝設的柵欄並無相關的優缺點說明。



圖4.17：因洪水而擴大的基礎開口（左）和使用直徑為0.7米（右）的環網進行額外封閉。

4.4測量結果、土石流平衡和剪力牆

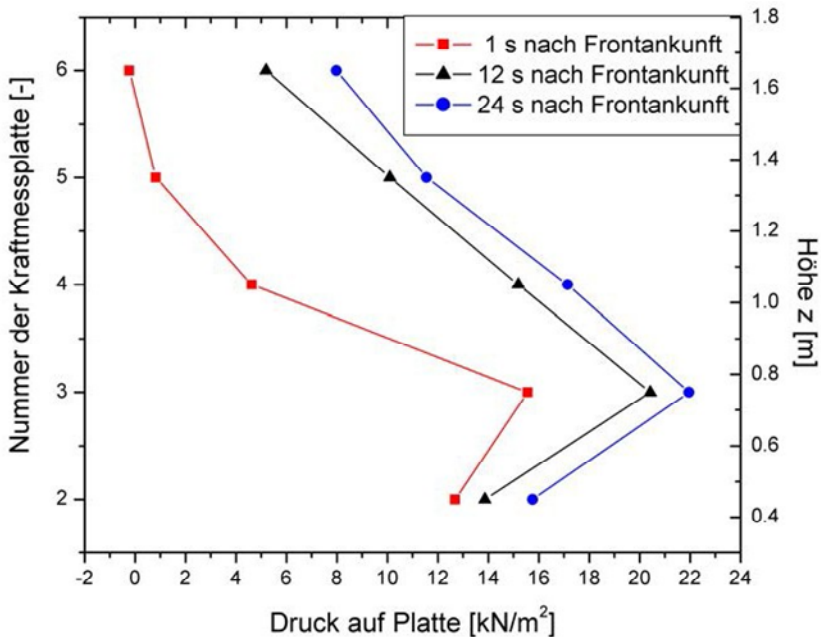


圖4.18：2006年10月3日土石流過程中不同時間的壓力變化曲線。y軸按不同高度顯示荷載傳感器的編號，y軸上的數值6即爲頂部的傳感器單元，數值2是第二個最低位置的傳感器單元。圖例：nach Frontankunft = 土石流前緣到達後； Nummer der Kraftmessplatte = 測力板的數量； Hohe = 高度； Druck auf Platte = 單一測力板上的壓力。

測量剪力牆的數據時，僅討論與本文相關的測力板測量結果，並未討論地震檢波器的數據。圖4.18顯示2006年10月3日土石流期間在某些時間測得的測量值。

1號傳感器被排除是因為在土石流開始發生時已被淤泥覆蓋，2號傳感器的數值也低於3號傳感器的測量值，這也表示2號傳感器也被淤塞，在土石流前緣到達後的第1秒，其壓力分佈曲線具有雙曲線的外觀特徵，即表示在2號傳感器安裝之前還沒有很多的土石沉積，因為2號和3號傳感器的測量值仍彼此接近，流動深度處於上升的過程中，即頂部的6號傳感器仍未受影響（見圖4.19）。根據影音錄製內容，土石流前緣流動持續約8秒，然後出現相當泥質的土石流，在土石流前緣到達後的12秒鐘，1號和2號傳感器除外，可發現到淤積造成的靜水壓，即表示這是固體與液體的均勻混合物，這也可藉由影音內容得到證實。此時，即顯示出土石流是均勻的糊狀液體，相同的狀況也出現在土石流前緣到達後的24秒時間內，此時的壓力值仍然略高於第12秒期間，因為其流動深度稍增（見圖4.19），此時的6號傳感器出現加載現象。若將土石流平衡計的數據（第4.2.2節）列入考慮，在土石流開始出現後的第24秒，土石流密度約2100 Kg/m3，此時的流動深度接近1.3米。假設在下方區域也出現靜水壓分佈的狀況，則1號傳感器即出現2100•1.3•9.81 = 26.8 kN/m2的載荷，在土石流前緣到達後的第24秒，此數字可藉由平衡計上的法向力來測定（見圖4.19）。

在前140秒期間，此事件的平衡計測量數據如圖4.19所示，密度曲線幾乎為3000 kg/m^3，被視爲異常值，這可能是由於雷射測量裝置與測力系統出現短暫的時間延遲。在土石流活動開始時，密度接近2100 kg/m^3，即表示土石流前緣部位爲呈顆粒狀的土石，影音記錄證實此理論，根據影音數據，土石流前緣持續流動8秒，然後即出現土石流的混合物，這是相當泥質的土石流後部物質，因此，密度曲線即緩慢下降。

4.4.1能量平衡

根據2.2.3節，土石流平衡計的測量值和導出的變量可用於形成能量平衡的狀態，考慮到土石流發生期間的前兩分鐘，根據公式2.30的加速項a（t），也考慮來自壓力項的作用力量，即得出：

$$a(t) = g(\sin(\Theta) - \mu\cos(\Theta) - \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}\cos(\Theta)}_{pressure\ gradient}) \qquad (4.1)$$

壓力梯度

其中 $\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{dt}{dx}\frac{dh}{dt} = \frac{1}{u_0}\frac{dh}{dt}$，$x$是流動方向的距離，$\Theta$ 是渠道坡度，u_0是平均速度，$\frac{dh}{dt}$ 可藉由測量數據的中心差商（central difference quotients）測定。根據表4.1，使用地震檢波器傳輸經確定的土石流平均流速為 $u_0 = u_{front} = 1.6m/s$ 。

測量後，平衡計上方的渠道坡度θ約6°，加速度曲線a（t）如圖4.21所示，加速度a（t）在前方區域隨時爲正值，在土石流前緣通過後，從t = 10s，均勻的土石流幾乎都在靜止狀態中；加速度a（t）近似為零，即下坡力的驅動分量與摩擦分量出現平衡。摩擦係數$\mu = \tau/\sigma$ 也在土石流前緣短暫增加到0.2，然後在土石流前緣通過後，達到0.11的恆定值（圖4.21）。從μ =常數，可算出渠道坡度為 $\Theta = \arctan 0.11 = 6.2°.$，由此得出 $\mu \approx \tan\Theta$，同樣確認土石流的靜止狀態，在[62]對Illgraben其他變量的分量y即進行詳細的分析，可變摩擦分量I也在5.4.1.1的實驗測試中得到證實。

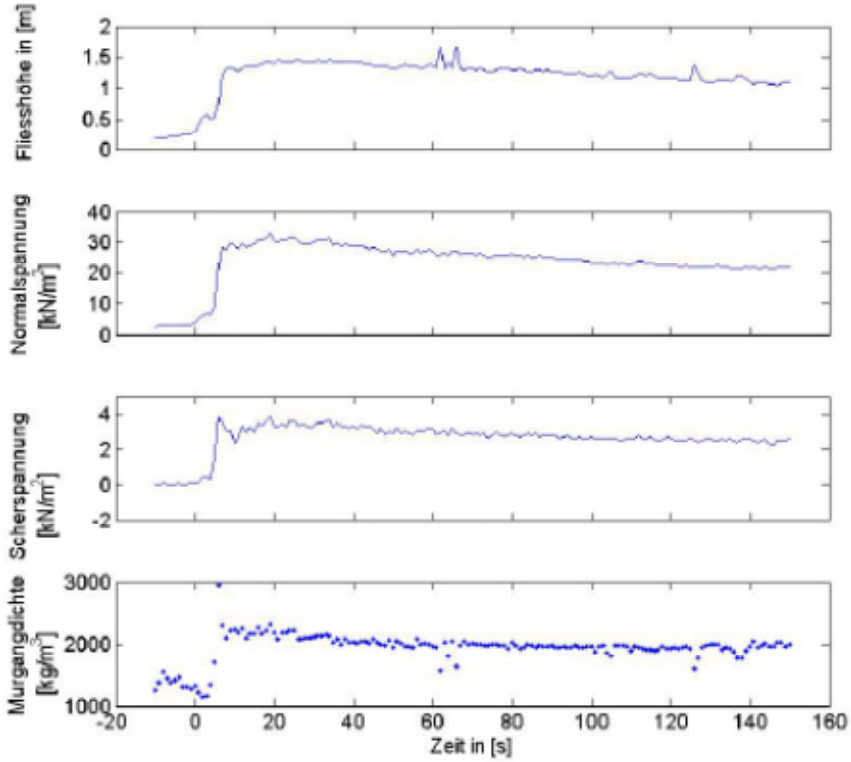
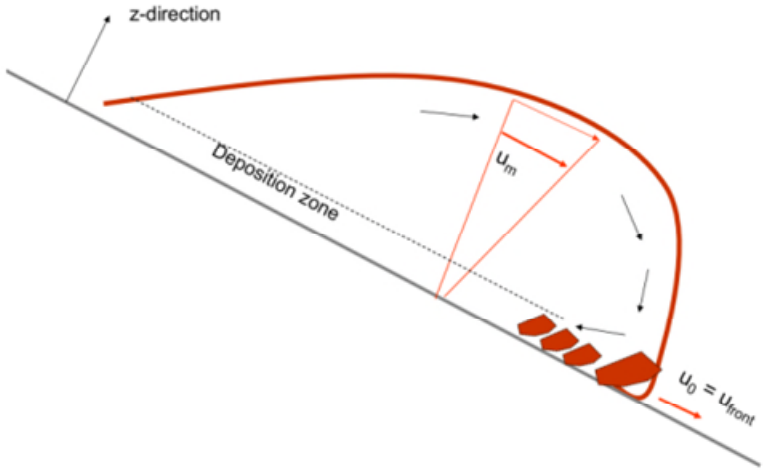


圖4.19：2006年10月3日土石流事件期間，土石流平衡計的測量結果和導出的變量。圖例：Fliesshohe = 流動深度； Normalspannung =正應力； Scherspannung = 剪切應力； Murgangdichte =土石流密度； Zeit =時間。

若加速度曲線a（t）在每個點隨時間進行t積分，則得出$\int a(t)dt$ （圖4.21），即可算出平均速度u_m（圖4.21），平均速度um在土石流前緣區域會激增，即爲所測量土石流前緣速度u_{front}的4倍。Bartelt等人[5]假設土石流前緣平均速度u_{front}趨近剪切平面，在z方向更高的速度u_m即表示土石流前緣的速度分佈具有明顯的剪切梯度，可說明土石流前緣是滾動前進。由於地面粗糙使然，下方的土石保持靜止不動，來自上方的土石在前緣處被向下推回（見圖4.20）。

圖4.22的第1條曲線顯示公式2.26的動能變化率K，即表示在土石流前緣流動期間增加到最大值，後續即降到零，即動能不再出現任何變化（$K = 0$）。從這個時間開始，土石流的運動處於靜止的均勻狀態，圖4.22從頂部開始的第2條曲線顯示公式2.27的摩擦能作功率W_b，這同樣在土石流前緣出現流速最大值之前產生逐增的現象，然後在土石流前緣達到短暫的平衡狀態，此數字持續約20秒，隨後此數值再緩減，重力活動率W_g也具有類似的特性曲線。



Z-direction Z方向
Deposition Zone堆積區

圖4.20：平均速度um和土石流前緣流速U-front

根據公式2.28，上述能量率的總平衡狀態即得出所預期的零值（見圖4.22中的第4條曲線），僅土石流前緣區域出現不連續性，在土石流前緣區域出現這種動能正變化率的不連續性現象。

在t = 60s時，幾乎所有的流動參數都出現另一個不連續性的現象，這種不連續性的現象首先出現在流動深度h_{fl}、然後出現在密度ρ、加速度a（t）、速度u_m及最終出現在能量的輸入值當中，影音內容顯示土石流出現幾噸重的巨石，在土石流前緣開始流動後，其他均勻的土石流也會出現運動，持續約60秒鐘（見圖4.23）。

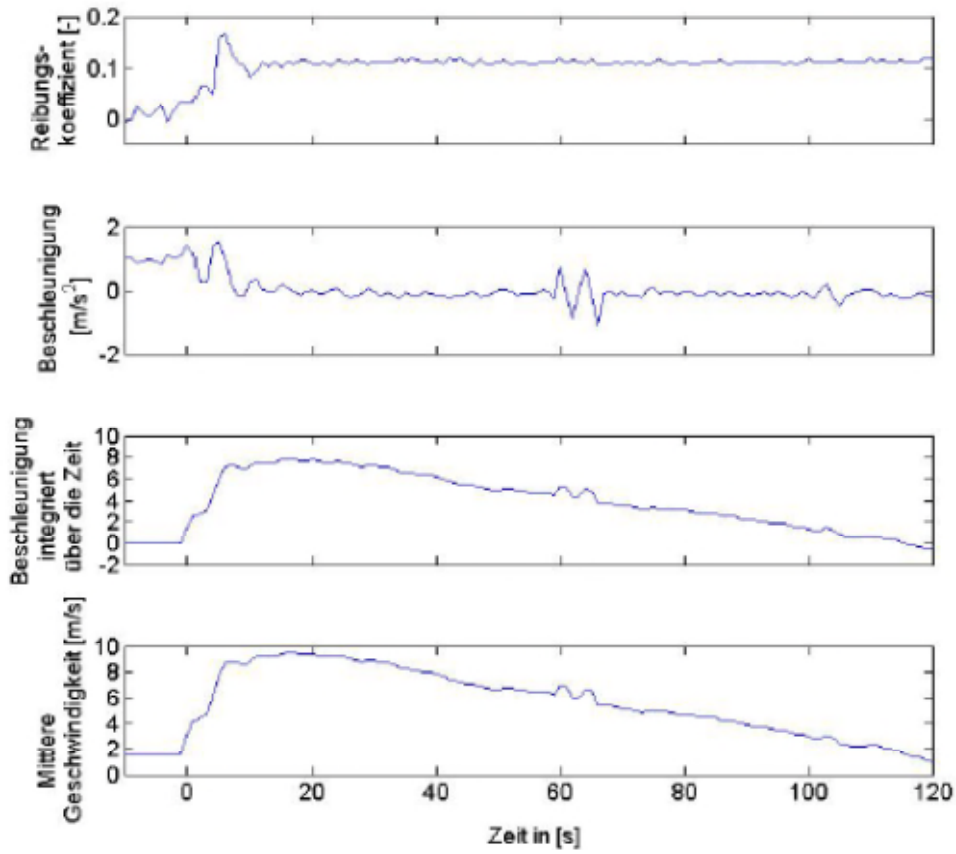


圖4.21：土石流前緣的運動：加速度a，隨時間積分計算和平均速度um。圖例：Reibungskoeffizient = 摩擦係數； Beschleunigung = 加速度； Beschleunigung integriert uber die Zeit = 隨時間積分算出的加速度； Mitlelere Geschwindigkeit = 平均速度； Zeit = 時間。

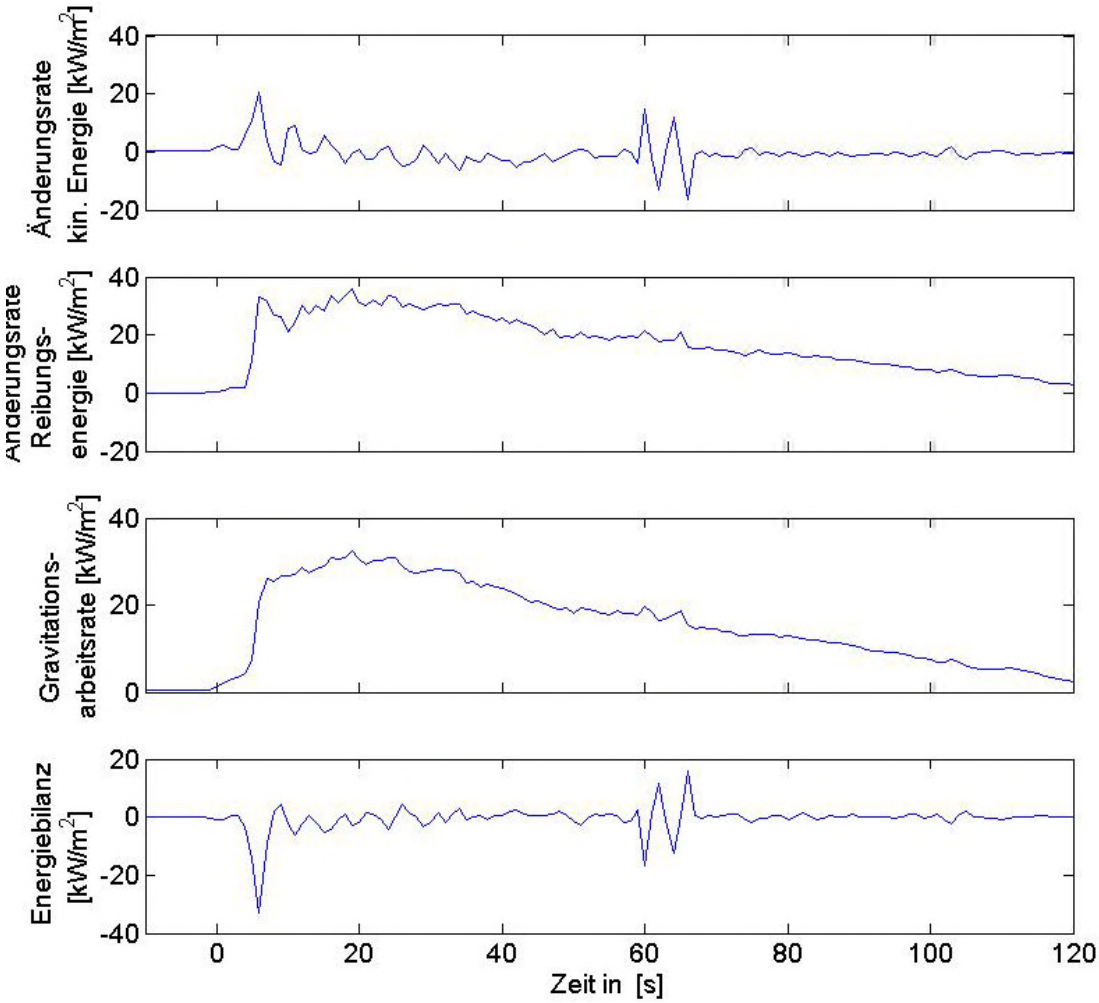


圖4.22：土石流作功率K、Wg、Wb及其總平衡。圖例：Anderungsrate kin. Energie = 動能變化率；Anderungsrate Reibungsenergie = 摩擦能變化率；Gravitationsarbeitsrate = 重力位能變化率；Energiebilanz = 能量平衡； Zeit = 時間。



圖4.23：巨石翻滾土石流平衡計。這些影像是從2006年10月3日開始，在不同時間所錄製的數位化影音。

4.5測試柵欄的測量結果

本章開頭的表4.1概述專案計劃期間Illgraben地區中的各個土石流事件，在本節中，所發生的土石流事件分為填充事件和溢流事件，藉此顯示土石流對柵欄的影響。經測量的填充事件僅發生在2006年的土石流，因為2005年的洪水事件並無地震檢波器訊號啟動測量設備，柵欄也無相關的測量值。

4.5.1 2006年填充事件的測量值

在2006年5月18日的填充事件期間（見表4.1），密度為1600 kg/m^3，流速為3 m/s的含水土石流在18：40到達柵欄位置。在土石流前坡中傳送很少的大岩塊，固定網未被阻擋達7分鐘，流動的水流非常類似洪水，在固定網下方流過。直到18:47才發生下支撐繩的阻塞現象，然後是持續超過90秒非常緩慢的填充（填土）過程（見圖4.24）。從影音紀錄可清楚地看出固體的土石被攔阻在柵欄後面，水流通過固定網向前流動。在填充過程中，下支撐繩的載荷幾乎達到230kN，遠高於上支撐繩的載荷，最大載荷為150kN。圖4.24未顯示翼端繩索的載荷在填充過程中的最大值為160kN。圖4.24顯示載荷和應力短暫降低的現象，這可歸因於制動器的突然伸長。雷射測量值顯示阻塞前的土石流流動深度 h_{fl} 和阻塞後的填充水平 h_b 。填充前第一波的流動深度接近1米。

土石流平衡計的相關數據如圖4.25所示。平衡時填充過程的開始時間爲t = 230s，在平衡時的測量數據中可看到相對較大的土石流波，其流動深度接近1.5米。平衡數據主要與6.3.4.5節中的溢流載荷條件有關，在此情況下，來自平衡狀態其測量數據的剪切應力 σ 和正應力對土石流填充的柵欄具有直接的影響。
擋土量將在第4.5.3節中的測量數據進一步討論。

4.5.2 2005和2006溢流事件的測量數據

土石流曾經溢流流過經填充的土石流柵欄數次，因為每個事件都提供類似的測量數據，因此本文只詳細討論各個土石流季節中的一個溢流事件，關於2005年裝設的柵欄配置，即考慮到8月2日的溢流事件（見圖4.26）。

根據表4.1內容，這是顆粒狀土石流的事件，密度為2100kg/m^3，最大流動深度約為1米，相較於Illgraben地區中的其他土石流事件，6m/s的流速是較高的流速。因為技術上的缺陷，下支撐繩中的一個荷載傳感器破壞，下部支撐繩中另一個荷載傳感器的測量值非常小，為45kN，因為在最後一次的事件後，柵欄物的下方區域即被攔截，在溢流過程中，中間支撐繩的載荷增加了10kN，上支撐繩由垂直載荷σ直接加載，由於土石流動的過程造成的土石流剪切應力爲 τ ，其載荷值變動近*20kN*。在13:50:25時，有一塊巨石其直徑約1米通過上支撐繩，其載荷增加和所測量的流動深度以 h_{fl} 表示。同時，這塊巨石也可在影音錄製內容中看到。

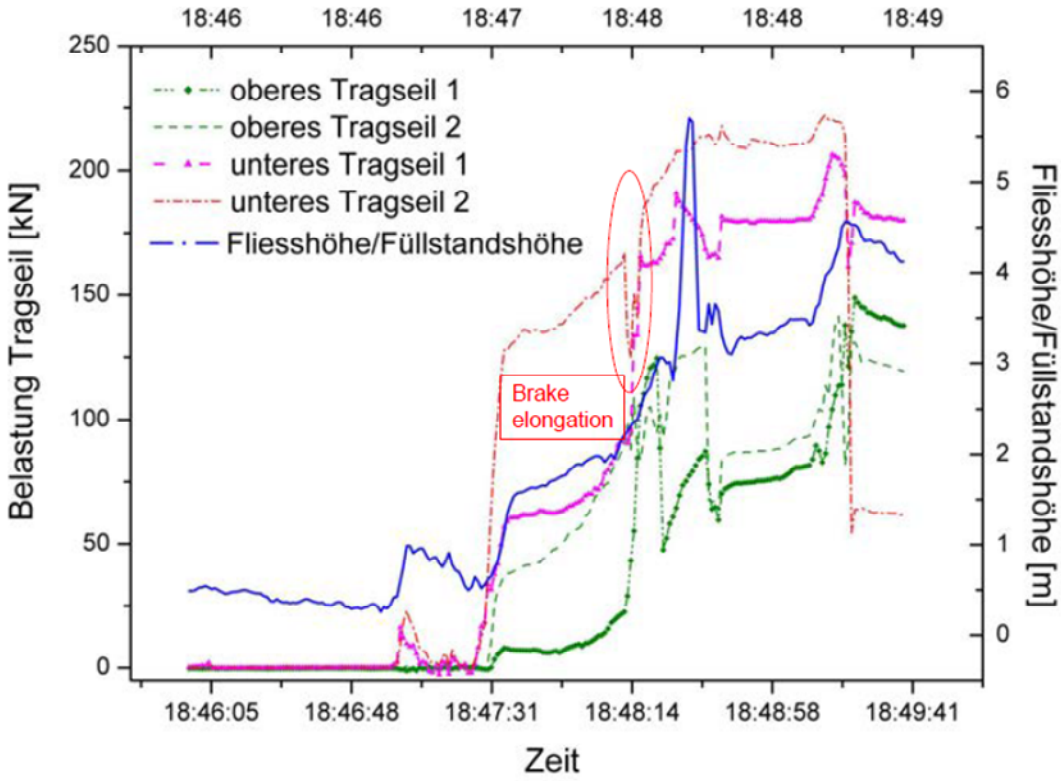


圖4.24：2006年土石流填充事件期間，下支撐繩和上支撐繩的應力測量值 F_{rope} ，流動深度顯示在右側的y軸[112]上。圖例：oberes Tragseil =上支撐繩；unteres Tragseil = 下支撐繩；Fliesshone = 流動深度；Fullstandskdke = 填充高度； Belastung Tragseil = 支撐繩的載荷；Zeit = 時間。

2006年6月27日的土石流季節又發生一次溢流事件（見表4.1），這也是粒狀的土石流前緣現象，密度為2000 kg/m3，流動深度為2.7米，略高於平均值。土石流前緣的載荷在下支撐繩增加30kN，在上支撐繩增加100kN，直接受到影響。翼端繩索的載荷大幅增加，載荷峰值略低於200kN（見圖4.27）。因為翼端繩索總是用夾鉗固定在上支撐繩上，因此，上支撐繩因為大溢流的載荷而受到約束和橫向壓力，緊固的翼端繩索引入的橫向作用力分量太大，這是因爲翼端繩索兩側的制動器能夠伸長所致，上支撐繩只在繩索的一端制動。因此，由於缺少制動伸長量和緊固的翼端繩索橫向拉伸作用力的分量，在另一個繩端即出現橫向壓力，上支撐繩在200kN的載荷值即斷裂。除了作用力的法向分量外，主要的橫向作用力分量增加支撐繩的相對張力，因此，雖然尚未實際出現法向力的斷裂載荷值，但會更快承受這樣的斷裂作用力。

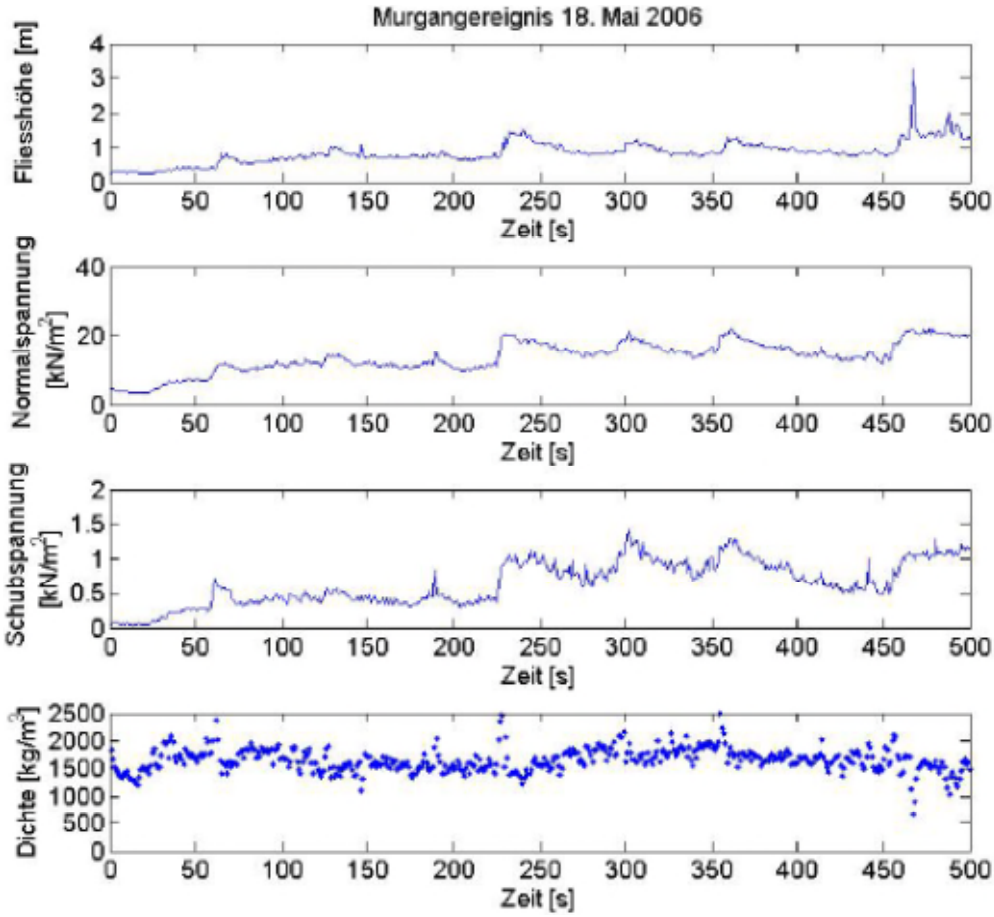


圖4.25：2006年5月18日土石流平衡的測量結果。圖例：Murgangereignis = 土石流事件；Fliesshohe = 流動深度；Normalspannung =正應力； Schubspannung = 剪切應力； Dichte =密度； Zeit =時間。

4.5.3柵欄的幾何造型和擋土量

為能夠確定固定網的幾何參數，在填充事件發生之前和之後，即測量柵欄上方的河床一次。在此過程中記錄5,000到10,000點的位置，然後，可在ArcGis[1] 中的三維地形模型中使用這兩個測量數據來確定擋土量相關的體積差異值。關於2006年5月18日的填充事件，這種方式可確定擋土量爲Vr = 960m3（見圖4.28）。

[4] 顯示地理資訊的商業軟體：http：//www.esri.com/software/arcgis

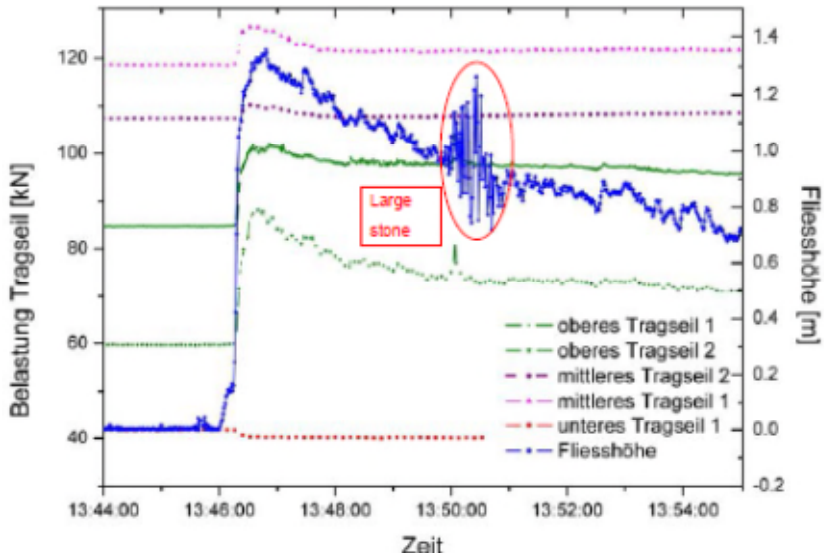


圖4.26：2005年8月2日溢流事件期間，其支撐繩F_{rope}的作用力測量值。流動深度顯示在右側軸鋼絲上。圖例：Belastung Tragseil = 載荷支撐繩； Fliesshohe = 流動深度； oberes Tragseil = 上支撐繩； mittleres tragseil = 中間支撐繩； unteres Tragseil = 下支撐繩； Zeit =時間。

從水利工程的角度來看，在柵欄填充狀態下產生的河床傾斜也是研究的一個有趣組成部份。圖4.29顯示2005年初期安裝柵欄與2006年5月土石流填充之前和之後的河床高度變化概況。

若比較2005年初柵欄安裝前的河床坡度與2006年安裝柵欄後的河床坡度，可看到因為河床柵欄的安裝所造成的河床明顯變平（見圖4.29）。

另外，填充過程h_b'後的剩餘柵欄高度和流動方向f的阻擋層變形即爲後續尺寸判定的重點。不同時間的固定網頂部如圖4.30所示，取決於溢流事件的發生次數、強度及翼端繩索和上支撐繩制動器的伸長量。

外突區段在流動方向上的最大變形量也取決於溢流過程的發生次數，在2006年的土石流填充事件之後，流動方向的最大變形量為2.5m。在土石流季節結束時，流動方向的最大變形量為3.25m。即表示只要支撐繩中的制動器在填充過程後尚未完全伸展，溢出的土石流其有效剪切應力爲τ，在隨後的溢流事件期間，網狀柵欄物在流動方向會發生進一步的變形。

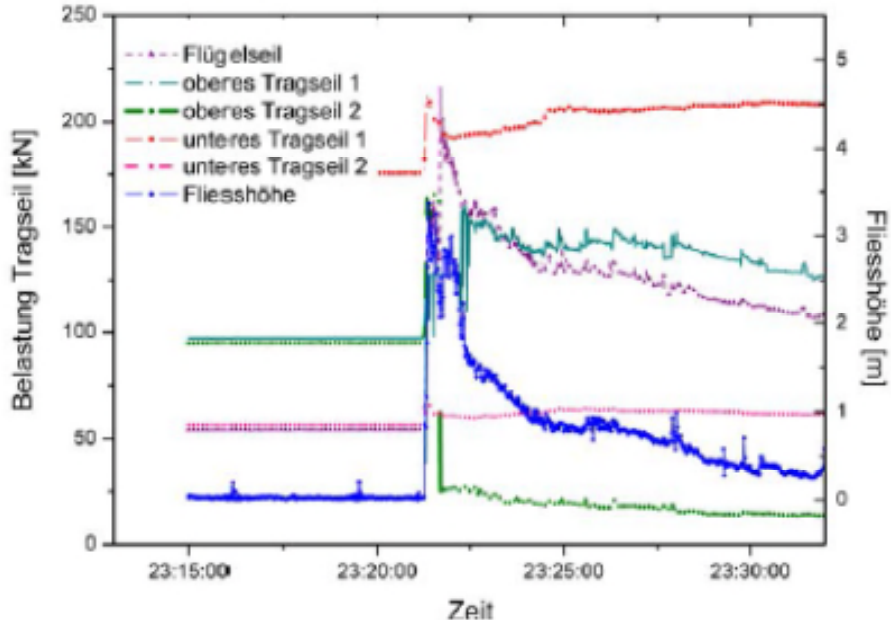


圖4.27：2006年6月27日溢流事件期間支撐繩F_{rope}的作用力測量值。流動深度顯示在右側y軸上，圖例：Flugelseil = 翼端繩索； oberes Tragseil = 上支撐繩； unteres Tragseil =下支撐繩； Fliesshohe = 流動深度； Belastung Tragseil = 載荷繩索； Zeit =時間。

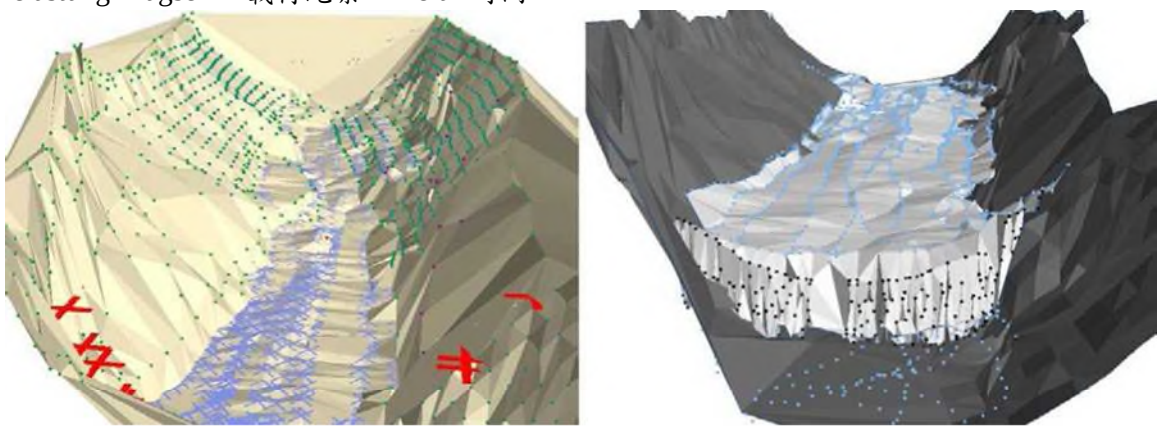


圖4.28：空河床的3D地形模型，其中柵欄物的測量錨點由十字記號（左）標記，填充柵欄的三維模型和已經過測量的網格點（右）。

測量值的觀測期即僅根據一個土石流的季節和一個土石流的填充過程，因為2007年並無土石流填充事件，無法進行更多的差異測量。

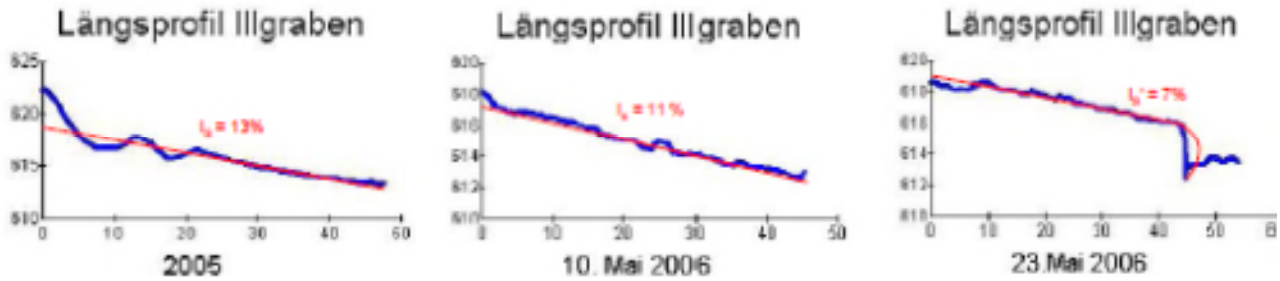


圖4.29：2005年柵欄安裝前的河床坡度（左），2006年柵欄安裝前的河床坡度（中心）和2006年填充柵欄的河床坡度（右）。圖例：Langsprofil =縱向剖面。

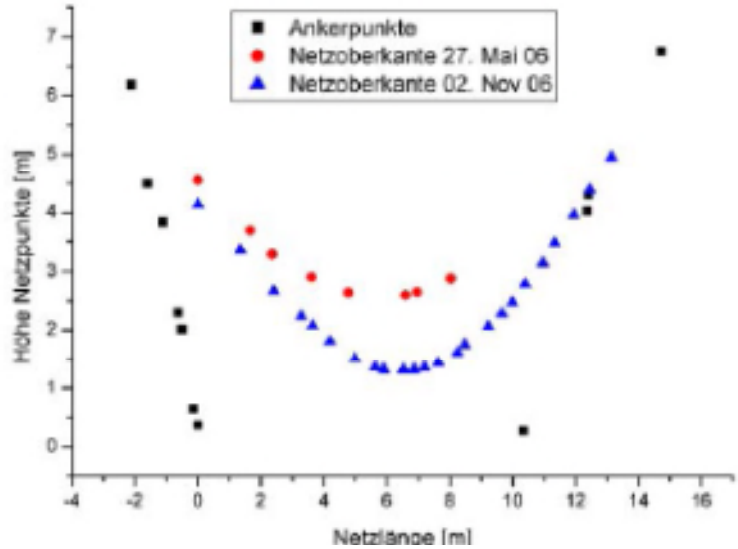


圖4.30： 2006年5月土石流填充事件發生後及2006年11月幾次溢流事件後，固定網頂端與錨點的對應狀況。圖例：Ankerpunkte = 錨點； Netzoberkante = 固定網頂端邊緣； Hohe Netzpunkte = 固定網邊緣的水平高度； Netzlange = 沿着固定網的位置。

4.6分析與解說

4.6.1土石流數據觀測站

在研究過程中，發現到Illgraben地區中的測試柵欄位置是理想的選擇，已存在的土石流觀測站測量儀器和土石流數據可為完整的土石流評估提供理想的條件。調查結果如下：

- 剪力牆的測量值在土石流前緣具有雙曲線的壓力分佈現象，在隨後混合均勻的土石流尾部具有靜水壓的分佈現象，藉由平衡處的垂直載荷測量即可確認靜水壓曲線的測量值。
- 對平衡數據進行精確的能量分析可估算出土石流過程中的各種能量影響，這些過程對隨後的載荷造成影響（參見第6.2.4節）。
- 考慮到Illgraben地區中的所有測量設備，即可測量流動深度h_{fl}、剪切應力τ、法向應力σ，土石流前緣的平均速度爲u_{front}和流動深度上的側向壓力分佈，即可作為柵欄尺寸的直接參數。由此可確定導出變量，如密度ρ、加速度a、平均速度u_m、動能變化率$\dot{K}$、重力$\dot{W}_g$和摩擦能量$\dot{W}_b$。
- 新開發用於測得柵欄數據的測量技術以幾乎無差錯的方式發揮作用，並藉此取得柵欄設計很重要的土石流固定網週圍參數。可直接在柵欄前方測得流動深度h_{fl}，柵欄的填充水平高度h_b可記錄柵欄中的繩索作用力F_{rope}及事件相關的影音紀錄。此外，可在填充過程發生之前和之後確定幾何變量，如填充體積V_r、填充過程發生之前和之後的河床坡度I_s、I_s'及填充過程發生之後的柵欄高度h_b'。

4.6.2測試柵欄的數據

2005年和2006年的柵欄配置都可提供證據，顯示彈性固定網柵欄的支撐系統整體上可發揮其作用，可無限制承受土石流並阻擋一些土石流的流動，由於環網的滲透性導致排水停止流動，讓水流停留在固定網後面，土石流連續填充讓固定網高度達hb（參見第4.5.1節），到目前為止，只能測量一個相當泥質的土石流填充事件，這個土石流填充事件顯示在填充過程中最大的載荷出現在下方支撐繩的部位，這裡所謂的最大繩索載荷值為230kN，上支撐繩的最大載荷僅為下支撐繩的60%，其最大載荷為150kN。在6.2.2節中，繩索載荷的測量值即可用於反推有效的土石流壓力，土石流填充事件的作用力測量值也證實泥漿事件填充過程中的現有繩索作用力遠低於支撐繩的最大斷裂力400kN（見表3.1）。但土石流前緣出現顆粒狀的土石流時，繩索載荷的測量值仍無法使用，因為還無法測得顆粒狀土石流的填充事件。必要時，可使用Rickenmann [82]在6.3.2節中的方法計算這些載荷值或考慮動態部份中較高的壓力係數（見6.3.2節）。

所有裝設制動器的支撐繩其載荷值顯著降低的狀況下，可在填充過程中清楚看到制動器的伸長量和相關的能量吸收情形，在影音紀錄分析中也可看到制動器伸長的時間點，這與數據記錄的時間一致。

在t_{imp} = 90s時，其填充時間相當長，因為這是一個非常泥質的土石流事件，在填充過程中出現較小的石頭和大量的泥漿持續流過柵欄。過去在俄勒岡州USGS水道的實驗數據[23]中，填充時間為t_{imp} = 1 - 4s [82]，此數值明顯較低，出現在顆粒狀的土石流事件中，填充時間t-imp的動態相關性顯示可有兩種填充過程的設計方法，關於類似泥流事件的設計方法和顆粒狀土石流的設計方法，可參見第6.3.2節。

溢流過程的測量涉及兩種類型的土石流，泥流和具有顆粒前緣的土石流，當土石流經過柵欄時加以測得，溢流事件的測量值顯示溢流期間載荷值的增加主要發生在上撐繩和翼端繩索，上支撐繩和翼端繩索其載荷增加的最大值爲 $\Delta F_{max} = 100kN$，下支撐繩僅為30 *kN*。因此，上支撐繩的載荷增加值是下支撐繩的3倍，這取決於溢流土石流的有效正應力σ和剪切應力τ（計算見6.3.4.5）。

在填充過程中或溢流期間，各別的岩塊不會產生較大的載荷峰值，雖然在測量數據中可藉由短暫增達10kN的載荷值看到此現象，但此數值遠低於填充或溢流期間整個土石流效應所造成的載荷增加值，僅為其最大值的5%。

繩索並無破裂，是因為已達最大破壞力，而非因為不甚理解的結構細節，故需在現地藉由三種不同的柵欄設計，藉此測試改進使用服務期間這些柵欄的結構細節。

4.6.3 固定網細節的分析

開發並改進以下的柵欄結構細節：

- 制動器應配置在支撐繩兩側，便於制動器發揮作用，拉力不必傳遞到繩索的整個長度上。讓支撐繩裝在沒有制動器的一側，可藉此防止制動器因為繩索摩擦而造成伸長，繩索摩擦會拉長繩索的長度。在這種限制下，繩索會在制動器伸長之前即斷裂。讓制動器配置在繩索兩側，在制動器發揮作用前需先抑制一半摩擦距離的伸長量。
- 在下支撐繩的部位，重要的是在安裝過程中用一條鋼絲將制動器向上繫緊，當洪水在固定網的下方流動時，即可防止制動器被石塊或木塊所阻塞。
- 需儘量避免支撐繩的撓曲，這是在2005年裝設的柵欄設施所發現的現象，其中的翼端繩索在上錨座的位置出現撓曲，撓曲點會減弱繩索吸收橫向壓力的能力，此狀況由撓曲半徑所造成。根據[121]，減少的斷裂作用力RBF [%]即根據以下的經驗法則算出：

$$RBF = 0.0035\alpha + \frac{\delta}{D}3.66 + \begin{cases} 0.1 \text{ static loads} \\ 0.3 \text{ dynamic loads} \end{cases} \qquad (4.2)$$

其中的α是以°為單位的撓曲角，δ是鋼絲的直徑，D是撓曲直徑和繩索直徑*d*一半值的總和。根據[121]，此經驗法則適用於靜態撓曲實驗；關於動態載荷，其最後一個值從0.1變為0.3。

目前尚未對Geobinex 22mm支撐繩進行撓曲試驗（見3.2.2.1節），但有些數據是因為落石柵欄的撓曲而造成斷裂（見[121]），這些數值可用於進行與斷裂作用力最小化以下有關的估計作業。鋼絲直徑約為1.2mm，考慮2005年土石流事件的柵欄物其標稱直徑$d = 22mm$即爲翼端繩索的撓曲點，則繩索在錨頭的撓曲≈45°，其直徑約為35mm。根據公式4.2，動態載荷的斷裂作用力RBP降低55%，靜載荷降低35%。假設最大斷裂力為400kN並將其降低55%，則產生220kN的作用力。在2006年6月27日的溢流事件中，翼端繩索很容易出現這種載荷值（見圖4.27），即可說明2005年的翼端繩索斷裂狀況。

- 設計環網柵欄時，應避免由夾具所引起的壓力點，如尺寸不夠大的鉤環設計，這可藉由上支撐繩的破壞來證實，這些翼端繩索是用夾鉗固定在上支撐繩，翼端繩索的橫向拉伸作用力的分量對支撐繩而言是太大了，除了現有的橫向壓力外，摩擦力可能發生在夾具內，產生摩擦所造成的熱量。由於加熱的結構，支撐繩的冷絞鋼絲承受額外的最小化載荷值[121]。因此，繩索在夾緊處即可測得約200kN的載荷破裂作用力，設計環網柵欄時，通常應避免出現這種壓力點。用於緊固磨損防護系統和緊固環網的大型鉤環有助於減少這些壓力點，2007年柵欄物的載荷系統中，翼端繩索由兩根上支撐繩代替，這也有助於減少這些壓力點。兩條上支撐繩僅在結構上用大型的鉤環固定在另一條支撐繩上，即可藉此安裝環網（見圖4.31），主作用力的分量即穿過兩條上支撐繩而非水平延伸的附加繩索（見圖4.16）。



圖4.31：將翼端繩索和上支撐繩固定在水平繩索上：在夾具位置上連接大鉤環（右側）舊有的變型狀況（左側）。

- 由於中間錨座與環網DIMO元件的緊固點之間出現不利於載荷的輸入角度，2006年柵欄系統中的DIMO元件未被拉動。在DIMO元件中所發生的拉力不足以讓其延伸，相反地，由於環網的凸出變形，載荷橫向應力拉動DIMO元件。相反地，由於固定網的載荷點，當使用落石防護結構體時，在拉動方向即直接施加載荷。
- 現地測試顯示上支撐繩的磨損防護要求很高，可發現到由於溢流的土石流出現很大的物理

性影響，L形角鋼條需變得更大，各個角鋼也需彼此束縛連結。也發現到，在發生一次土石流之後，防腐蝕的鋅塗層幾乎完全磨損。因此，建議在尺寸確定期間假設稍厚的型材（參見第8.4節）藉由「消耗鋼材」抵消磨損和腐蝕效應。另一種可能的狀況是出現不銹鋼防護系統的磨損，例如，不銹鋼等某些成本昂貴的高級鋼材出現形變的狀況。Corten鋼是一種在其表面具有超厚氧化鐵（銹）層的鋼材，可藉此防止生鏽，這也可能出現腐蝕現象。但相較於傳統的建築鋼材，Corten鋼是很昂貴的鋼材。

- Illgraben的兩種不同柵欄形式和Merdenson的三種不同填充柵欄（見3.4.3節）顯示改變承重系統會明顯影響柵欄的外形，填充狀態下產生的柵欄外形會影響環網的載荷傳遞特性和結構的腐蝕防護功能，因此，即進行相關的模擬測試（見第7.3章）。

4.6.4柵欄的幾何數據分析

關於柵欄的幾何測量數據，即根據[82]以下假設：

•關於在柵欄I'_S後面其填充過程後的渠道坡度，即可發現相較於原始的渠道坡度 $(I'_S = \frac{2}{3} I_S).$ 變淺為2/3倍，在2006年5月10日安裝固定網之前的渠道坡度為11%，在2006年5月23日出現土石流安裝固定網後則變爲7%（見圖4.29）。此外，Illgraben河床在最初安裝固定網後即上升，同時，經過一個季節，原有的河床坡度從13%（2005年安裝前）降至11%（見圖4.29）。來自Merdenson地區多層結構的測量值也證實變爲原有河床坡度2/3的狀況（見3.4.3節），[57]中的Jaeggi也提到多層結構造成河床變平的現象，他提到Val Varuna的一個實例，藉由裝設幾個混凝土柵欄，讓河床坡度從37%降到22%，相當於3/5的變動，也類似2/3的變動程度。

•也可發現到填充後的柵欄剩餘高度為 $h'_b = \frac{3}{4} \cdot h_b$（見圖4.30），Rickenmann [82]已預測到填充柵欄會造成固定網邊緣沉降的狀況，此係數爲3/4的數值，可藉由現地測試得到證實。沒有裝設翼端繩索的柵欄其原始高度是4米，經過土石流的填充過程後變成為約3米，此沉降值約為1米，也可使用翼端繩索的制動器位移算出，上支撐繩對柵欄物的沉降無明顯的影響，因為其錨固位置比翼端繩索的錨座位置更低，其控制距離爲f，即爲阻擋層在流動方向上的變形量（另見6.2.2和7.3.6節）。當使用測量點時，在5月發生第一次土石流填充事件之後，翼端繩索和錨繩之間產生39°的角度偏移，然後算出制動器的垂直位移量為 $l_{br,v} = \cos 39° \cdot l_{br}.$ 。

在填充事件期間，翼端繩索中的兩個制動伸長量的平均值在每側為53cm，即造成82cm的垂直變形量，此數值略小於測量值，這是因為載荷下的錨頭的垂直變形量及測量誤差所造成，但柵欄的沉降特性數值可藉由翼端繩索來確定。

•經過幾次的土石流溢流過程後，柵欄沉降成為1.5米的剩餘高度（見圖4.30），因此，在初始填充後再次下沉一半的剩餘高度hb，這種變動取決於初始高度hb到h-end = 3/8•hb的變化。但重複的溢流事件明顯造成影響，也是因為翼端繩索中的兩個制動器都被大幅拉動（參見表4.1），因此，第二條帶有新制動器的翼端繩索藉此提供加固作用，由於裝設新的制動器，柵欄物提供更大的擋土空間。

使用UX柵欄（參見第3.2.1節），在大跨距的支撐柱結構設計下，即可藉此確保剩餘高度。若跨距很大，在整個系統中會出現較大的繩索延伸量和制動伸長量，因此，需使用支撐柱控制柵欄的剩餘高度。

Illgraben土石流柵欄的幾何參數I'_S和h'_b的分析，即成為土石流柵欄可用擋土量體積V_r的設計基礎，

此外，安裝固定網導致河床位置的變化在水利工程方面是重要的考慮事項，較平坦的河床導致山洪流速變得較慢，藉此降低河床的土石運輸量，由於出現較低的流速，土石流的流動過程出現較低的能量，渠道的制動過程可能有或無額外的保護措施，能量耗散的床位變化原理在多層結構設計上也是很重要的考慮（另見3.4.2節）。

5 物理模型

為能夠研究在實驗室條件下相關土石流施加載荷的柵欄結構特性，即在WSL使用來自四個不同集水區的四種不同土石流物質進行70次實驗。相較於現場測試，這些實驗更具成本效益也可就特定參數進行具有針對性的觀察。此外，由於天然的土石流數量有限，因此，需觀察的事件數量可能要多於現地測量的事件數量。再者，觀察者在實驗期間接近事件地點，可更詳細檢查事件發生的過程。對現場事件發生過程的檢查主要有賴於影片的事後分析，有針對性選擇實驗內容，並現場觀察事件可更有效估計當前的載荷。

與實驗相關的挑戰之一就是縮尺（scaling），以及結果對實際情況的相關可轉移性。因此，本章先推導出適用於實驗的定律，然後在維度分析（dimensional analysis）的架構內發展出重要的縮尺參數。

對模型試驗內容進行詳細的說明後，將討論其結果和意義。根據對結果的詳細分析和說明，將在下一章的內容中發展出具有代表性的載荷模型（見第6章）。

在實驗建模中，有限元素應用程式AVAL-1D（顆粒介質的模擬程式）被用於提供試驗中所測得土石流參數的再確認。

隨後的解釋強調模型試驗的可轉移性，並介紹由此所衍生的設計概念。

5.1 適用於此模型的定律

第一節旨在確定實驗的相似性標準，根據維度分析，將得出無因次參數（dimensionless quantities），可將實驗與實際事件進行比較，隨後即對實驗的可轉移性範圍進行批判性的分析和考慮。

物理模型即爲旨在盡量忠實再現自然變化過程的物理模型，應符合幾何、運動和動力相似的標準[55]。藉由自然長度L_n（n = 自然）與模型長度L_m（m = *模型*）的固定比值Ls，即可符合幾何相似（geometric similarity）的要求，L_s（s = *縮尺*）即對應的模型尺度。當時間序列一致時，即可達成運動相似（kinemetic similarity），例如，自然發生填充過程的持續時間值即為$t_{imp,n}$，模型填充時間爲$t_{imp,m}$，運動相似通常會要求時間的間隔、速度和加速度間的比值全都約在相等的狀況下。 動力相似（dynamic similarity）需大致產生力量的平衡，因此，實驗的目標應是在整個過程中可實現與原型自然發生過程大致相同的力平衡狀態。但使用模型中與自然界中相同的流體時，無法在流動的狀況下可讓所有的力完全具有動力相似[55]。

對主要受重力所控制並具有自由表面的變動過程，可使用**福祿比較定律**，為此，模型中的福祿數（根據式3.7）需與自然發生的原型匹配，即可導出以下公式：

$$\frac{u_m}{\sqrt{g_m L_m}} = \frac{u_n}{\sqrt{g_n L_n}}. \qquad (5.1)$$

若滿足此條件，則應滿足第二個條件，即根據**雷諾定律**需具有相等的雷諾數。雷諾數即為提供流動特性相關資訊的數值，用於表明流動狀況是層流還是紊流。定義為：

$$Re = \frac{uL\rho}{\eta} \qquad (5.2)$$

其中u是流速，L是土石流的幾何長度，ρ是流體的密度，η是式5.17中的動力黏度。根據Weber的研究，土石流的流動特性其層流的雷諾數為Re<600，紊流的雷諾數為Re>1600[106]。在水力系統中，層流定義均勻平行層中沒有中斷的流動狀態，一旦流動路線彼此不再平行就導致流體顆粒出現漩渦和不連續的流動現象，關於雷諾數的相似性，適用於以下的公式：

$$\frac{u_m L_m \rho_m}{\eta_m} = \frac{u_n L_n \rho_n}{\eta_n}. \qquad (5.3)$$

因為重力引起的加速度在模型中與自然界的狀況相同，因此，可將式5.1中的福祿模型代入雷諾數的相似性模型中，即可得出：$u_s = \sqrt{g_s L_s}\ g_s = 1[-]$

$$L_s = \left(\frac{\eta_s}{\rho_s}\right)^{2/3} \qquad (5.4)$$

$\upsilon_s = \frac{\eta_s}{\rho_s}$ 是自然條件的運動黏度與模型運動黏度的比值。因此， 5.4式只有一個自由度。若已定義長度縮尺時，即自然發生和模型條件下的流體黏度比值則恆定不變。

但具有特定比值的不同黏度流體，通常無法尋得並使用。因此，只遵循福祿的相似性定律但忽略雷諾數是合理的作法，但這會導致模型中的黏度太高（對太小的雷諾數而言），對具有自由表面流動和重力超過黏力的模擬土石流而言，這種簡化似乎是合理的。

5.1.1 維度分析

在上一段（「縮尺」）的內容中，福祿相似性定律即可合理視為是與土石流有關的問題。根據這些考慮將執行維度分析，因此，即可導出其他的無因次參數，能將實驗獲得的結果應用於自然發生的事件。在此情況下，需先確定說明土石流和柵欄間其交互作用某些參數的相關性，表5.1提供所考慮參數的列表內容。

表5.1：在土石流和柵欄交互作用過程中可發揮作用的參數。

參數	符號	單位
土石流參數		
動態壓力變化	$\triangle P$	[F/L2]
平均速度	U_{front}	[L/T]
平均柵欄寬度/渠道寬度	b	[L]
土石流密度	ρ	[FT 2/L4]
土石流體積	V	[L3]
重力作用的加速度	g	[L/T2]
運動黏度	u	[L2/T]
渠道坡度	Θ	[-]
d_{90}粒徑	d_{90}	[L]
流動深度	hf_l	[L]
與柵欄的交互作用		
固定網剩餘高度	h'_b	[L]
鐵絲網尺寸	M	[L]
填充時間	t_{imp}	[T]

渠道坡度㊀除外，所有12個其他的參數都與3個不同維度的應力F、長度L和時間T均相關，根據白金漢定律（Buckingham theorem）可導出12 - 3 = 9個無因次參數 Π[119， 13]，將在下文各別說明：

$$\Pi_1 = \frac{\triangle P}{\rho u^2} \qquad (5.5)$$

在水力系統中，此參數通常也稱為壓力或阻力係數Cp，也稱為歐拉數 $Eu = \frac{1}{\sqrt{C_p}}$。即表示為流動路徑中的柵欄阻力，如在實驗（柵欄）及自然發生條件下的情況。例如，在2006年的事件中，可看到泥水滲透穿越柵欄，同時也擋住較大的土石流成份物（見4.5.1節）。

$$\Pi_2 = \frac{gh_{fl}}{u^2} = \frac{1}{Fr^2} \Longrightarrow Fr \qquad (5.6)$$

$\frac{1}{Fr^2}$即為福祿數Fr，說明內部應力與重力的比值。可將流動條件細分為「緩流」（亞臨界）和「急流」（超臨界），藉此說明流動物體在渠道中的構造（另見3.4.1節）。對幾乎所有明渠排水相關的問題，在縮尺過程中都會考慮此參數。

$$\Pi_3 = \frac{v}{uh_{fl}} = \frac{1}{Re} \Longrightarrow Re \qquad (5.7)$$

雷諾數Re表示流體中的慣性力與黏力的比值，將其流動狀況細分為層流或紊流的狀態。若在實驗中使用具有相同黏度的流體時，則此數字永遠不得視為福祿數。估算土石流混合物黏度判定相關的雷諾數強度時，可能出現問題（見5.2.3.4）。

$$\Pi_4 = \frac{t_{imp}u}{h_b'} \qquad (5.8)$$

Π_4是唯一考慮到柵欄其填充時間的關係，因此，此參數也反映填充過程的動態，即表示已填充柵欄其後方土石流材質的特徵長度L。

$$\Pi_5 = \frac{V}{h_{fl}^2 b} \qquad (5.9)$$

Π_5說明土石流波的標準化長度，藉此提供土石流段流持續時間的估計值。V是填充柵欄的土石流體積，通常只能藉由預測值和估計值來確定。h_{fl}對應寬度值b即表示第一次段流對柵欄造成影響的橫截面。

$$\Pi_6 = \frac{d_{90}}{h_{fl}} \qquad (5.10)$$

Π_6顯示流動深度上的顆粒分佈狀況，考慮幾何參數（例如，鐵絲網尺寸和基部開口）很重要。但通常難以在土石流混合物中檢測出d_{90}的粒徑。

$$\Pi_7 = \frac{h_b'}{h_{fl}} \qquad (5.11)$$

Π_7表示填充 h_b' 後剩餘淨高度與流動深度 h_{fl} 的比值，說明到達鐵絲網頂端所需的段流次數，即為完全填充的狀態（另見第6.3節）。

$$\Pi_8 = \frac{M}{d_{90}} \qquad (5.12)$$

Π_8表示網孔尺寸與d_{90}粒徑的比值，用於將網孔尺寸從模型尺寸縮放到適用的實驗尺寸中。

$$\Pi_9 = \tan\Theta \tag{5.13}$$

在穩態流狀態下，Π_9即等於摩擦參數μ，因此，此參數對摩擦能量或摩擦活動率的能量分析是很重要的。此外，重力比與摩擦活動率的比值即用於表示土石流是否在加速中，或假如摩擦力占主導地位時，即用於表示減速中的狀態（見2.2.3和4.4節）。

所選定的無因次參數和實驗結果的可轉移性評估即為第5.3節的討論主題。

物理限制範圍

每個維度分析也可說明其物理限制範圍，例如，模型和自然發生的狀況下，使用相同的材質無法同時達成福祿相似性和雷諾相似性。因此，雷諾數在當前的情況下是完全被忽略，即使在土石流的發生過程中也會造成影響，但也未考慮此黏力（關於土石流變學，見2.2.2.3節）。此外，關於現場數據某些土石流參數的大小和土石流模型之間存有很大的不確定性，例如，土石流混合物的黏度、段流體積V或d_{90}顆粒等，這些不確定性在維度分析的說明中，即提出更詳細的問題內容。此外，其他的因素如模型與自然發生條件之間的剛度比，通常無法正確再現。例如，考慮到模型km和現地kn中的柵欄剛度比。

$$\frac{\frac{k_m}{A_m} f_m}{\rho_m u_m^2} = \frac{\frac{k_n}{A_n} f_n}{\rho_n u_n^2}. \tag{5.14}$$

Am是模型中的柵欄表面，An的現地的柵欄表面，fm是模型中柵欄的最大變形量，fn是現地的最大變形量，km/Am和kn/An稱為相對剛度。因為採用具有相同含水量的相同材質，即適用pm = pn，福祿數而非速度即可導出 $u^2 = Fr^2 g h_{fl}$ and $Fr_m = Fr_n$ ，即表示：

$$\frac{k_m f_m}{A_m h_{fl,m}} = \frac{k_n f_n}{A_n h_{fl,n}}. \tag{5.15}$$

彈性柵欄的平均變形量在實驗為$f_m \approx 0.1m$，在現地為$f_n \approx 2.5m$，即可導出$\approx 1/25$的比值。流動深度對應於長度的尺度Ls，並根據[46]得出平均值約在20和30之間，即≈ 25。柵欄表面Am/An的比值$\approx 1/400$。因此，剛度比即為：

$$k_m = \frac{1}{400} k_n \tag{5.16}$$

例如，實驗柵欄的剛度模數km需比現地環網柵欄的柔軟度低400倍，此係數只能藉由選擇軟網材質（第5.2.2節使用的柵欄如貓網和船隻用的安全網）來粗略估算，因此，在本文中的縮放實驗，其物理限制範圍更明顯，但維度分析顯示實驗適用於現實生活的許多場景中，本章其餘部份即確認大多數情況下的結論，可從實驗中的許多發現開發出後續的載荷模型。

5.2實驗測試

5.2.1實驗設備

WSL的實驗渠道由Daniel Weber [106]設計並配備其他的實驗，藉此研究土石流的沖蝕行為（見圖5.1和5.2）。為能夠進行目前的實驗，實驗渠道遵循新的要求規定，進行相關的修改。

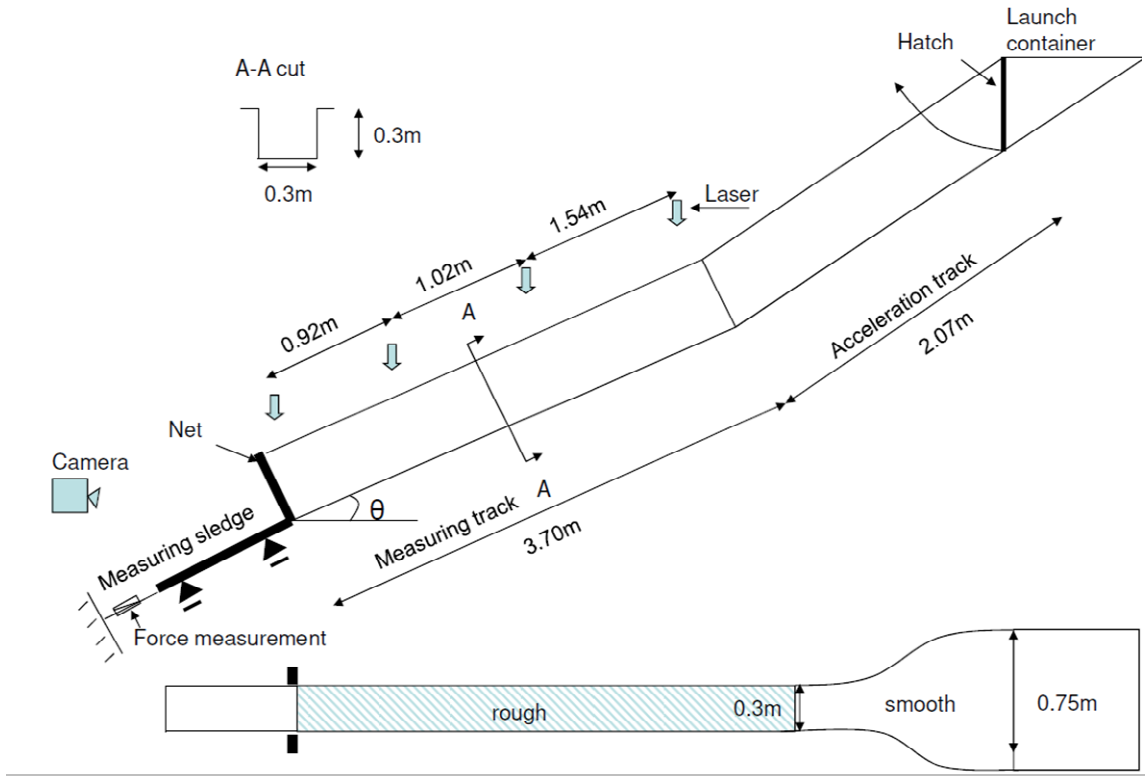
帶有發射筒的渠道上方、後方的加速軌道和測量渠道的橫截面（寬度為30cm）均未修改（見圖5.1），發射筒和加速軌道的長度約為3米，表面光滑，由鋼製成。此後，實際產生的土石流波即可流入測量渠道中，來自Illgraben粒徑為1cm的燧石即黏附在渠道底板上，這為河床提供產生土石流之前所需的粗糙度。發射筒、加速軌道及測量渠道的坡度可獨立調節，可在0%和55%間的範圍內進行測量。沿著3.70米長的測量軌道，藉由現有的地形系統判定擋土量（見5.2.1.1節）。用於確定流速和流動深度的超音波傳感器，可被更精確的雷射測量裝置所取代，雷射測量裝置的裝設如圖5.1所示。

專門設計的測量撬可安裝在不同種類的柵欄上，測量流動方向的衝擊力和摩擦力（見第5.2.1.3節），使用高速相機前視(front view)記錄實驗中的填充過程，在渠道上方放置聚光燈可確保提供充足的照明。

混凝土筒艙用於將土石代入發射筒中，使用起重機將此容器提高到發射筒的高度，即可徹底清空其內容物，將移動式散裝容器放在渠道末端即可收集土石。

5.2.1.1 地形系統

地形系統用於確定由實驗土石流所產生的沉積體積（位於柵欄後面和沿著渠道的土石流體積），為達成此目的，測量雷射沿著渠道右側和左側的兩個軌道移動，在X軸（流動方向）和Y軸(渠道寬度)各0.75cm的網孔，也測量每個點的高度Z。然後可以使用合適的軟體件（如ArgGIS或MATLAB）將此實驗產生的ASCII格式文件的光柵數據轉換為地形剖面線，根據此數據可算出沉積體積。



Hatch牆板	Launch container 發射筒	Laser雷射
Acceleration track加速軌道	Measuring track測量軌道	Measuring sledge測量橇
Net 網	Camera相機	rough粗糙
Force measurement 應力測量	A-A 切線 A-A切口	smooth 平滑

圖5.1：WSL的土石流渠道配置：測量軌道的橫截面、渠道的側視圖和俯視圖。

5.2.1.2 雷射測量

4個雷射裝置用於測量距離（見圖5.1），薄光束可用於精確判定流動深度，掃描頻率為2.2kHz，也可用於記錄快速移動的物體。

平均前緣速度u_{front}是根據流動深度測量點的時間差和兩個雷射裝置間行進距離所算出。

第一個雷射被選定為時間尺度的起始點，此時，土石流前方已到達雷射裝置的位置，但此位置未必都相同，因為濺水或單一的石頭都可在實際土石流的前方處啟動雷射裝置，因此，雷射測量也應同時採用高速影音紀錄。



圖5.2：WSL處的土石流渠道：前視圖中的收集盤和土石容器的側視圖（左）及測量撬（右）當中所安裝的測量雷射裝置和柵欄渠道的俯視圖。

5.2.1.3 測量撬

測量撬緊跟測量渠道之後，並與系統的其餘部份形成機械式分離(mechanically seperated)（見圖5.3），滑架安裝在四個可移動元件上並可沿流動方向移動。已焊接成型的鋼質型材位於測量撬前方處（朝向測量渠道），柵欄位於此開口中（見圖5.3），可移動的部件藉由兩個測力傳感器接到渠道，在流動方向上測量應力大小（見圖5.3）。

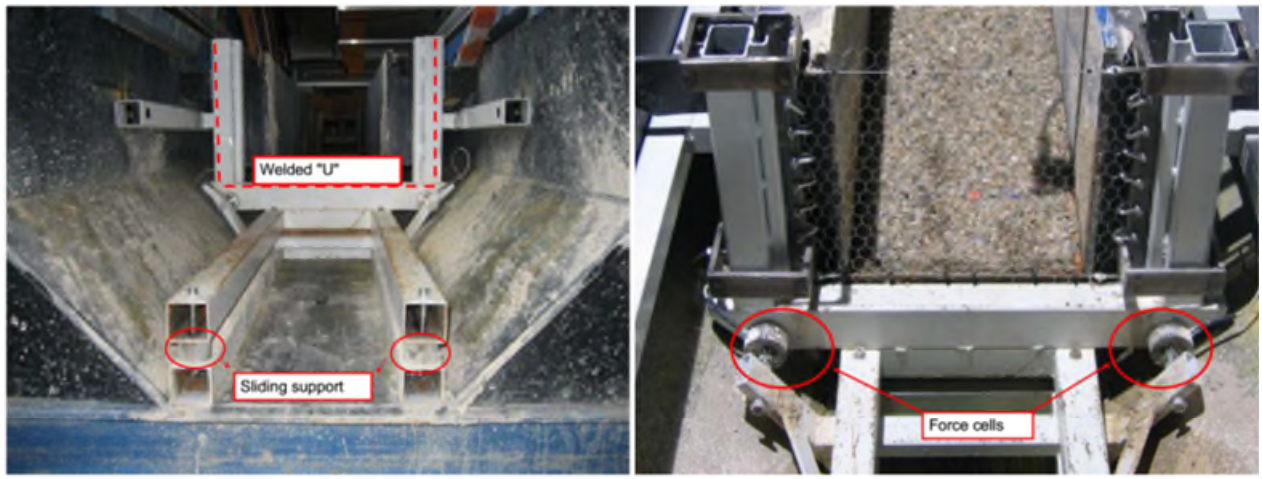


圖5.3：安裝在可滑動支架（左）上的測量撬，也安裝有柵欄和荷載傳感器的U形鋼材（右）。

5.2.1.4 高速相機

在渠道末端面向測量撬時，高速相機以每秒125畫格的速度記錄柵欄的填充過程。根據渠道底板上的兩個標記，可確定作用在柵欄上的衝擊速度，用於控制雷射測量作業。

在某些實驗中，相機可放在渠道上方，本觀點提供兩種不同填充過程的記錄狀況（見第5.3.1節），此設置還可根據渠道底板上的標記進行第二速度的校準作業，可在渠道上方再安裝附加變壓器的聚光燈（見4.2.3.2節）。

5.2.1.5 數據採集

一旦打開啟動艙蓋，雷射和應力測量作業即開始，高速相機開始進行記錄，來自雷射應力測量的數據可藉由測量板傳輸到個人電腦（見第4.2.3.5節），可使用Labview軟體控制轉向，就像在現地測試中一樣，最終即可產生ASCII數據集。

然後可使用合適的檢視器軟體（Redlake Motion Scope Media Player）[1] 評估高速相機所記錄的影片內容。

5.2.2 柵欄

根據表5.2使用以下的柵欄設計，藉此研究其不同的性質。例如，不只網孔尺寸在土石性質方面也有不同，如彈性和可變形等特性方面也不同。此外，可使用木材和樹脂玻璃板材質模擬硬質柵欄，關於材質的儲留特性，一般採用非滲透性的材質。

[1] MotionPlayer是Microsoft-Windows系統架構的視頻記錄圖像分析軟體，http：//www.redlake.com。

表5.2：實驗中所使用的柵欄及其網孔尺寸。

柵欄/固定網	特性	鐵絲網尺寸[cm]	材質
彈性固定網	彈性、彈性	2	橡膠網
貓網	彈性、非彈性	2, 3	繩網
船隻用安全網	彈性、非彈性	4, 6	繩網
正方形網孔	網孔	0.5	鐵絲網
雞網	網孔	1.2, 1.6, 2	鐵絲網
TECCOmeshwork	網孔	3	鐵絲網
剛性板材	剛性/無滲透性	-	木質和合成材質

使用的固定網和柵欄未必是可代表實際狀況的環網模型，由於在自然界和實驗模型中各有不同的剛度比、材質參數，如環網的剛度模數(stiffness modulus)很少在模型中產生再現效果。模型中再現的剛度總是出現過於嚴格的狀況（見5.1.1節），因此，模型中的柵欄需比自然界所採用的更加靈活，當彈性固定網主要屬環網柵欄的簡化設施時，仍可藉由因素或維度分析或多或少忠實模擬其幾何特性（如網孔尺寸和基部開口）（見第5.1節）。

5.2.3 土石流動物質

Wber已在[106]觀察得知，使用天然土石時，只有在最大粒徑d-max經調整讓其適用於渠道寬度或粒徑分佈如同天然土石流材質的分佈狀況時，才能夠達成近乎自然的再現結果。實際上無法同時滿足這兩個要求，即表示這兩者是彼此排斥的，最可能出現最大粒徑即為其對應渠道寬度約1/10，最後，即作出以下的折衷措施：

從渠道的沉積區收集天然的土石並篩選至最大粒徑為3cm，去除部份土石後，即會改變土石流混合物中的粒徑分佈狀況，但d <3cm的粒徑間的比值仍保持不變。實際上，土石流的流變特性明顯取決於含水量、黏土和坋土的主要細粒部份，其最大粒徑為0.06毫米[106]。這些成分無不受篩選過程的影響，只在粒徑分佈曲線的百分比值出現變化。藉由去除較粗的成份物，粒徑分佈曲線向左側即較小粒徑的方向移動，在縮尺調整過程中，藉由模型和自然界之間的d_{90}粒徑比值，即可考慮此點（見第5.1節）。

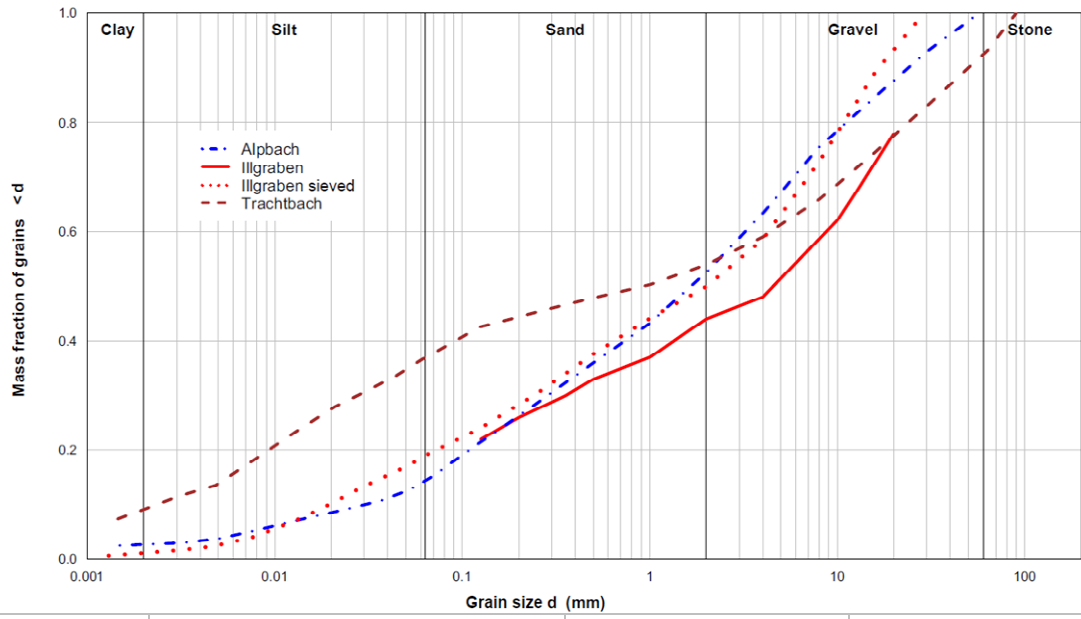
因為每次完成實驗後的細粒部份無法完全回復（在沿著渠道的裂縫和間隙中流失），所以，用過的土石不得再用於其他的實驗中。

5.2.3.1 土石來源

總共使用4種不同的土石流材質，其中有兩種從Merdenson和Illgraben（瓦萊州）的洪流中收集，選擇這兩個來源是因為這些位置設立有測試柵欄，可藉此將測量特性與現地觀察到的特性進行比較。所使用的另外兩種材質是從Bernese Oberland高原（Haslital的Alpbach和Brienz附近的Trachtbach）的洪流中所收集的，選擇這兩個採集地點是因為這些地點已計劃使用環網作為土石流防護結構，使用直接取得的土石，可藉由實驗徹底研究網孔尺寸和基部開口所造成的影響（見[109,110]）。

再者，良好的可出入性是選擇這些收集站點的重要因素。Merdenson和Illgraben的收集地點可搭乘汽車或步行抵達，來自Gummen和Trachtbach的土石需藉由直升機飛入山谷來運送，因此，只能使用這兩種土石進行有限次數的實驗，關於大多數的實驗，都使用來自Illgraben的土石。

5.2.3.2 粒徑分佈曲線



Clay黏土	Silt 坋土	Sand 沙土	Gravel礫石
Stone石頭	Mass fraction of grains < d 顆粒質量比例 < d	Grain size d (mm) 粒徑 d (mm)	Illgraben篩濾

圖5.4：來自Illgraben、Alpbach和Trachtbach（虛線）其土石的粒徑分佈及來自上次收集取得的Illgraben土石（實線）。

所用土石的粒徑分佈如圖5.4所示，所有的土石都具有至少10%的黏土和坋土的細小成份物（見圖5.4和[106,99]），應特別注意的是來自Trachtbach的土石中，d<0.06mm的粒徑近40%，其他的土石此粒徑約只佔20%。根據[99]即表示Trachtbach的土石具有非常黏稠的特性，黏性的土石流中，具有更高比例的d<0.06mm的精細粒徑材質。

5.2.3.3 密度測定

在Gubler的研究[46]中，固體物質的密度是在4種土石中，由其中的3種所確定。在本研究中並未檢查Trachtbach的土石，因為這種土石具有非常高的凝聚力和黏性，讓分析變得太困難，經確定的土石密度如表5.3所示。

表5.3：所使用的土石如[46]所確定的體積密度。

收集地點	乾料密度[kg/m3]
Alpbach	2533
Illgraben	2693
Merdenson	2696
Trachtbach	2000（估計）

5.2.3.4 黏度測定

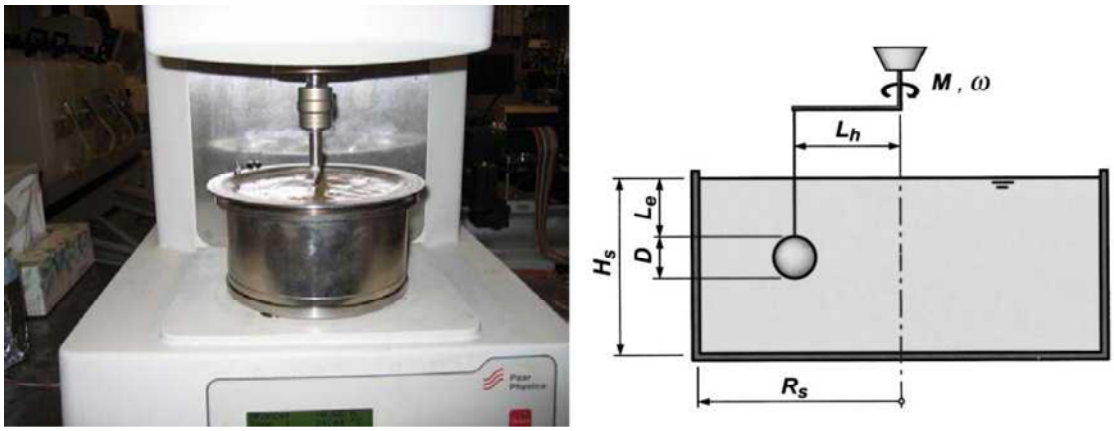


圖5.5：球形黏度可用於測定液態土石流的黏度及其示意結構（右）。

與ETH Zurich聯邦理工學院營養科學研究所的Kowalski [62]合作，測定來自Illgraben的土石黏度，如[88]所述，使用球形黏度計進行測量（見圖5.5），此球形黏度計內含1個圓形容器，其半徑Rs = 57.5mm，高度h_s = 48cm。直徑為d=12mm的球體以旋轉速度 ω 移動通過懸浮液，可根據剪切應力τ和剪切速率 $\dot{\gamma}$ 確定動態黏度，即得出：

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}}. \qquad (5.17)$$

將測量值轉換為剪切應力τ和剪切速率γ̇的更多相關資訊，可參考[88]，溶液C_v的沉積物濃度如[88]所計算，C-sDF是土石流的沉積物濃度，C-sDC是粒徑分佈曲線的百分比值，從Illgraben篩選的土石，如[62]所示，d<2mm的粒徑佔經篩選土石的36.6%，粒徑或d<4mm佔50%（見圖5.4，Illgraben）。

$$C_v = \frac{C_{s,DF} C_{s,DC}}{1 + C_{s,DF}(1 - C_{s,DC})} \tag{5.18}$$

將土石乾燥過篩，以1克的精度確定其重量。然後，添加適量的水份，此時，顯然d<4mm和w = 20%的混合物對黏度計而言太黏稠，隨後加入水份藉此達到所需含水量，檢測懸浮液的體積變動狀況。

對每個剪切速率測量3次，然後取平均值。在所有的測量期間都可看到剪切稀化效應，即表示γ̇ = 0.1 [1/s]在最慢剪切速度下可測得最高黏度，在γ̇= 30 [1/s]下可測得最低黏度，所得出的平均黏度如表5.4所示。

關於土石流的流動過程，Illgraben土石的剪切稀化特性即表示一旦達到（或發生）高流速，土石本身的阻力就變小，此外，結果顯示著具有更高的黏度、更大的粒徑和相同的含水量，這似乎是合理的，因此，這是可轉移到自然發生的過程中。

假設線性速度分佈在流動過程中所發生的剪切速率可根據流動深度h_{fl}來算出近似值，例如，關於流動深度h_{fl} = 1m且平均前方速度為3m/s的土石流，土石流中的剪切速率γ̇約等於3 [1/s]。假設d<2mm的顆粒保持懸浮狀態，液相黏度η在含水量30%約等於5Pas，關於剪切速率下所測得的剪切應力，測量結果證實賓漢模型關於帶有顆粒流體的相關假設（式2.19的2.2.2.3節）。例如，具有d<2mm粒徑的土石在，含水量30%和沈積物濃度Cv=0.46的流體即表現出賓漢模型的特性，如圖5.6所示。在本文中，初始剪切強度τ_b約等於5.5 N/m^2，賓漢黏度$\eta_b \approx 0.45$，即表示最佳擬合線的相關係數R^2為0.97。

可惜的是，目前無法測量較大粒徑的黏度，最大的黏度計可用於測量最大為2 cm 的顆粒[21]，因此，整體土石流的黏度只能藉由假設進行差值估算，這些測量值只能作為參考數值，用於確定6.2.3節土石流滲透過程中的環網阻力。

表5.4：根據[88]其球形黏度計所測定的平均黏度

含水量 [%]	Cv [-]	d [mm]	剪切速度 $\dot{\gamma}[1/s]$	黏度 [Pas]
0.2	0.59	< 2	0.1	250
0.2	0.59	< 2	1	17.4
0.2	0.59	< 2	10	2.6
0.2	0.59	< 2	30	1.5
0.3	0.46	< 2	0.1	76
0.3	0.46	< 2	1	6
0.3	0.46	< 2	10	1.0
0.3	0.46	< 2	30	0.6
0.2	≈ 0.68	<4	太黏	無法測量
0.3	0.54	<4	0.1	171.8
0.3	0.54	<4	1	26
0.3	0.54	<4	10	2.6
0.3	0.54	<4	30	1.2

5.2.3.5 摩擦角

根據2.2.2.3節中式2.20中的庫倫摩擦定律，內摩擦角僅在Illgraben的土石確定。在本文中，內摩擦角與現地柵欄設計和數據呈逆向推算是相關聯的。

在慕尼黑工業大學土壤力學系進行的實驗中，即使用d <20mm的樣品確定內摩擦角度。因為來自Illgraben的土石是黏性非常高的土壤（除非具有理想的含水量，否則即使非常用力也無法徹底壓實。），進行4次壓實實驗3（根據DIN 18127 [29]），即可確定最大體積密度ρd = 2225 kg/m^3，其理想含水量為w = 5.9%，此含水量即為後續三軸實驗用的初始含水量（根據DIN 18137，第2部份[30]）。進行CU實驗時，其中 σ1 = σ3 = 50 kN/m2也不排水，在此期間，孔隙水的排水被抑制，即可測得孔隙水的壓力p，σ3保持恆定，σ1持續增加直到破壞為止，圖5.7（右）說明破壞狀況，此實驗顯示Illgraben土石的內摩擦角為$\emptyset' = 42.9°$

，內聚力為$c' = 20.5kN/m^2$。

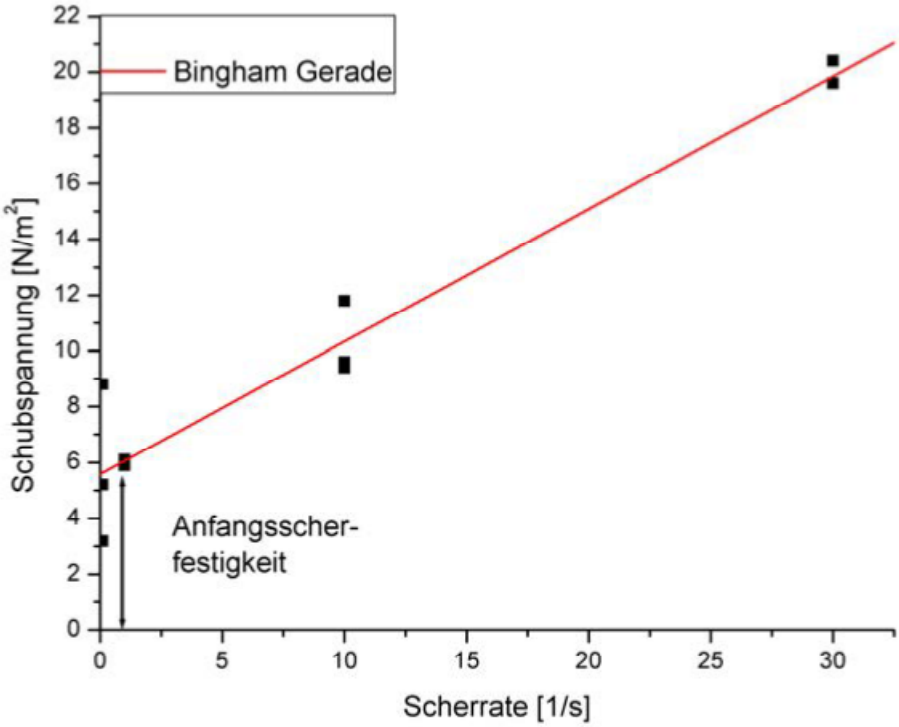


圖5.6：使用Cv = 0.46的懸浮液和d<2mm粒徑來確認賓漢模型圖例：*Gerade = 線條；Schubspannung = 剪切應力； Anfangsscherfestigkeit = 初始剪切強度； Scherrate = 剪切變形率。*

此參數在理想的實驗室條件下測得，具有理想的含水量和壓縮程度，但現地幾何不可能出現如此的狀況，此外，僅用粒徑為d<2cm的Illgraben土石進行實驗。當然，實際存在更大的粒徑，即土石也出現非常大顆粒的土壤，在此情況下，內摩擦角會出現很大的波動，但摩擦角的測量值可用於進一步算出參考值。

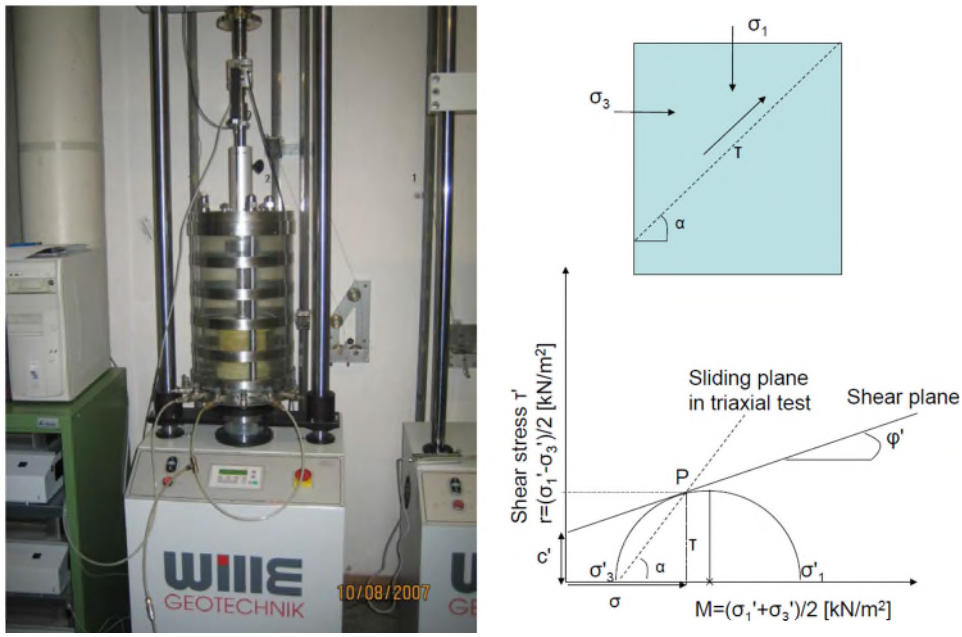
5.2.4 實驗程序

5.2.4.1 土石流混合物的製備

首先需確定土石其殘餘的含水量wr，為此需測定幾個樣品在105°C烘箱乾燥24小時前、後的質量差異。據此也測得所需的發射土石混合物的含水量w、發射土石體積V、固體和水份的體積量：

$$m_s = \frac{w}{1 - w_r}\rho_s V \qquad (5.19)$$

$$m_f = w\rho_f V - w_r m_s \qquad (5.20)$$



Shear stress τ' 剪切應力τ' γ= (σ1'-σ3')/2 [kN/m2]	M=(σ1'+σ3')/2 [kN/m2]
Sliding plane in triaxial test三軸實驗中的滑動平面	Shear plane剪切面

圖5.7：三軸剪切實驗裝置用於確定內摩擦角（左）及根據Mohr-Coulomb理論所繪的操作模式（右）。

ρ_8是表5.3中的固體土石密度，ρ_f是水的密度，通常採用單一材質的含水量和土石流密度等數值，如表5.5所示。

表5.5：實驗混合物的含水量體積w和所得混合物的密度ρ

材質	含水量 [%]	土石流密度[kg/m3]
Alpbach	54	1700
Illgraben	30	2200
Merdenson	57	1700
Trachtbach	52	1500

然後，測量所需的固體和水份重量，並使用混凝土攪拌器進行混合直至達到均相為止。

5.2.4.2 實驗程序

本節只簡要說明後續的程序，在[59]提供方法及其執行更詳細的討論。

5.3 結果

在安裝好柵欄後，即使用彈簧秤確認荷載傳感器的功能是否正常，需發揮此控制功能才能校零並確保發揮正常功能，隨後在聚光燈下驗證高速相機的功能，若使用腳架從上方拍攝渠道時，重要的是應調整固定架，便於進行土石流椎體的完整圖像記錄。若相機放置在柵欄前面，整個柵欄應位於固定架內，設置兩個測量標記用於驗證撞擊速度。

將土石裝入發射筒之前，土石應灌入渠道模擬飽和河床的狀況，並藉此改善土石流的流動特性。

所有其他物品準備就緒後，才能將土石代入發射筒中。若土石在發射筒中放置太久，則固體土石會開始緩慢沉降，導致液態和固態物分離明顯改變土石流波的流動特性。

一旦啟動測量儀器，就會打開艙口，然後，土石以滾動方式進行流動，形成土石流前緣向柵欄移動並填充。

5.3 結果

本文共進行66次的實驗，其中42次使用Illgraben的土石，表5.6概述所用的土石、含水量、發射量和坡度。

表5.6：根據[46]概述內容顯示實驗中所使用的土石、含水量、發射量和坡度。

材質	坡度			發射量			含水量	總和
	25%	40%	50%	50 l	100 l	150 l	(體積 [%])	
Alpbach			9	9			54	9
Illgraben	7	11	24	13	23	6	30	42
Trachtbach	11			10	1		52	11
Merdenson	4			3	(1 x 75 l)		57	4

5.3.1 視覺觀察

在實驗和影片記錄期間，可看到以下特徵（典型的土石流），使用來自Illgraben的土石進行實驗的期間，可看到類似的前緣流動現象，在前緣出現大岩石，後面的液流含較細的成份物，即使在裝設填充網後，顆粒分佈狀況也清晰可見（如圖5.8所示），隨著與固定網的距離增加，顆粒顯著減少，含水量則增加。但使用來自Alpbach的土石進行實驗後，出現更多的泥質，前緣的大岩石含量不多，這是我們所期望的，因此，可藉由增加含水量達成此狀況，因為Alpbach的土石相當渾濁（根據[50]其密度為$\rho \approx 1800 - 1900 kg/m^3$ ）。使用來自Trachtbach的土石進行實驗時，由於此土石材質的黏度極大，即非常黏稠的流動現象。但在所有的實驗中，大型石塊在流動過程中會積聚在前緣，較小的石塊則與水份聚集在後方的土石流中。因此，在前緣（含石頭）撞擊期間，固定網上已開始出現土石流堵塞的現象，拍攝Illgraben實驗的狀況時，影片是在25%的坡度從上方拍攝，即出現逆流波（reverse-flow wave），在土石堵塞不久後，固定網上游處即聚積液體泥漿（見圖5.9）。此填充過程可以分為3階段：（1）前緣衝擊、（2）柵欄的小幅度垂向偏轉或填充及（3）上游的逆流波（見圖5.11，左），逆流波的形成證實下文6.3節所述已開發載荷方法。



圖5.8：填充有土石其固定網的正面圖和俯視圖（使用Illgraben土石進行實驗，發射量為50公升，坡度為25%。）。

再者，可看到土石流向上偏轉時具有更大的發射量或更多的液體混合物和更高的前緣移動速度（見圖5.10，左圖），即表示土石流會垂直擴展，對柵欄而言，土石流會同時進行垂向和橫向的流動擴展。首先，前緣部位會撞擊柵欄，並在更高的流速下出現垂向逆流，然後淹沒流過柵欄。柵欄後面的殘餘土石流完全被隨後的土石所淹沒（見圖5.10，右圖），採用硬質柵欄時，這種影響更為明顯，關於影片分析的詳細說明和評估，請參考[46]。

5.3.2相關比例係數的測定

為能夠達成理想模型，模型中的所有9個參數應與自然界中的事件參數相對應，但由於此類的狀況在現實中永遠無法實現（如關於福祿數和雷諾數的討論，可參考第5.1節。），需識別說明這些重要的參數，表5.7列舉現地可看到的典型土石流現象（由本~~項目~~計畫中的所有土石所組成）的無因次參數（見5.1節），可將其與實驗得出參數進行比較（現地數據Illgraben，見表4.1。），最後一欄顯示所考慮過程中，相關的無因次參數及其重要性，其中，*a = 相關，b = 不太相關，c =不相關。*

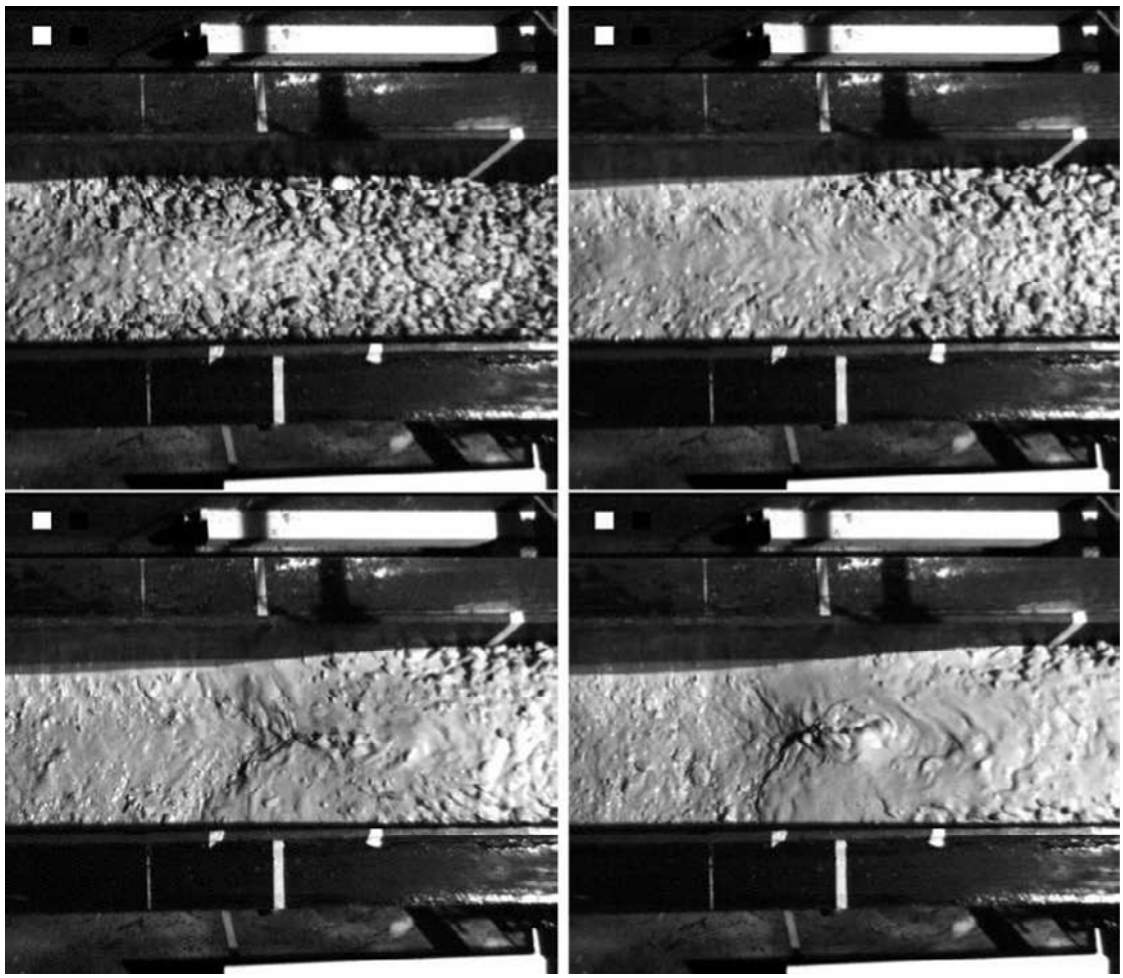


圖5.9：使用Illgraben土石，以25%坡度的50公升體積所進行的實驗，在時間點t1 = 2860、t2 = 3320、t3 = 3740和t4 = 4030ms，當固定網土石流堵塞後，不久即形成逆流波。

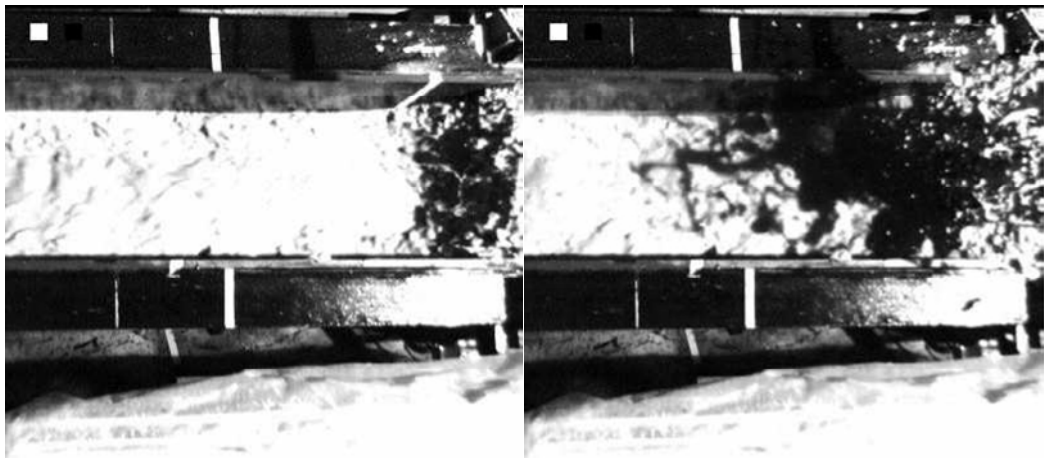


圖5.10：使用Illgraben的土石進行100公升體積的實驗時，速度非常快的土石流前緣會向上偏轉，其坡度為25%。

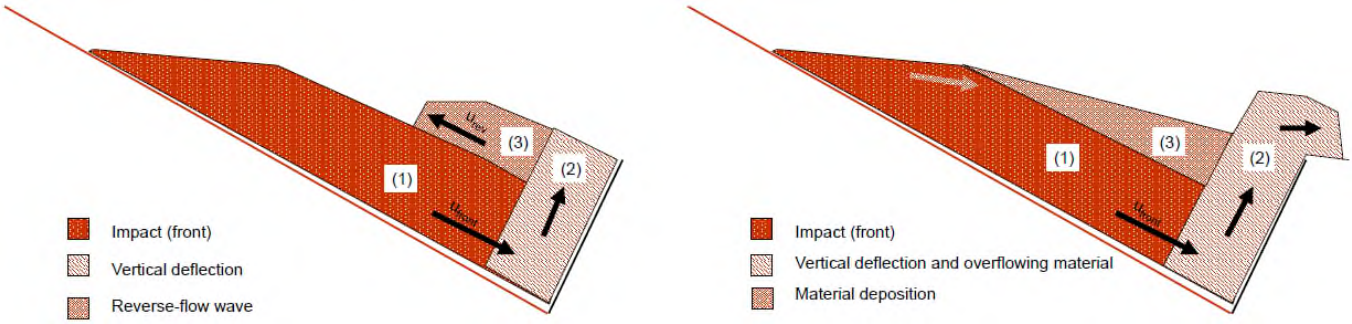


圖5.11：緩慢撞擊（左）後的逆流波的示意圖及快速流動前緣（右）撞擊後，其土石流向上偏轉的狀況。

表5.7：無因次參數的典型範圍及其相關性（a（高度相關）與c（不太相關）。

II_i	實驗	現地	計算
II_1	0.1...1.0	0.7...2.0	a
II_2	0.7...7.0	0.4...4.0	a
II_3	100...1600	600...105	c
II_4	0.8...18.0	2.6...4.0	a
II_5	10...185	120...700	a
II_6	0.2...1.2	2.0...10.0	b
II_7	1.5...7	1.6...8	a
II_8	0.3...2.0	1.2	b
II_9	0.25...0.5	0.08...0.3	c

以下的無因次參數嚴重影響土石流和柵欄間的交互作用：

- II_1表示撞擊柵欄時土石流其動態壓力△P的增加幅度，由於考慮到密度ρ和速度u_{front}，這是與土石相關的無因次參數，在實驗中測得的應力與現地測得的應力間具有相關性，關於現地實際發生的土石流事件，根據Armanini[3]的分析，II1將黏度較小的土石流設定為0.7，粒狀非常黏稠土石流則設為2.0（見第6.3節）。

- II_2是福祿數，通常用作為自然傾斜問題的縮尺參考值，因此，這似乎也適用於土石流的評估，因為在此情況下，重力也超過了黏力[106]，流速u_{front}和流動深度h_{fl}都是土石流進入柵欄中關於載荷的重要參數（見6.3節）。

- II_4說明相對於柵欄填充程度h_b'的土石流停止流動長度，是唯一考慮填充時間t_{imp}的參數。一般而言，II4為評估填充過程其動態上的重要參數，根據2006年5月18日非常嚴重的土石流事件，唯一考慮的時間值t_{imp}是90秒。根據[82,23]，這個數值對顆粒狀土石流而言是非常大，USGS的水槽實驗顯示1-4秒的衝擊時間，採用這些時間即可確定現地數據中的II_4。如表5.7所示，缺少數據造成衝擊時間的不確定性，但這也證明II_4的共同影響範圍。

- II_5說明土石流段流的一般長度，第一個土石流段流的體積參數V，這是具有顯著不確定性的估計值和預測值。例如，在Illgraben的實驗中，此參數只能藉由平均流量$\bar{Q}$和時間t的近似值推算來確定，時間t是影片數據進行目視評估所得出的土石流段波持續時間，關於土石流段流的規模大小等數值，幾乎未在文獻中出現過。

- II_7是固定網剩餘高度h_b'對流動深度 h_{fl}的比值，這用於直接表示填充過程的持續時間。若此填充過程被細分為具有流動深度h_{fl}的單個段流，然後即會出現垂向堆疊直到屆達最終的填充水平高度h_b'為止（見6.3節和圖6.12）。因此，II_7是整個填充過程及後續載荷的重

要參數。

還有兩個其他的無因次參數需列入考慮，但這些參數無需也不能保持一致性。關於這些參數，決定所需考慮參數的不確定性，會出現很大的波動。

I_6和II_8即為幾何參數對d_{90}粒徑的比值，在這兩個參數中，其不確定性在於d_{90}粒徑的估計。目前只有Illgraben的數值可用，如[69]所述，目視評估所得的粒徑為25cm，此參數可被用於表5.7中II_4和II_6現地數值的d_{90}粒徑。為能夠縮小網孔尺寸，d_{90}粒徑是絕對關鍵的（見[46,109,110]）。

II_3和II_9在下面的互動過程討論並未發揮重大的作用：

- 因為式5.4導出福祿比值出現矛盾，雷諾數$Re=II_3$未列入考慮。因此，在此模型中即忽略黏力。此外，動態黏度η僅能針對小粒徑來加以決定，因此，關於整體土石流混合物的黏度，即難以說明而且經常出現錯誤（見5.4節）。
- II_9影響土石流的過程本身而非土石流和柵欄間的交互作用，渠道坡度土石流的加速過程扮演重要角色，因此，因而被II_1、II_2和II_4間接列入考慮。

5.3.2.1 評估

無因次參數II_1、II_2、II_7通常具有良好的一致性，如表5.7所示，即表示實驗對現地測量的數據具有良好的可轉移性。[46]提供關於單一土石流物質其相關的無因次參數更詳細分析，在實驗中，相較於現地測量，福祿數值通常相當高且發射量相當小，但由於實驗渠道的預先存在條件，這兩者都無法改善。由於較淺的斜坡阻止土石流抵達柵欄的位置，因此，更慢的土石流現象即無法再現。此外，由於發射筒的容量限制，藉此產生的土石流段波其發射量被限制在150公升的狀況下。

II_4和II_5說明土石流的特徵長度，II4說明柵欄填充後其後方的土石流長度，II5是土石流整體段坡長度。由於實驗的發射量太小，因此，在現地測量的數據中，II_5通常比實驗的數值更大[46]。只有使用Trachtbach土石流材料的實驗，所預測的段流量 $v_3 \approx 500m^3$ 與無因次體積呈現良好的一致性。但與實際段流的土石流相比，實驗中的50-150公升發射量通常過小。

II_4/II_5的商數即表示儲留長度對應土石段流總長度的比值，此比值與土石段流的柵欄阻擋效率的分析結果有關。

關於粒徑估計，II6和II8位於相似範圍內，網孔尺寸的縮尺與II8特別有關。

根據[46]，維度分析的評估結果顯示，進行的實驗線性因子Ls在20和30之間，這個值大於Weber[106]對此渠道所建議採用瑞士野溪數值10，但這種不一致的狀況可使用不同的土石，和不同的相關參數評估來調整。

5.3.3 流速和流動深度

每個測得速度值為各個雷射裝置截面測得的平均速度，因此，速度是對應於前緣平均速度U_{front}而非是最大速度。根據第4.4節，可能有明顯更高的現象，雷射裝置1的速度主要根據發射筒的坡度和平滑加速軌道來決定。此外，藉由縮小加速軌道即可增加速度。若土石流在雷射裝置1的水平處遇到粗糙河床的材質時，最初會減速然後形成典型的滾動土石流前緣現象。沿著渠道的後續速度變化取決於測量軌道的坡度，在50%坡度下，土石流向下流動屆達柵欄的過程中即會加速；在坡度為25%時，因為渠道河床出現摩擦力即造成減速現象。坡度為25%時，摩擦力的優勢在50公升的實驗中更為明顯（見圖5.12，b），當土石流加速時，流動深度會逐漸減少[46]（見圖5.12）。這是土石越來越朝向前方擠壓所造成的，這種土石更延長了土石流的持續時間，減速時，流動深度再次增加。由於前緣的土石數量有限，在實驗中無法觀察到這種效應（見圖5.12）。

進行實驗的相互比較時，在所有的實驗中具有較大的發射量時可觀察到較高的流速，對陡峭斜坡情況也是如此。在某種程度上，各種土石也會產生顯著的差異（見圖5.12），這可能是歸因於土石的不同性質，如密度、內摩擦角和內聚力及所用混合物的不同含水量。

5.3.4土石儲留

土石流柵欄應能部份或完全阻止土石流，為此目的，較粗大的成份物石塊，需積聚在固定網，或者固定網下方基部開口需在土石流發生期間阻塞土石流的流動。所選定的固定網尺寸和基部開口高度在土石流堵塞期間，可發揮重要的作用。

此外，儲留量（retention capacity）及固定網後方的空間當然也探討重點，在本文中，發射量/段流量影響重大，若儲留空間耗盡，則剩餘的土石流會溢出柵欄。

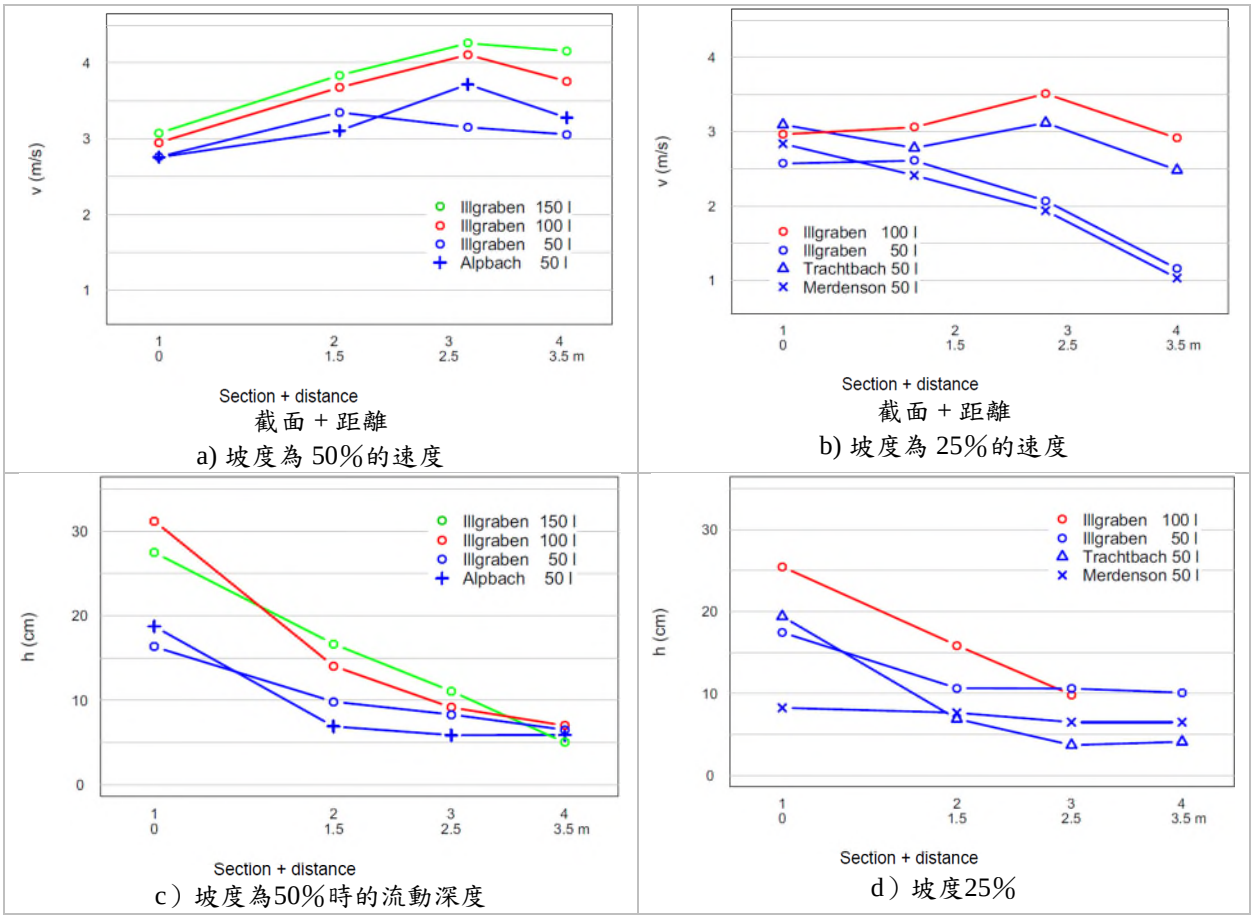


圖5.12：根據[46]一系列實驗的平均值，檢查土石流前緣和最大流動深度的流速。

固定網阻塞（Blockage of the Net）

所有小於或等於4cm的網孔尺寸都可產生良好的阻塞效果，幾乎可完全阻擋土石。大於4cm的網孔尺寸只能夠阻擋部份的土石流（使用Hasliberg的土石作為網孔尺寸的函數，進行土石流阻擋的比較，見圖5.13）。基底開口為4cm或更小時，總會發生土石堵塞固定網的狀況。若選擇較大的基部開口，則不會發生固定網阻塞的狀況，在3cm和4cm排水渠道的實驗中，與不使用基部開口的實驗結果相比，土石堵塞通常會在稍後的時間點發生，土石最初會流經固定網下方（在填充過程開始前）。

關於Trachtbach和Alpbach土石網孔尺寸和基底開口影響，其進一步的具體細節如[109,110]所述。



圖5.13：網孔尺寸對使用Hasliberg土石所看到的土石流阻擋能力的影響[109]：左邊3cm，中間4cm，右邊6cm。

擋土量

隨著網孔尺寸的增加擋土量即減少，但是否具有基底開口或是否為3cm或4cm的高度，則無關緊要。在本文中，只能觀察到填充過程在開始期間受到延遲，更多細節可參考[46]。
柵欄影響擋土量的狀況如下所示：50公升的實驗結果顯示相較於剛性的不透水柵欄，滲透性柵欄的擋土量略減（見圖5.14）。在100公升的實驗中，擋土範圍會廣泛擴散，這主要是因為衝擊柵欄的速度較高所致，衝擊速度越高垂直偏轉的土石量越大，即會溢出柵欄（見圖5.10，第5.3.1節）。150公升的實驗結果顯示硬質柵欄比彈性柵欄出現更多土石量的偏轉。

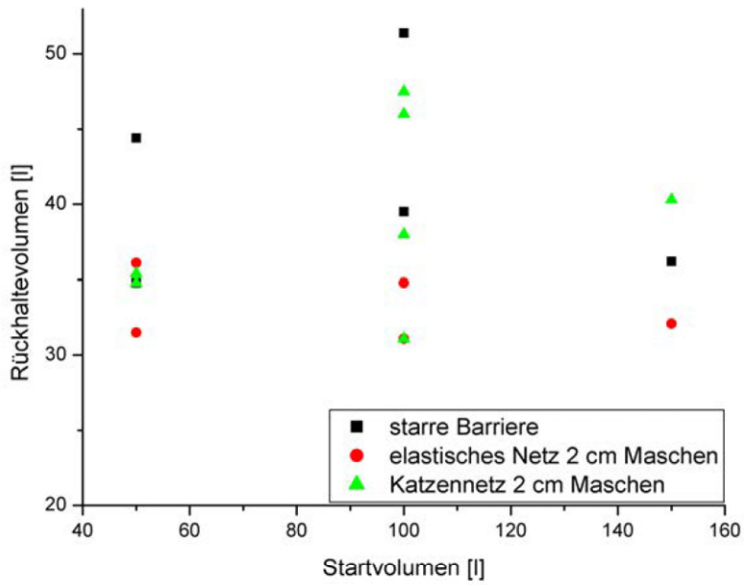


圖5.14：以發射量和柵欄類型（剛性、彈性和伸縮）為變數的擋土量函數。圖例：Ruckhaltevolumen = 擋土量；starve Barriere = 硬質柵欄；elastisches Netz 2cm Maschen = 伸縮網；Maschen = 網孔；Katzennetz =貓網； Startvolumen =起始體積

結語

參考所進行的維度分析，網孔和排水渠道尺寸可被視為與所使用的d_{90}粒徑有關。在本文中，相關參數為

II_8=M/ d_{90}。可惜的是，d_{90}粒徑為25cm的規格是根據[69]中某個事件所訂定。由此可導出：對現地的柵欄而言，M = 30cm的網孔尺寸，其II8 = 1.2；實驗中的網孔尺寸在3到4cm之間，所以II_8 = 1.0-1.3，雖然現場數據應謹慎解釋，但這些數值顯示具有良好的一致性。在任何情況下，網孔尺寸等於d_{90}粒徑直徑時，大多數土石會被儲留，這也適用於現地的柵欄裝設，2005年和2006年的Illgraben的柵欄設施即確認網孔尺寸為 M = 30cm，擋土能力良好（見4.5節）。

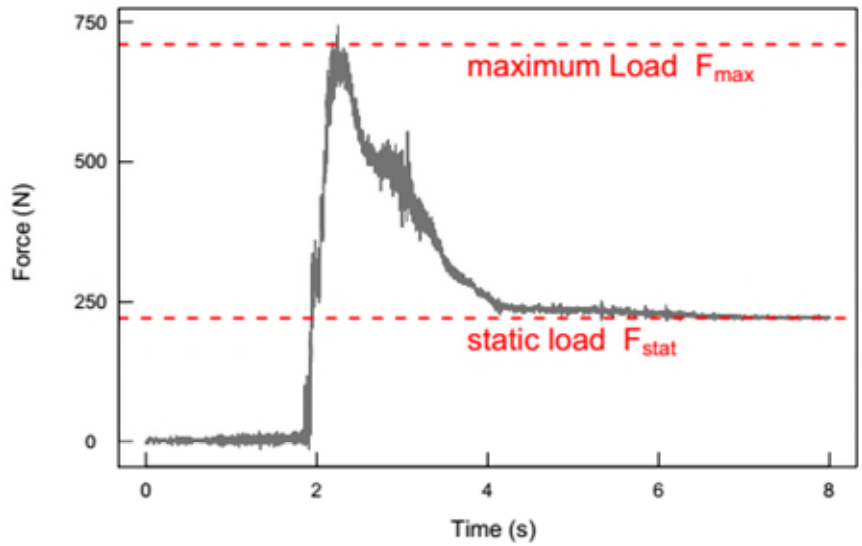
根據[46]，以下狀況即適用於基部開口：若基部開口與d_{90}粒徑直徑相同時，即會時常發生土石堵塞。若網孔尺寸為d_{90}粒徑的兩倍，則實驗結果顯示會發生土石堵塞的狀況（排水渠道的高度為6cm）。在本文中，流動深度h_{fl}具有決定性的作用。流動深度和基部開口的高度之間需具足夠的一致性，可讓土石流撞擊下支撐繩並開始進行楔入的動作。實驗顯示，係數h_{fl} = 1.3•hd仍不夠高，Illgraben的現地測試顯示h_{fl} = 1.5•hd的比值已足夠。

為山區野溪選擇特定的基部開口時，還需考慮渠道河床的類型，若河床由堅硬的岩石所組成，則渠道中的床層不會造成很大的波動；若渠道河床由鬆散的沉積材質所組成，則床層會快速下沉。因此，每次的淹水事件都會快速沖洗柵欄下方的土石，因此造成基部開口的尺寸變大（見第4.3.3節）。柵欄類型對擋土量只對少量的成份物造成影響，不管是剛性或彈性柵欄，會阻擋大致相同數量的土石。但在初始衝擊硬質柵欄期間，土石的垂直偏轉程度比彈性柵欄更大，然後會將這種垂直偏轉的土石導流到柵欄上，但由於隨後的土石運動下，這不會導致土石的擋土量出現明顯不足的狀況。而擋土量測量值深受到自然變異的影響。

5.3.5 應力測量

應力測量是進行實驗的關鍵要素之一，如前面5.2.1.3節所述，藉由測量撬和兩個荷載傳感器平行於流動方向的配置下，即可測量應力的數值。然後，發生的總荷始終與兩個載荷單元的總和值相對應。

實驗證明這兩種不同的應力，一個是流動過程中的土石流動態載荷，這些柵欄需很短的時間內承受載荷。在載荷曲線中，此載荷值即稱為最大載荷值F_{max}（見圖5.15）。固定網被填滿後，即應力測量值回到靜態下應力值F_{stat}的水準。



maximum Load F_{max} 最大載荷	Time (s) 時間
static load F_{stat} 靜態載荷F_{stat}	Force (N) 應力（N）

圖5.15：作用於固定網的載荷為時間函數，如[46]所述，分別顯示其最大載荷和靜態載荷。

本節將根據模型相關的定律說明最大載荷和靜態載荷。

5.3.5.1 最大載荷

最大載荷包括兩種的載荷，一種是土石流停止過程（動量變化）所產生的動態作用載荷，另一種是流入的土石流物質造成的靜態載荷（液壓）。在本文中，從實驗可看到兩種不同類型的填充過程：

- 案例1：在Fr> 2的實驗：第一波決定土石流衝擊期間的F_{max}（見圖5.16，頂部）。在F_{max}的時間點，柵欄上4號雷射裝置的流動深度和填充水平高度顯示仍是第一波的流動深度h_{fl}。在本文中，流體靜壓產生的流動力僅藉由h_{fl}發生作用，即$F_{hyd} = \frac{1}{2}\rho g b h_{fl}^2$，此數值比$F_{max}$更低可忽略不計。
- 案例2：Fr <2的實驗：填充過程在第一波衝擊時即開始，即液壓已在F_{max}時分佈在整個填充水平高度h_{fill}上（見圖5.18），而靜水流動力$F_{hyd} = \frac{1}{2}\rho g b h_{fill}^2$不可忽略。這現象也同樣適用於沒有基部開口的硬質柵欄，在本文中，靜態液壓也適用於整個填充水平高度F_{max}。在此情況下，也需考慮液壓（見圖5.18，底部）。

因此，在大多數的實驗中（案例1），液壓對F_{max}無明顯影響。動態壓力增值的計算$\Delta P = P_{dyn} = \frac{F_{max}}{b h_{fill}}$，是直接根據$F_{max}$的數值算出。在案例2，計算$P_{dyn}$，也需將填充水平面上的靜水壓力列入考慮。顯然，$P_{dyn}$直接取決於速度$u^2$（見圖5.19），這點出流動阻力的液壓問題。在本文中，$F_{dyn} = \frac{1}{2}c_d \rho A u^2$，$F_{dyn}/A = P_{dyn}$，$\Pi_1 = \frac{P_{dyn}}{\rho u^2} = \frac{1}{2}c_d$，以及$c_d = 2\Pi_1$也適用。因此，$\Pi_1 = P_{dyn}/\rho u^2$直接被視為圖5.19中的無因次參數，由福祿數$II_2$表示。Trachtbach土石實驗中，$II_1$值更高具有非常大的凝聚力。但使用Illgraben土石的一個實驗中，也觀察到更高的II_1值。但這個異常值可藉由實驗所使用的土石特性來解釋，這些土石未經過適當的混合，土石中含有大石塊。這些大石塊具有黏土的特性（見Trachtbach）或更大的粒徑，可將這些土石與其他實驗中的土石加以區分。

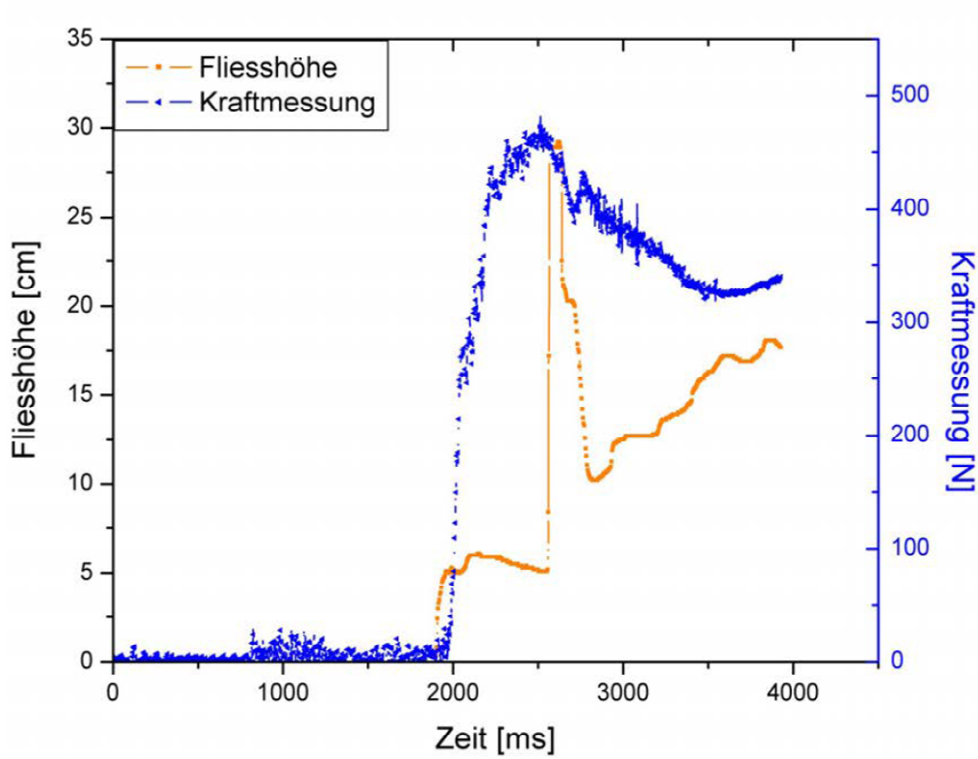


圖5.16：在F_{max}時，只有第一波會施加液壓。圖例：Fliesshohe =流動深度； Kraftmessung = 應力測量；Zeit =時間。

在Fr<2的流速非常慢的實驗中，也可觀察到低II1值。這可直接根據$\Pi_1 = \Delta P/\rho u^2$的定義來解釋，流速較低其動態壓力$\Delta P$也較低，

福祿數Fr≈5較高時，可看到硬質柵欄具有非常低的II1值，此數值可歸因於較高的福祿數具有硬質柵欄的土石顯著垂直偏轉現象，因此動態載荷△P即減少。

實驗中的最大載荷分析通常可顯示以下幾點：

- 動態壓力的增值△P取決於速度u^2，因此較大的衝擊速度導致結構體出現較大的載荷。

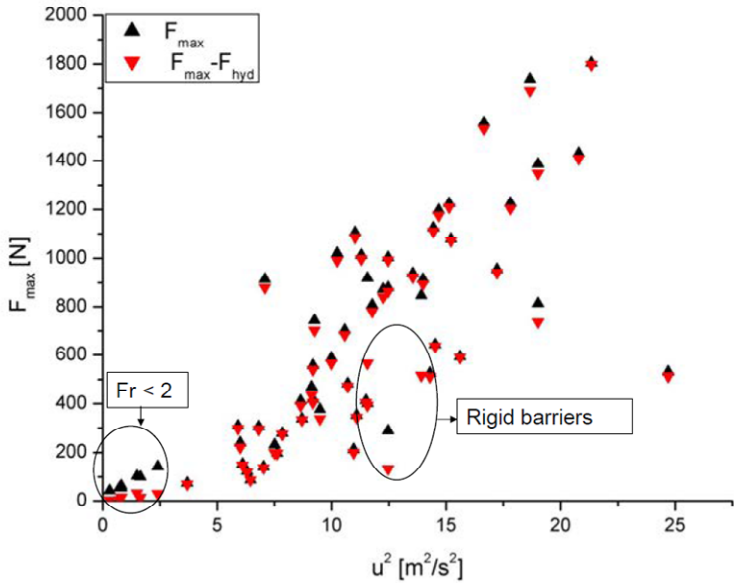


圖5.17：有和無液壓F_{hyd}作用下的F_{max}值

- 與柵欄的交互作用是水力問題，即經過障礙物的液體流動現象，柵欄的擋土量可藉由阻力值Cd來表示，也可用無因次參數來表示，即$\Pi_1 = \frac{1}{2}c_d\alpha_m$，因為柵欄一旦被石塊堵塞就具有相似的Cd值，只有土石流材質本身造成明顯的影響。

- 此外，Π_1屬土石的依變值，使用非常具有黏性的土石可看到更高的Π_1值，即表示除了柵欄的壓力係數C_d之外，還可引入土石參數α_m。即表示：

$$\Pi_1 = \frac{\Delta P}{\rho u^2} = \frac{1}{2}c_d\alpha_m \quad \rightarrow \quad \Delta P = \underbrace{\frac{1}{2}c_d\alpha_m}_{c_p}\rho u^2 \qquad (5.21)$$

Cd是柵欄阻力值，α_m是土石流材質的特定因子，ρ是土石流密度，u是土石流前緣平均速度。$\frac{1}{2}c_d\alpha_m$併入參數cp中，即為特定的壓力係數。本評估遵循先前重力自然災害防護指南[60]及Coussot [21]和Armanini [3]（見6.1節）所建議的計算方法。

- 在高速土石流的流動路徑中，硬質柵欄具有較低的動態壓力係數C_p，這是因為土石流被柵欄側所引導，造成垂直向上的直接偏轉，有時候，在非常高速的土石流其流動路徑中，也可從彈性柵欄觀察到這種現象（見圖5.10）。垂直偏轉降低作用在柵欄上的載荷，也降低ΔP和C_p值，但重要的是應考慮到土石流撞擊到非滲透性的柵欄時，全靜水壓即已發揮作用（見圖5.18），因此，關於總載荷的數值，硬質柵欄不會承受比彈性柵欄更高的載荷。

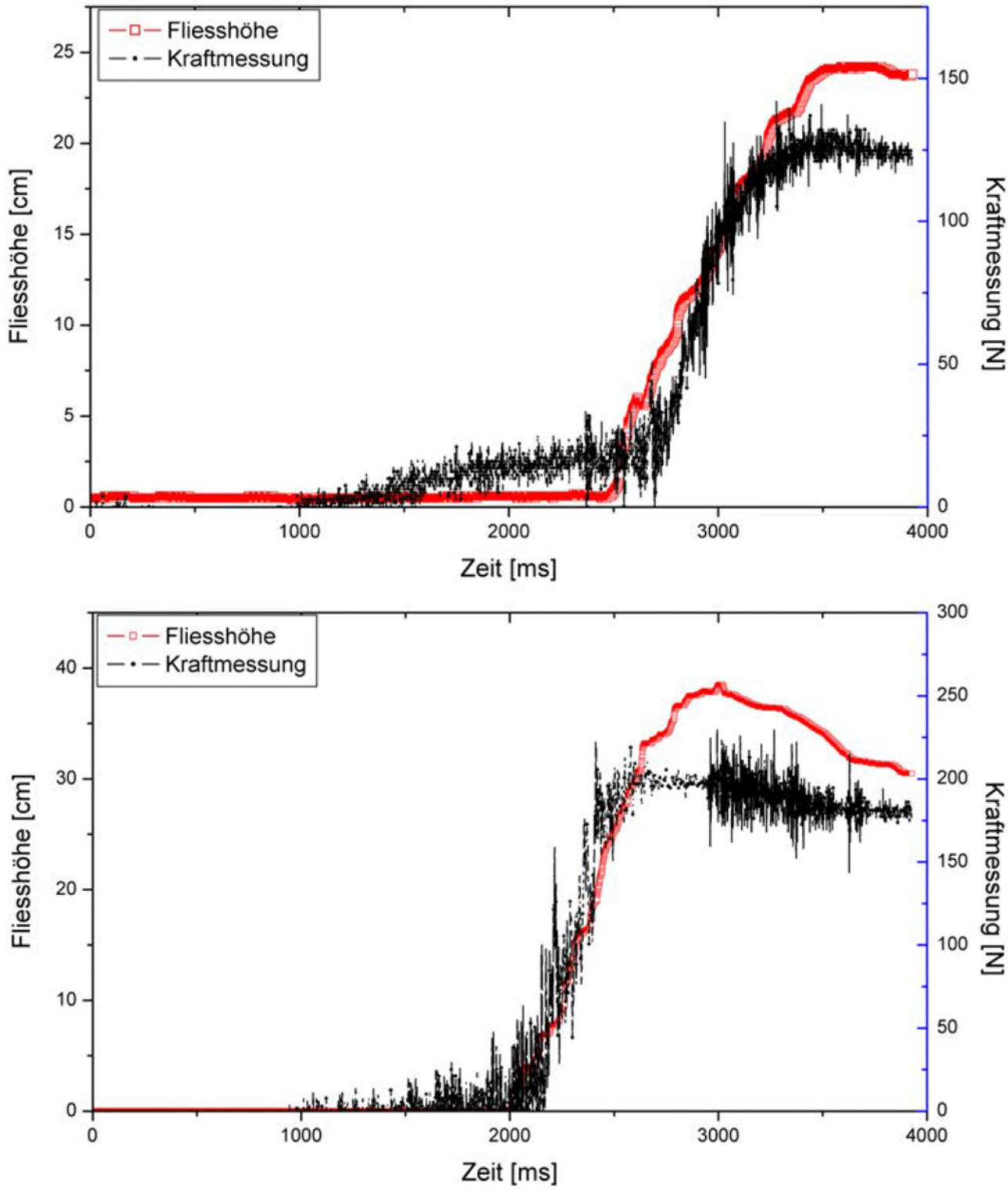


圖5.18：福祿數為1.5的實驗緩慢填充彈性（頂部）和硬質（底部）柵欄，在F_{max}時，整個液位上即施加全部的液壓，圖例：Fliesshohe = 流動深度； Kraftmessung = 應力測量；Zeit =時間。

- 實驗即可測得Cp值，也稱為無因次參數II1，範圍為0.1至0.9之間（見圖5.19，底部）。

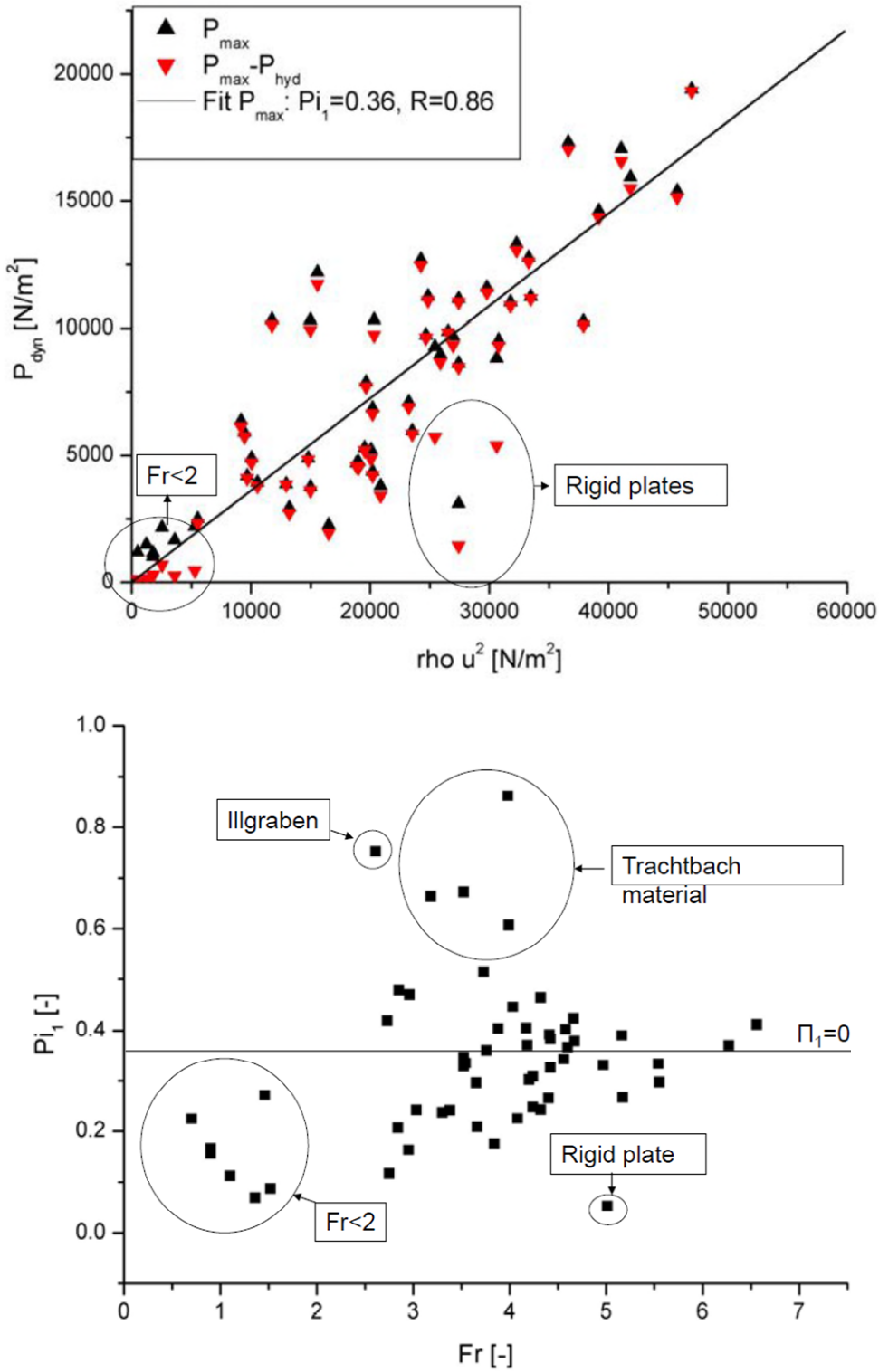


圖5.19：考慮到ρu^2（頂部），在Fr <2的硬板慢速實驗中，P_{dyn}數值較低。因為Fr的關係，II_1使用Trachtbach土石的實驗中即顯示出較高的II1值，對硬質柵欄及較小的福祿數（下圖）即會出現較低的II_1值。

5.3.5.2 靜態載荷

柵欄的載荷曲線顯示從動態最大載荷下降到靜態載荷F_{stat}（見圖5.15），隨著時間的推移，此數值會因排水而略減（見5.3.6節），在流動後，由柵欄後面的土石流材質直接施加靜態載荷：

$$F_{stat} = \int_0^{h_{fill}} P_{hyd}(h) b dh = \frac{1}{2} \rho g h_{fill}^2 b. \qquad (5.22)$$

若土石錐幾乎完全排水時，則靜態載荷會緩慢趨近成主動土壓力。

$$F_{stat\ t\to\infty} = \int_0^{h_{fill}} P_{hyd}(h) b dh = \frac{1}{2} K_{a,h} \gamma h_{fill}^2 b \qquad (5.23)$$

$K_{a,h}$ 是主動土壓係數：

$$K_{a,h} = \frac{\cos^2(\phi+\alpha)}{\cos^2(\alpha)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha-\delta)\cos(\alpha+\beta)}}\right)^2}. \qquad (5.24)$$

角度的定義如圖5.20中說明。

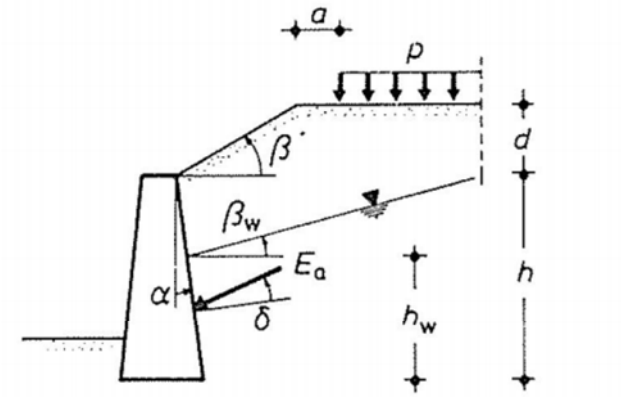


圖5.20：根據[47]，主動土壓的角度定義。

根據5.2.3.5節，$\phi' \approx 40°$ 的摩擦角即得出$K_{a,h}$係數= 0.2。圖5.21中的曲線即表示實驗後，相對於 F_{stat} 、其填充水平面高度 h_{fill} ＜28cm的主動土壓值。

圖5.21確認 F_{stat} 是 h_{fill}^2的依變數，但填充水平高度h_{fill} > 28cm或 h_{fill}^2 >784cm^{2}的實驗中，可發現 F_{stat} 顯著增加。在本文中，這些數值顯著偏離對h_{fill}^2的線性關係，這是因為實驗中出現溢流，雖然正進行填充，但在h_{fill} >28cm的所有實驗中都會出現溢流現象。因此，在柵欄後面的土石密度ρ即增加，這是因為溢出的土石流垂直載荷會壓縮土石顆粒，在此情況下，錐體內的所謂土石流物質包裝尺寸（pack size）增加，因此， F_{stat} 也增加。

根據[46]， F_{stat} 的增加是由於 h_{fill} >28cm的實驗出現較高的速度所致，這些實驗顯示在 h_{fill} > 28cm的實驗中， F_{stat} 的變動取決於u^2。在較高的流速下，固定網後面的土石顆粒也被壓縮，造成 F_{stat} 的數值增加。

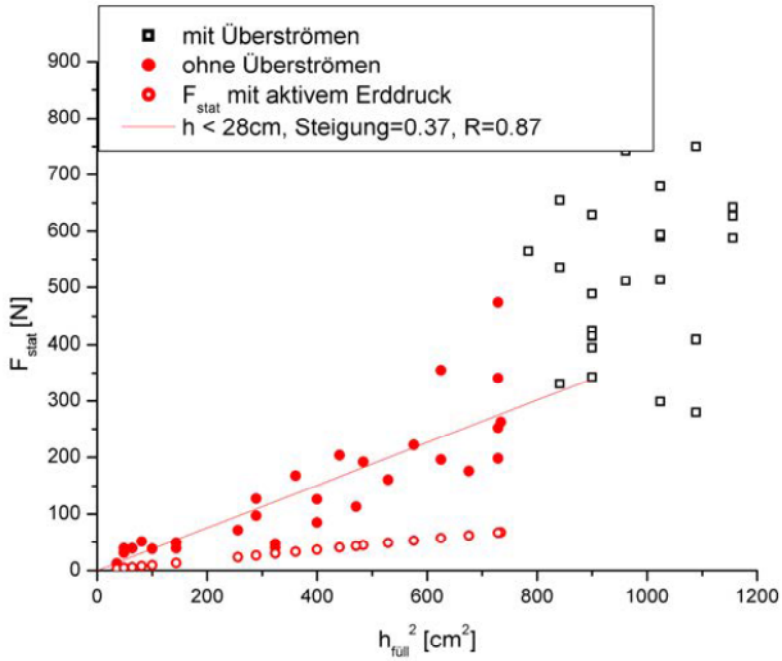


圖5.21：F_{stat}是充填高度$h_{füll}^2$ 函數，分別用於$h_{füll}$ < 28cm（無溢出）和$h_{füll}$ > 28cm（溢出）的實驗。此曲線表示摩擦角為ϕ' = 40°時，即產生主動土壓。圖例：*mit Überströmen* = 溢出；*ohne Überströmen* = 無溢出；*mit aktivem Erddruck* = 產生主動土壓；*Steigung* = 坡度。

5.3.6 排水

為能夠確定Illgraben停止土石流的土石錐其近似滲透率kf，在實驗後立即評估期間t的排水狀況。根據排水量的紀錄，在實驗後立即出現最高值，然後以指數速率迅速下降（見圖5.22），在圖5.22所示的100公升實驗中，可看到的排水量增加，因為在50公升實驗中，與擋土量$V = 31.7l$和$V = 32.7l$相比，柵欄後的擋土量為更高的$V = 57.4l$。關於近似指數的函數，兩個50公升的實驗彼此均相似，實驗編號65中的排水量為q = 12 + 216e-t/10.91，在實驗編號66中為q = 12 + 243e-t/20.78，各自均獲得 R2 = 0.99的測定係數。與實驗編號65相比，實驗編號66中的排水量略增，可藉由擋土錐增加的流動長度來加以說明。

為能夠確定滲透率kf的近似值，需將土石堵塞錐視為多孔介質，為此目的，使用地下水力學領域的計算方法[101]。根據Dupuit的近似解，以非拘限水層的微分方程說明實驗條件，即：

$$\frac{\partial^2(h^2)}{\partial x^2} = 0 \qquad (5.25)$$

h(x)是水面線，實驗不久後錐體上仍然可見（見圖5.23）。將式5.25進行兩次積分並代入邊界條件$h_{x=0} = h_{füll}$得到$h_{x=L} = 0$。

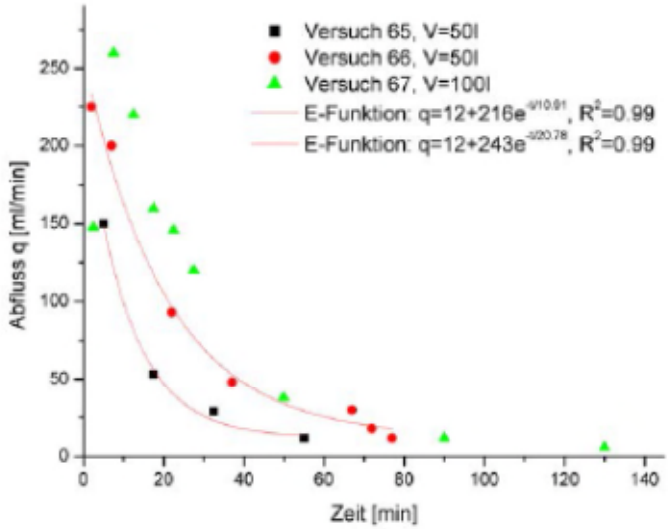
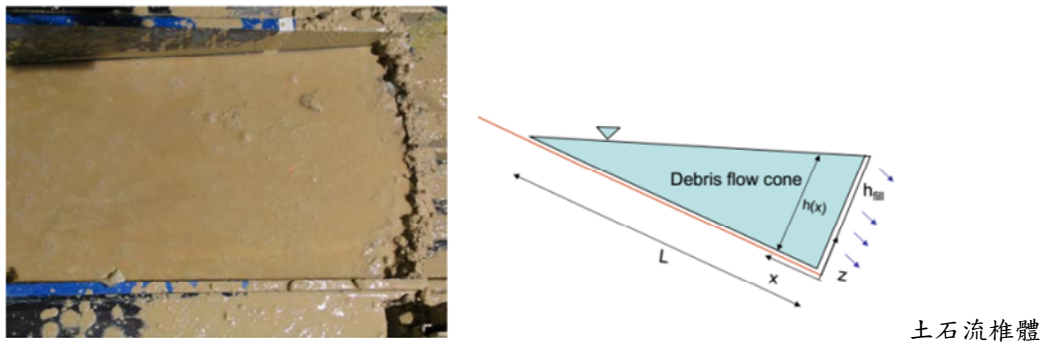


圖5.22：使用Illgraben土石材料和w = 30%含水量，在兩次50公升及1次100公升實驗中，經測量的排水量隨時間的變化狀況。圖例：Versuch =； *Funktion* =功能； *Abfluss* =排水； *Zeit* =時間。



土石流椎體

圖5.23：後的擋土錐水位（左）及用於確定流量的擋土錐的示意圖（右）。

$$h^2 = \frac{-h_{fill}^2}{L}x + h_{fill}^2 = h_{fill}^2\left(1 - \frac{x}{L}\right) \qquad (5.26)$$

根據Darcy定律，即推導出每米寬度的流量和排水量：

$$q_x = hv_x = -k_f h\frac{h}{dx} = \frac{-k_f}{2}\frac{d(h^2)}{dx} \qquad (5.27)$$

若將式5.26代入式5.27並考慮渠道寬度b = 0.3m，則可求出kf的所有值，k_f則變為：

$$k_f = \frac{2q_x L}{h_{fill}^2 b} \qquad (5.28)$$

在錐體表面上仍可看到水面的假設，僅適用於填充過程後的最初幾分鐘，後來的土石變得具有滲透性，如表5.8所示。

表5.8：進行3次Illgraben實驗的滲透率平均值k_f。

實驗編號	時間（累計）[分鐘]	滲透率k_f [m/s]
65	10	$5.5 \cdot 10^{-4}$
66	2	$8.8 \cdot 10^{-4}$
66	7	$7.8 \cdot 10^{-4}$
66	22	$3.7 \cdot 10^{-4}$
67	5	$3.1 \cdot 10^{-4}$
67	10	$5.5 \cdot 10^{-4}$
67	15	$4.6 \cdot 10^{-4}$

根據排水10分鐘後的滲透率平均值k_f，對實驗#65和#67的數值即為kf≈5.5•10-4，對實驗編號66的數值為kf = 6.67·10-4。根據DIN 18196 [31]和DIN 4022 [33]，Illgraben土石分類（圖5.4中的粒徑分佈曲線）顯示d <2mm的粒徑佔土石的50％，而粒徑d<0.06mm佔20％。因此，Illgraben土壤屬GM類型（G =礫石，M =坋土），即（1）屬中等鬆散的土壤，由沙子、礫石、坋土和黏土土混合而成，其中粒徑為d < 0.06mm佔15％以上；（2）軟到半固體的中低塑性的黏性土壤類型，，由不到30％的石頭所組成，直徑d在0.063m和0.3m之間。坋砂混合物的滲透率為$5 \cdot 10^{-5}$至10^{-7} [41]，因此，在實驗中測得的數值為k_f = 5.5 - 6.6•10-4，似乎略高。但這可能是因為固定網上沉積更多的礫石和土石，文獻顯示純礫石[41]的數值為$k_f = 10^{-2}$-10^{-4}，為測量值提供佐證。

5.4 實驗的數值模擬

5.4.1摩擦係數

2.2.3節中的能量守恆分析也適用於實驗，當啟動土石流時，位能轉換為動能和可能的內部能量損失（見式2.22），根據式2.33，內部的能量損失細分為莫爾-庫侖摩擦（乾摩擦）、黏性摩擦和所謂隨機能量所引起的能量損失，這些損失過程可防止土石流的不斷加速讓其在特定時間停止流動。

在4.4節中，摩擦參數$\mu = \tau/\sigma$是根據正常應力σ和剪切應力τ算出，可得知Illgraben當地時間的土石流平衡狀況。

為能夠進行比較，即顯示強度級數μ（order of magnitude）和實驗的各個影響因素，這是為了隨後將衍生的摩擦定律應用到AVAL-1D實驗模擬中，[46]中提供實驗摩擦參數更詳細的說明。

5.4.1.1 實驗中的摩擦參數

在現場測試期間，μ時間是在平衡狀態下測量。在實驗中，對每個實驗而言，μ值可根據3個不同部份的能量守恆來測定其平均值。因為可根據前緣平均速度u_{front}得出動能K，因此每個既經測定μ值均適用於前緣部位。最高流速出現在流動深度最高的區域$h_{fl,max}$，此區域在土石流前緣後即出現，因此適用$u_{max} \approx u_{front}$。由此，μ（根據能量平衡與$u_{front}$測定）可與Wg相比較（根據式2.23確定，$h_{fl,max}$）。

根據圖2.9，將實驗室的土石流簡化為質量m，如[46]中所述，根據式2.22得出質能平衡產生的對應μ值：

$$\mu = \tan(\Theta) - \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g\cos(\Theta)\,s} \qquad (5.29)$$

用θ作為渠道坡度，u1和u2是線段長度各為s的各個雷射裝置平均流速，可針對雷射裝置間的各個部份確定μ值，或確定整個渠道長度的平均值。可看到以下會影響實驗結果的摩擦係數μ係數[46]：

- 土石：具有相同的發射量和坡度，來自Alpbach的土石$\mu(t)$值顯著低於Illgraben的土石，這是因為Alpbach土石的含水量較高（見下面的含水量），相較於Illgraben土石的實驗結果，Trachtbach的土石由於其高內聚力而出較低的μ值。因此，較具黏性的土石具有較低的μ值，可藉由莫爾-庫侖定律加以解釋（見式2.20）。

坡度和發射量：在此情況下，只有Illgraben實驗可相互比較，因為只有這些是採用不同的坡度進行進行。圖5.24概述μ值作為渠道斜率函數的狀況，即表示隨著坡度的增加，*u*值也增加。此外，係數μ ＝θ的穩態流線條顯示，μ ＞tanθ即表示減速，μ＜tanθ即表示土石流加速中。圖5.24證實5.3.3節中的假設：土石流以25%的坡度連續減速，當坡度為40%和50%時，，則不斷加速。

此外，更大的發射量與更低的μ值有關，可藉由流動深度加以解釋，更大的發射量通常與更大的流動深度有關，因此，摩擦值即減少。

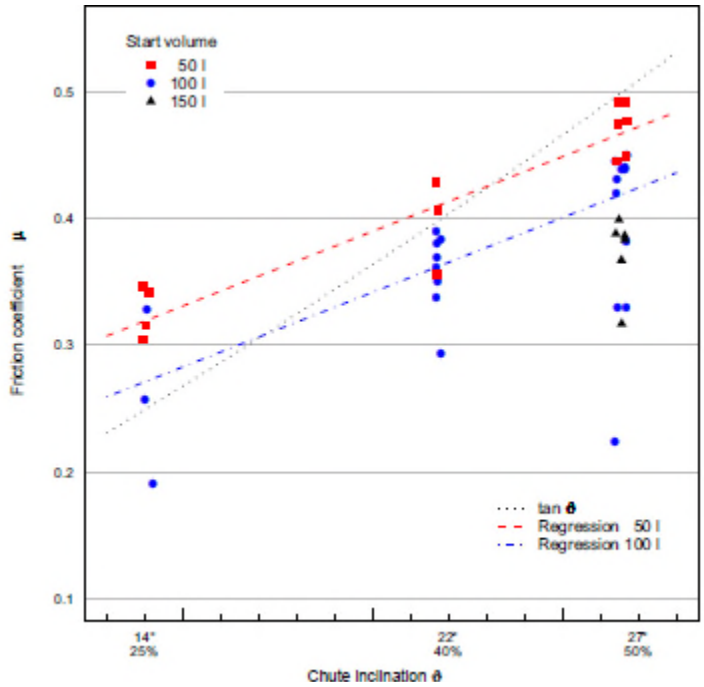


圖5.24：使用Illgraben土石進行實驗時，即可得出可作爲渠道坡度函數的摩擦係數μ 。

- 含水量：在本文中，[46]根據Weber[106]的數據，因為含水量僅在實驗的不同土石間出現變化，Weber實驗所使用的土石是從Silenen附近的Schipfenbach取得，可使用相同的渠道和橫截面進行實驗，只有渠道底層不同而已。因此，μ值不能直接與本研究的實驗進行比較。但有一個明顯的趨勢，就是土石流中較高的含水量與較低的摩擦係數μ有關（見圖5.25）。此外，這些實驗也證實越陡的坡度，μ數值越大（見圖5.25）。

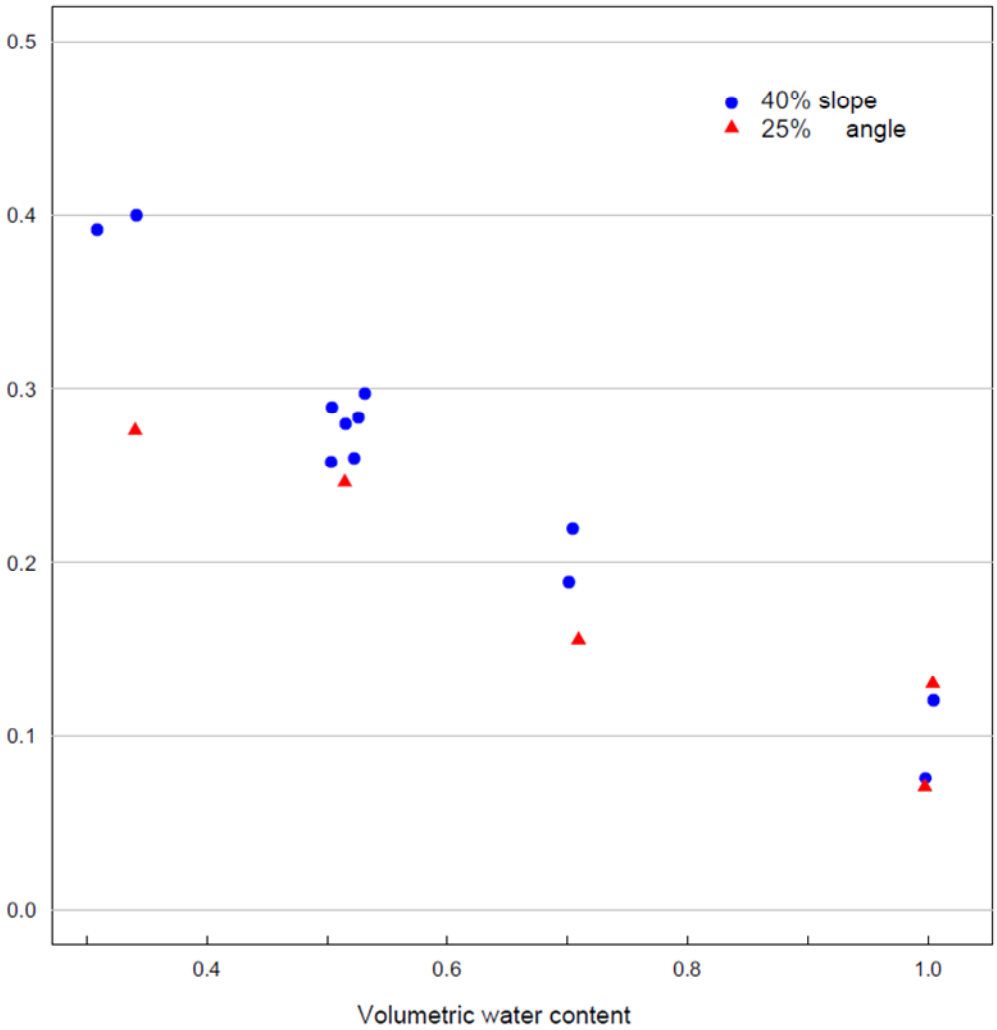


圖5.25：Weber[106]測得摩擦係數μ與來自Schipfenbach土石的坡度為40%和50%，發射量為100公升實驗得出的摩擦係數μ。

- 重力活動率 $\dot{W}_g$ ：為能夠使用式2.23算出 $\dot{W}_g$ ，即平均計算整個渠道長度的流速和最大流動深度，圖5.26顯示較高的作用率 $\dot{W}_g$ 會出現較低的μ值。

- 時間歷程：這裡將討論流動過程中，μ值沿渠道的相關變化。根據[46]，應在渠道的開始流動處觀察沿著渠道出現更低μ值的部位。如圖5.12所示，這是沿著渠道的流動深度所演變的結果，隨著土石流沿著渠道向下移動，流動深度不斷減少而促成μ值的增加，有關雷射裝置各部份 μ 值更詳細的說明可參考[46]。

在Illgraben的實驗結果中也可看到μ值的變化（見第4.4節），在這些實驗中，μ 值在土石流前緣比在下面的土石流尾部具有更高的數值，這也可在2006年10月3日的事件看到此現象。在這個前緣位置時，I值的範圍從0.12變化到0.15，前緣後方的位置處立即減少到0.1（見圖5.27）。可惜的是，由於非常陡峭的坡度出現時間非常短，因此，土石流前緣測得的I值較少，關於現場事件μ值的進一步變化結果及其分析和解釋，可參考[62]。

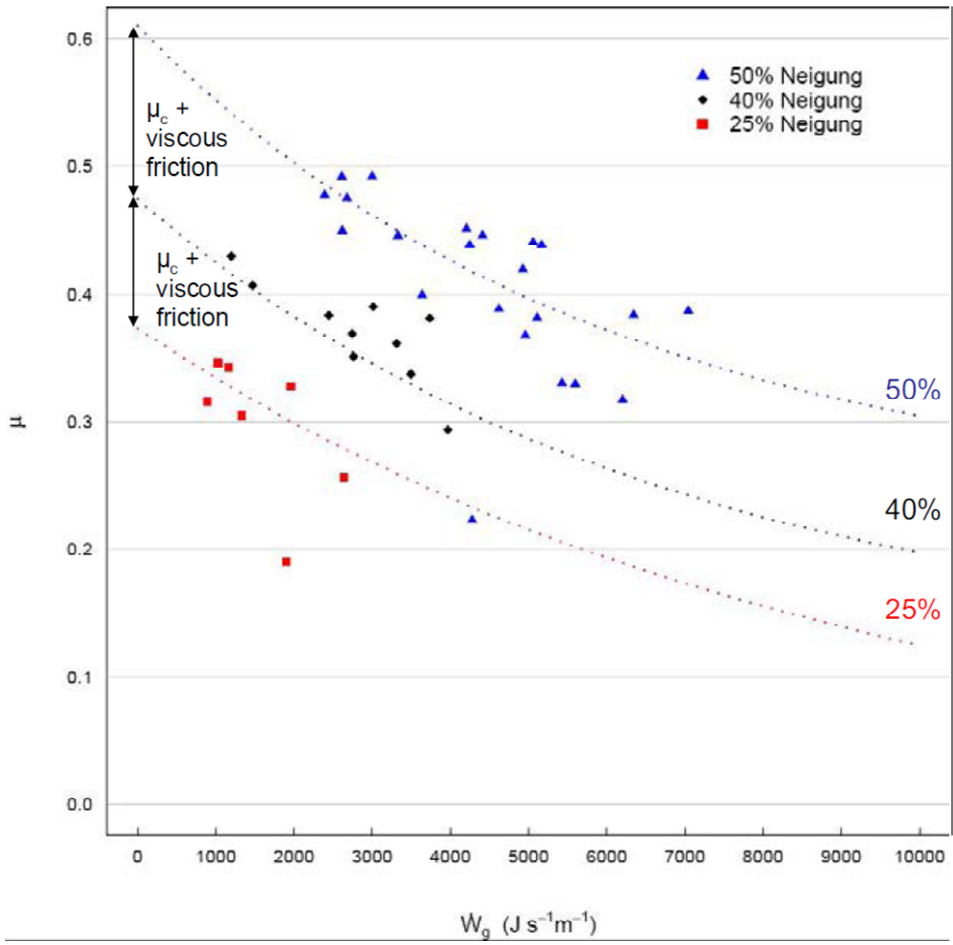


圖5.26：使用Illgraben土石進行時，摩擦力係數μ即為重力活動率的函數，對不同的坡度即調整出5.33的曲線。圖例：Neigung =坡度。

雪崩動力學領域說明μ具有以下的依賴性[6]：

$$\mu = \mu_1 + (\mu_2 - \mu_1)e^{-k'\dot{W}_g} \qquad (5.30)$$

$\mu_1 = \left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_{h\to\infty}$ 為高流動深度時測得μ值的切線值，$\mu_2 = \left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_{h\to 0}$ 是較低流動深度時的切線值。關於μ_1和μ_2的定義，請見[6]中的圖5.27。使用MATLAB（cftool函數）能夠可靠估算具有不同坡度Illgraben土石其式5.30中的參數，曲線如圖5.26所示。但由於缺少數據點，根據式5.30測得μ值非常具有不確定性，因此應謹慎解釋。關於程序和統計背景的詳細說明，可參考[46]。

隨著隨機能量引起的內部額外能量損失，重力活動速率增加，μ值即減少（見式2.34），隨著$\dot{W}_g$的增加，隨機能量也增加。隨著隨機能量的增加，乾摩擦μ即減少（見式2.33）。隨機能量的微分公式（方程2.34）可得出$\dot{W}_g$=常數，因此：

$$R(t) = \frac{\alpha}{\beta}\dot{W}_g\left(1 - e^{-\beta t}\right) + R_0 e^{-\beta t} \qquad (5.31)$$

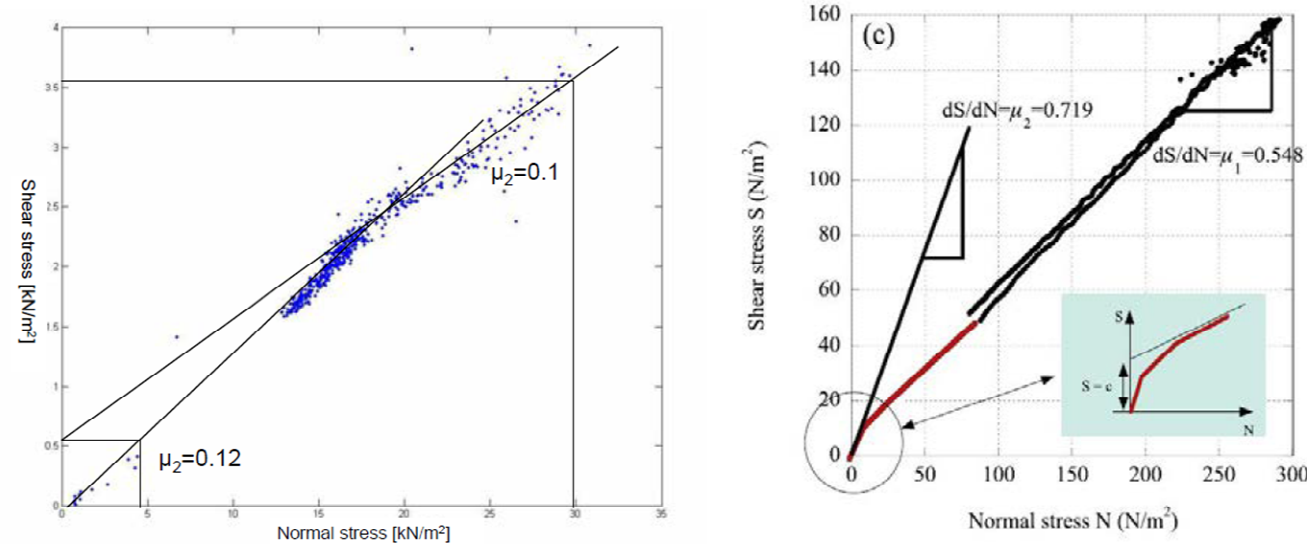


圖5.27：2006年10月3日Illgraben事件測得的μ值（左）及[6]（右）中的μ_1 和μ_2 定義。

$R_0 = R$（0），即時間零點的隨機能量R。$\dot{W}_g \neq$ 常數，R（t）的過程可用於數值計算，對高β值（相較於Δt 的計算步階）而言，式2.34可簡化為：

$$R(t) \approx \frac{\alpha}{\beta}\dot{W}_g(t) \qquad \text{for } \dot{W}_g(t) \neq const. \text{ and } \beta \gg \Delta t. \tag{5.32}$$

將式5.32代入式5.30得出：

$$\mu = \mu_1 + (\mu_2 - \mu_1)e^{-kR} \tag{5.33}$$

在k =α/β的情況下，即摩擦參數μ直接取決於隨機能量R，可惜的是無法直接測得。

此外，圖5.26中的最佳擬合曲線顯示不同坡度下的曲線偏移狀況，較小的坡度造成較低的流速和較小的μ值，較大的坡度造成較高的流速和較大的μ值，即表示式2.33的速度相關黏性摩擦分量，將曲線垂直移動並結合μc，式5.33未考慮這種效應。關於μ-mod，可從式2.33得出：

$$\mu_{mod} = \frac{\tau}{\sigma} = \underbrace{\mu_c}_{Coulomb\ friction} + \underbrace{\frac{u^2}{h_{fl}\cos\Theta\xi}}_{viscous\ friction} - \underbrace{2\lambda'\sqrt{\dot{W}_g}}_{random\ energy} \tag{5.34}$$

當$\sigma = \rho g h_{fl}\cos\Theta$，μc是庫侖摩擦值，ξ是黏性摩擦係數，$\lambda' = \frac{\lambda\sqrt{\frac{\alpha}{\beta}}}{\rho h_{fl} g}$ 是受隨機能量影響的係數。在式5.32中，隨機能量表示為：$R(t) = \frac{\alpha}{\beta}\dot{W}_g(t)$。這個導出的摩擦定律將用於以下的實驗建模。

5.4.2 使用Illgraben土石進行實驗建模

只考慮坡度為25%的實驗，並在AVAL-1D中進行建模，流動過程中的摩擦參數變化由式5.34加以說明。

關於λ'= 0，式5.34說明雪崩動力學中所使用的Voellmy模型[7]，表5.9中提供參數μc、ξ和λ'的尺寸概述。渠道被細分為鋼製的加速軌道和測量軌道，渠道底層由粗糙的鵝卵石所組成。表5.9中的數值即用於Illgraben土石實驗，坡度為25%。關於其他的土石，如來自Trachtbach的土石，ξ值即顯著更高（ξ= 106），λ值顯著更低（λ'= 0.01）。可使用Voellmy模型近似說明這種具有相當黏性的土石，但Illgraben土石無法藉由此模型進行充份的說明（見圖5.28）。

表5.9：Illgraben土石實驗其AVAL-1D模型所使用摩擦參數的尺寸，坡度為25%。

渠道選擇	$\mu_c[-]$	$\xi[m/s^2]$	$\lambda' \left[\frac{kg}{\sqrt{W}s^2}\right]$
鋼材	0.2	10.0 105	0.2
測量渠道	0.37	4.0 105	0.4

柵欄模型

可用的幾何輸入函數非常適合用於表示渠道的幾何形狀，但雖然加速軌道是S形，也只能有線性圖形來表示（見圖5.1）。此外，安裝柵欄的再現和建模是困難的。在本文中，唯一可能的解決方法是將柵欄設定為硬質的幾何不連續形狀，並垂直於河床方向為90°角度。因此，模擬柵欄的剛度讓其更接近於硬質柵欄的剛度而非彈性網的剛度。再者，模擬模型為中度的能量耗散特性，無法精確再現柵欄的特性（特別是彈性柵欄的特性）。

50公升實驗

首先將討論坡度為25%的50公升Illgraben實驗，如圖5.28所示，可看到以下的速度變化，在λ'=0的Voellmy模型也包括在圖中。
結果顯示使用Voellmy模型無法說明土石流動實驗，只測得一個乾摩擦和一個紊流摩擦分量。這也證明式5.34最後一個分量$(2\lambda'\sqrt{\dot{W}_g})$明顯影響流動過程，這些觀察結果顯示土石流過程中的顯著能量損失為隨機能量所造成，此模型似乎充份再現沿渠道的速度和流動深度的變化情形（見圖5.29）。

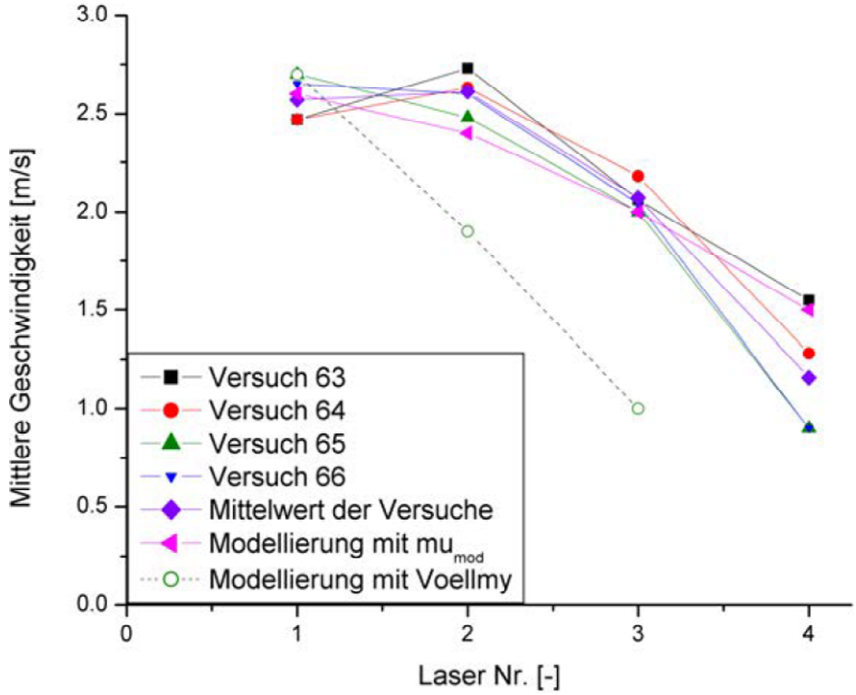


圖5.28：Illgraben土石實驗的速度變化，其坡度為25%，發射量為50公升，AVAL-1D中的模擬值用於顆粒介質，以改進摩擦參數。圖例：Mittlere Geschwindigkeit = 平均速度； Versuch = 實驗； Mittelwert der Versuche = 實驗平均值； Moddlierung = 建模； Nr =不。

此外，將模擬50公升實驗的沉積行為與實際渠道中的沉積行為進行比較（見圖5.30），可看到土石流錐體具有良好的一致性，沉積區的範圍與 $l_{cone} \approx 100cm$ 大致相同，沉積深度也是如此。此外，在渠道中，錐體後面沉積的土石量非常少，在模型和Illgraben土石實驗中都是如此。在坡度為25%的50公升實驗中，已經有1到3公升的土石堆沿著錐體後面的渠道沉積。這在≈10公升的模擬實驗也出現些許此類的狀況，在這些情況下，柵欄後面的沉積行為出現相當良好的模擬成果。

圖5.31即爲50公升的實驗為例子，顯示實驗編號63在每個雷射裝置測量點的流動深度變化，應該注意的是，在加速軌道進行實驗後，無法立即正確顯示流動深度，模擬數值過低。但在實驗中的第二個雷射裝置所測得的數值與模擬值完全一致，讓實驗值和模擬值具有一致性，由於實驗和模擬具有一致的速度變動狀況，雷射裝置3和4在尖峰定時測量效果較好（見圖5.28），但模擬中的流動深度在這些測量點得出的數值略低。

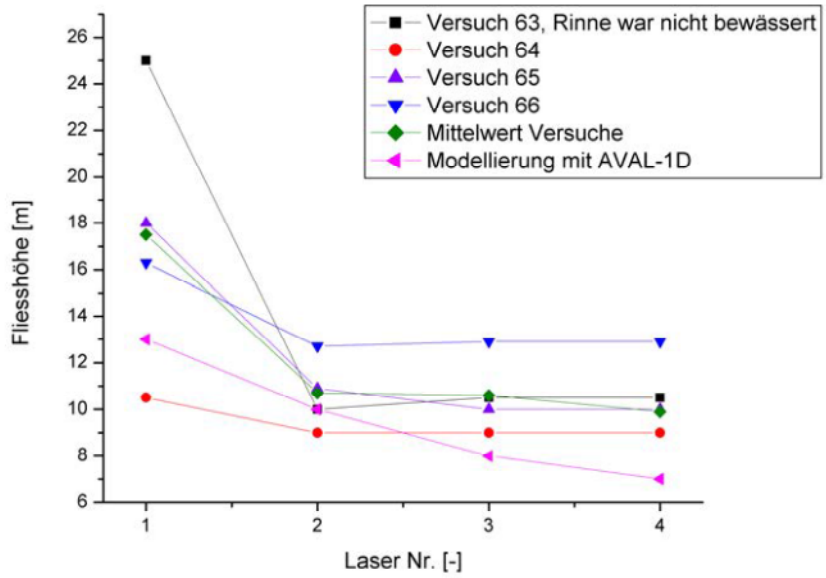


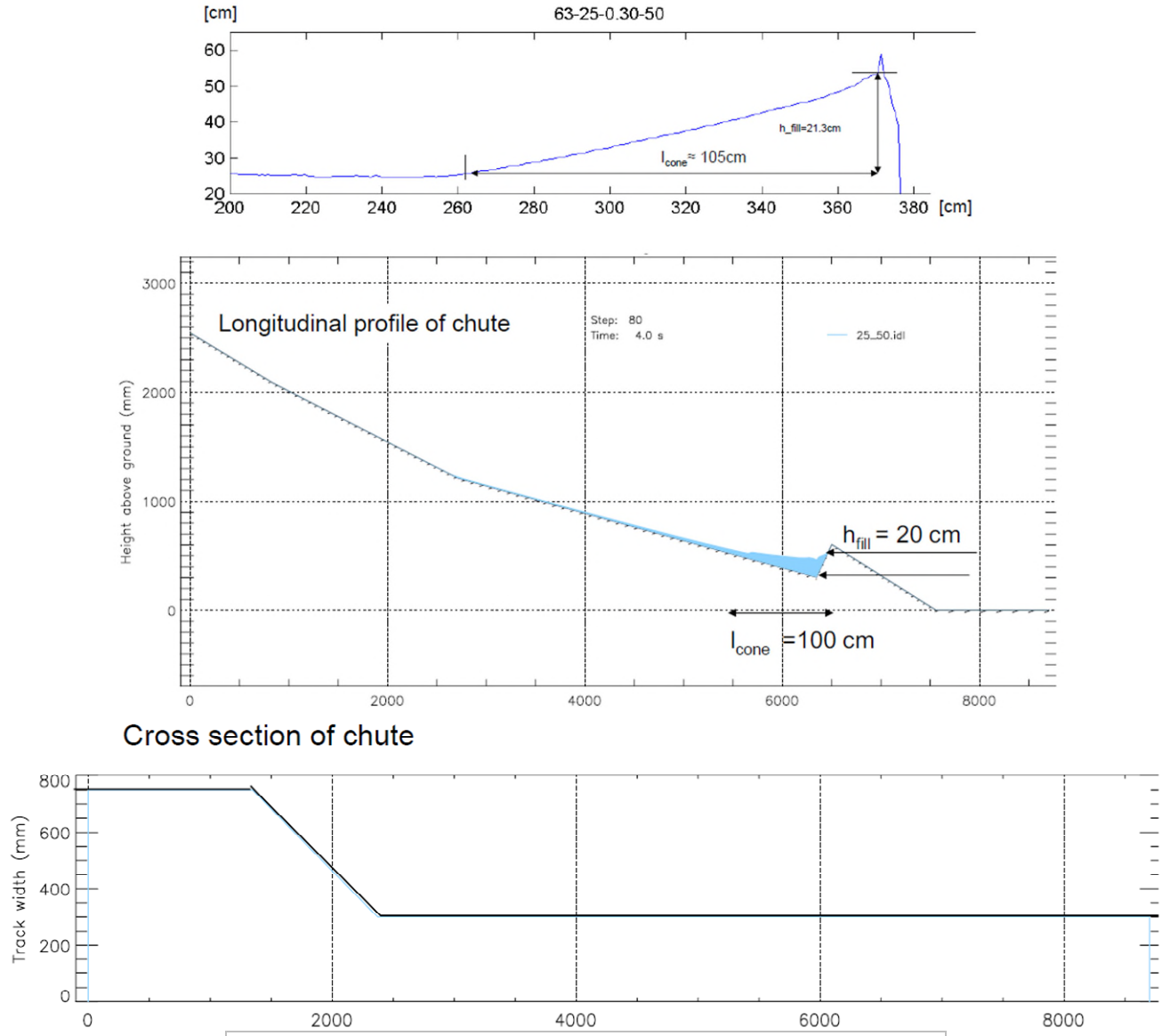
圖5.29：使用Illgraben土石進行實驗的速度發展，坡度為25%，發射量為50公升，而AVAL-1D中的模擬值用於顆粒介質以改進摩擦參數。圖例：Versuch =實驗； Rinne war nicht bewassert =滑道在實驗前無噴發； Mittelwert Versuche = 實驗平均值； Modellierun： 已建模； Fliesshohe = 流動深度；Nr =不。

100公升實驗

100公升實驗中的速度變化，在各個實驗期間都比在50公升實驗的變化更為分散（見圖5.32），實驗編號62是異常值，因為土石在發射筒中放置5分鐘，導致液固相物質分離。模擬中的雷射裝置3和4，測得的速度值比實驗值稍低，相比之下，100公升實驗再次出現速度變慢的狀況，根據式5.34，所使用摩擦參數模型無法用於表示此效應。

但流動深度的變化再次證明模擬和執行實驗間的良好一致性（見圖5.33）。

關於100公升實驗，不會顯示沉積數值，因為數值看起來與50公升的實驗非常相似。相較於50公升的實驗，100公升的一小部份土石在模擬和實驗室實驗都溢出柵欄。但在實驗期間形成的錐體除了在100公升的實驗中出現稍長的外週長度lcone外，變化狀況類似50公升的實驗結果。實驗編號61沿渠道其流動深度的變化如圖5.34所示，證明模擬和實驗間具有良好的一致性。緊接在加速軌道之後的流動深度在模擬中的數值太低，這可能是因為模擬中加速軌道具有不準確的再現性所致。



Longitudinal profile of chute斜道的縱向剖面
Longitudinal profile of chute斜道的縱向剖面
Height above ground (mm)地面以上的高度（mm）
Cross section of chute斜道的橫截面
Height above ground (mm)地面以上的高度（mm）

圖5.30：與AVAL-1D（中間和底部）模擬值相比，Illgraben土石實驗，坡度25%發射量50公升（上圖）實驗中的沉積特性。

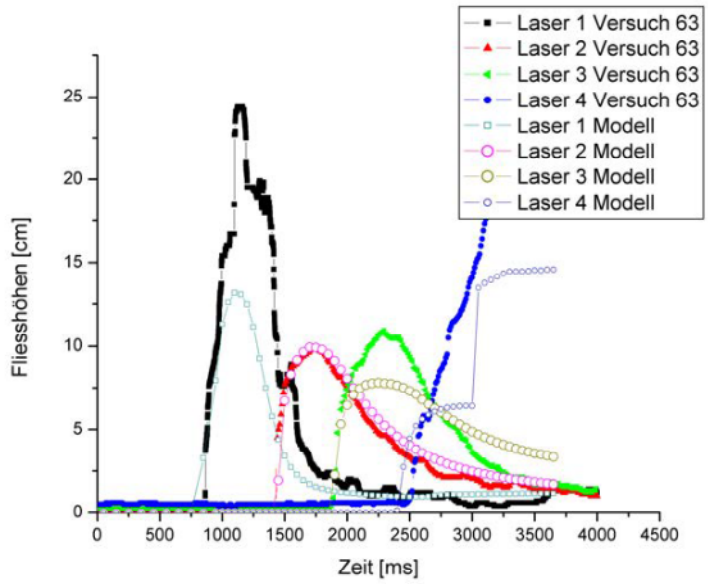


圖5.31：直接在雷射裝置上測量編號63的流動深度，土石量為50公升，坡度為25%，用於模擬AVAL-1D進行實驗。圖例：Versuch =實驗； Modell =模型； Fliesshohe =流動深度； Zeit =時間。

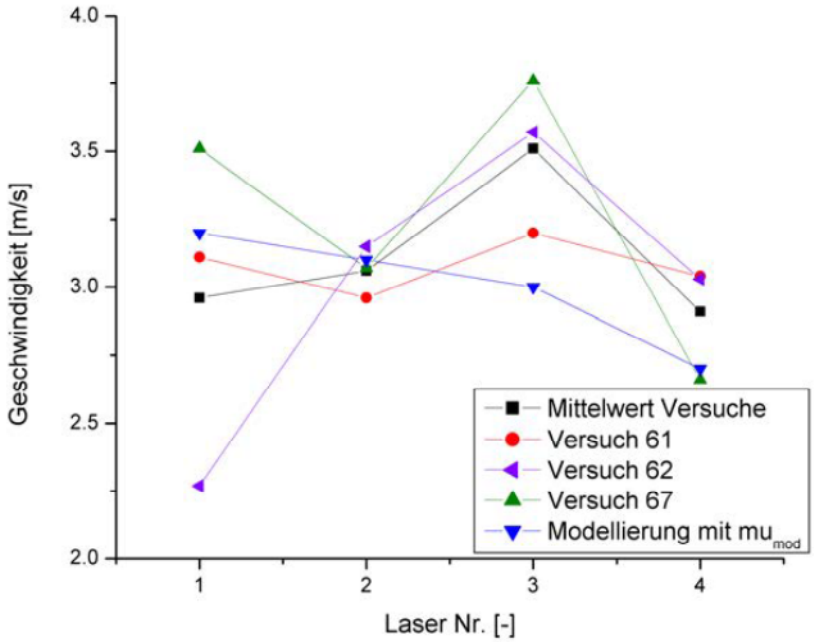


圖5.32：Illgraben土石實驗的速度變化狀況，坡度為25%，發射量為100公升，AVAL-1D中的模擬值用作為顆粒介質的改進摩擦參數。圖例：Geschwindigkeit =速度； Mittelwert Versuche = 實驗平均值；Versuch =實驗； Modellierung mit =建模。

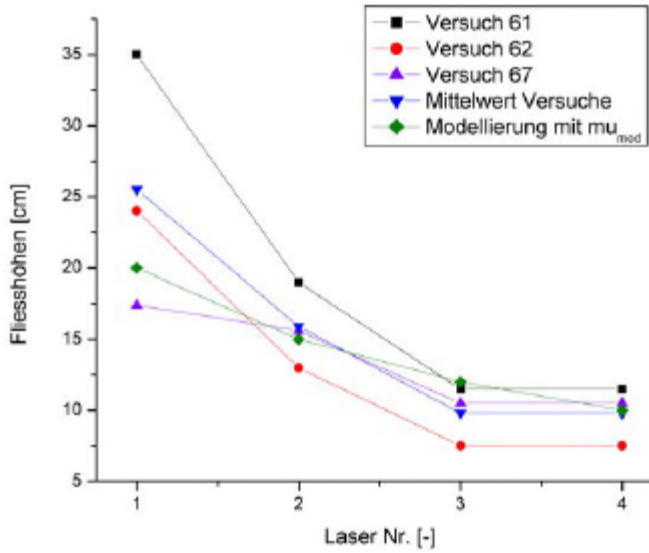


圖5.33：Illgraben實驗的流動深度變化狀況，傾斜坡度25%,發射量100公升，AVAL-1D的模擬值用作為顆粒介質的改進摩擦參數。圖例：Fliesshohen = 流動深度； Versuch = 實驗； Mittelwert Versuche = 實驗平均值； Modellierung mit = 建模； Nr。=沒有。

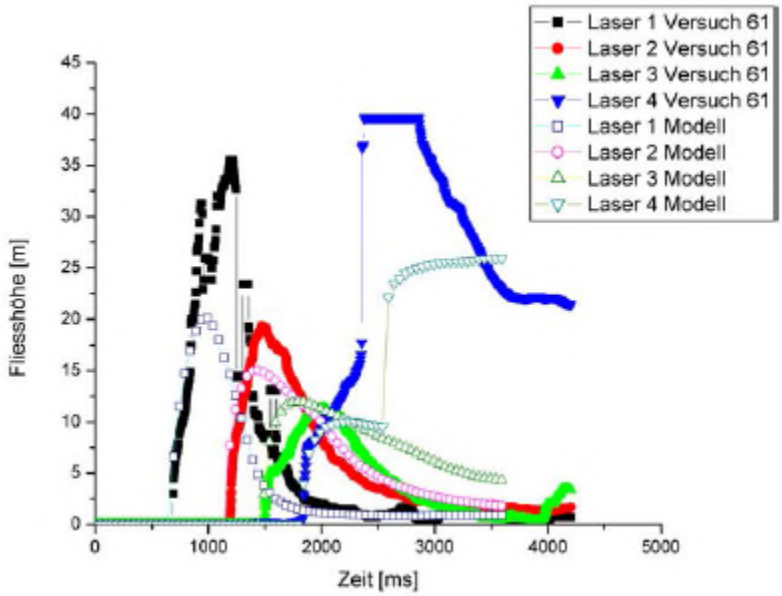


圖5.34：直接在鐳雷射裝置上進行流動深度變化的測量，實驗＃61的土石量為100公升，坡度25%，模擬AVAL-1D實驗。圖例：Versuch =實驗； Modell =模型； Fliesshohe =流動深度； Zeit =時間。

5.5 實驗的說明

5.5.1 將模型應用於實際狀況

對無因次參數進行的維度分析和檢驗，證實實驗內容適用於某些現實的狀況中，這證明實驗和自然發生的土石流其相關的無因次參數之間存在良好的一致性。此外，維度分析也證實相較於實際事件的段流量，實驗的發射量太低。此外，在實驗中得出的福祿數略高。這兩個問題都無法同時解決，在最小的坡度（25%）下，只能藉由降低發射量來得出較低的福祿數。但目視觀察顯示，在流動過程中會出現明顯的土石流前緣段流現象，即表示模型中的土石流前緣區域與自然發生的土石流狀況非常相似。僅有土石流的隨後長度都太短，此結果可歸因於較低的發射量。但土石量前緣的相關性比土石流和柵欄間的交互作用更高，填充過程比隨後的土石尾流現象更具有相關性，後者僅在發生土石量之後才溢出柵欄。

5.5.2流動過程的可轉移性

實驗的土石沿著渠道流動，類似於現地發生的土石流，當具有平緩的坡度和更高的摩擦損失時即降低流速。較小的發射量也導致摩擦力嚴重影響土石流的減速現象，當土石流減速時，其流動深度增加，反之亦然。此效應是因為加速流動的土石流，其中的土石已被拉開而減少了流動深度，為能夠滿足流動的連續性$Q = uA$的條件，h_{fl}需隨著更高的u值和相同的橫截面寬度而減少其數值，相反的效應也發生在以摩擦為主要影響的流動狀態中。

仔細檢查摩擦參數即可發現μ值沿測量軌道出現不均勻的變化，證實Bartelt的假設[5]：在粒狀介質，μ隨著流動深度的增加而減少，也隨著流動深度的減少而再次增加。此外，μ明顯受到土石流含水量的影響，隨著含水量的減少，μ值也減少，因為有更少的空隙被水所填滿，而使顆粒彼此出現較多摩擦。因為可應用的實驗數很少，因此，隨機能量引起的摩擦損失無法得到明確的證實。但出現某種因為隨機能量所致的趨勢，重力活動率$\dot{W}_g$值增加時，μ值即減少。在整個土石流的流動過程中，μ值無法保持恆定，由此發現可看到實驗建模的重要性。

5.5.3 土石流和柵欄間的交互作用

在撞擊柵欄期間的土石流，其流速嚴重影響填充過程和施加的載荷，最大載荷F_{max}及其動態分量$F_{max} - F_{hyd}$與速度u2成正比。在流速非常快的土石流中，F_{max}主要源於土石流波的動態載荷，而流體靜壓僅藉由第一波的流動深度發揮影響作用。相比之下，在流動非常緩慢的土石流中，F_{max}幾乎與柵欄的最大填充水平高度同時發生，在此情況下，靜水壓力顯著變高。在視覺上也可看到流速非常快和流速緩慢的土石流，其衝擊影響具有明顯的差異。福祿數Fr> 2的土石流通常在柵欄處造成垂直偏轉，在最初的流動期間即會溢出柵欄，然後有後續的土石來填充空隙（示意圖可參考圖5.11，右圖。）。具體而言，此效應可藉由蓄積深度$h_{imp} = u^2/(2g)$來解釋，這為土石流的撞擊水平高度hw提供額外的影響。因為$h_w = h_{fl} + h_{imp}$，蓄積深度是根據動能和速度平方值算出，因此，在高速流動時，himp的影響更大。因為影響區域h_w增加，土石流即向上/向外垂直偏轉，關於h_{imp}的討論也可參考第60章[60,3]。流動緩慢的土石流，因為此分量較小，故幾乎未看到明顯可見的垂直偏轉現象。相反地，逆流波會向上游流動（圖5.11中的示意圖，左圖。），這兩種填充過程對後續的載荷模型都至關重要（第6章）。
針對壓力係數和無因次參數II1的檢視，發現壓力係數明顯取決於土石材料。使用相同的柵欄時，即具有相同的阻力係數Cd，Trachtbach土石實驗中可看到更高的II1值，這種土石非常黏稠，顯然這需要與土石有關的其他因素α_m來說明當前的土石流壓力，它可用於反映其黏性，即黏性土石中增加的現象。但此係數可與寬度相關的Cd值組合成特定的壓力參數$c_p = \alpha_m \cdot c_d$，然後Cp值即可對應於實驗中的無因次參數。在所執行的實驗中，此數值的範圍為0.1至0.9。此系列的數值位於較低值範圍內，適用於自然發生的動態土石流載荷計算（見第6章），其他的載荷計算顯示動態數值較大，最大值可達2 – 15 [2,20]。

柵欄的類型對土石流載荷期間也有明顯的影響，撞擊硬質的不透水柵欄時，土石流載荷的動態成份物影響較小，這是因為垂直偏轉效應已增加。在此情況下，土石流的全液壓施加在整個填充水平高度上，因此施加在硬質柵欄上的總載荷不小於作用在彈性柵欄上的載荷，目前並無關於硬質和彈性柵欄其擋土能力的確定結論。

關於幾何特性如網孔尺寸和基部開口，即進行以下的觀察：在M = d90粒徑的網孔尺寸下，土石特性有利於土石堵塞。關於基部開口，實驗證明尺寸取決於流動深度和柵欄底部之間的重疊狀況。在hd < 2/3 hfl的基部開口處，很可能導致土石堵塞，在此情況下，只有土石堵塞的時間會造成嚴重的影響。若排水渠道稍大（接近hd = 2/3 hfl的閾值），則土石堵塞的發生時間會晚於較小基部開口的發生時間，這會造成較早出現堵塞，讓柵欄更快被填充。這些過程在性質上非常相似，因此，實驗結果可直接進行轉移。實驗所使用的幾何參數如網孔尺寸M和基部開口hd，可根據無因次參數II6和II8，將其放大到理想的現地尺寸（見[109,110]）。

5.5.4 模擬的有效性

AVAL-1D模擬證實迄今為止已知的顆粒介質定律，目前的Voellmy模型藉由程式調整進行修改，以便包括其他的能量影響因素：隨機能量。實驗的土石流速度變化、流動深度和沈積特性不能只用乾燥和黏性摩擦（Voellmy模型）來說明，藉由兩個模擬測試即可確定Illgraben土石的模型參數、乾摩擦係數μc、黏摩擦分量ξ和隨機能量λ'。

模擬結果非常符合實驗的結果，但因為是S形的幾何形狀，加速軌道的實驗結果不易再現。因此，在第一次雷射測量得出的流動深度模擬值太低，但後續雷射裝置得出的流動深度數值與實驗得出的流動深度具有很好的一致性。根據渠道和簡化模型柵欄的沉積特性可在模擬中精確建模，水流模擬柵欄無法藉由實驗再現其結果，此模擬提供額外的機會，可用於驗證土石流過程相關的摩擦參數模型。關於土石流的建模，這些研究結果提醒人們，傾斜平面簡化塊模型的μ=常數，但未準確說明土石流其流動相關的問題。

此外，可藉由軟體工具驗證之測試結果，即可證實實驗結果對實際的土石流性質和下一章載荷模型的可轉移性。

6 土石流固定網設計的基本準則

本章簡述剛性結構尺寸在當前的應用狀況，由於彈性柵欄是新穎的土石流擋土方法，故迄今為止可供使用的設計方法非常少。因此，下文將重點介紹彈性結構體的不同設計選項，並討論其適用性和限制性。從現地測試、實驗和水力事件的組合中，即可得出數據，藉此建立新的載荷模型作為設計基部，可再藉由測量數據進行相關的確認。後續的討論內容將先前的評估與新開發的設計評估進行比較，藉此得出未來可靈活設計柵欄的相關結論。

6.1 先前的剛性結構載荷方法

Schlickenrieder[89]的研究，包括詳述過去的土石流載荷計算方法，計算結果與根據土石流實例進行比較，本節將簡要介紹本研究中最常見最相關的設計方法。

6.1.1 Kherkheulidze法

Kherkheulidze的方法是用於計算泥質土石流衝擊載荷的方法[61]，這是計算土石流載荷的首批計算方法之一，顯示出載荷在密度和速度的依變性。Kherkheulidze提出以下的公式，可用於計算泥質土石流-載荷（靜態和動態）。

$$P = 0.1\gamma_c(5h + u^2) \qquad (6.1)$$

$P[t/m^2]$ 是在高度h的土石流平均載荷值，$\gamma_c[t/m^3]$ 是土石流的密度，u是平均速度。他指出此公式適用於1.6-2.3t/m^{3}的土石流密度、流動深度達11m、平均速度u = 14-22 m/s。指定的速度範圍也清楚顯示其範圍，其中包括泥漿土石流，但指定的密度範圍也適用於設計顆粒狀的土石流。

6.1.2 Lichtenhahn法

在關於節制壩檢查計算的研究中，Lichtenhahn [66]指出土石流衝擊期間，靜水壓力會高到7到10倍。實際上，這種應用通常用於設計山區溪流的防護結構體[8]，渠道河床的水壓是最高的，因此土石流的載荷可達：

根據[66]，k = 7-10（實際中的k值：k = 3-11），ρ_w是水的密度。

此方法完全是根據流動深度h_{fl}的土石流參數，因為不考慮流速，也稱為具有動態放大特性的靜態方法，此方法也未明確考慮土石流的密度。

6.1.3 Coussot法

Coussot根據土石流的種類對土石流[20]進行細分，將土石流區分為泥質和顆粒狀的土石流（見第2.2.2節），對泥質土石流提出下列的計算方法：

$$F = \frac{1}{2}\rho g h_{fl}^2 \cos(\Theta)\, b + \rho u^2 h_{fl} b \qquad (6.3)$$

ρ代表土石流密度，h_{fl}是流動深度，θ是渠道坡度，u是衝擊速度，b是河流或結構體的寬度。此計算方法細分為流體靜力和動態分量，流速u也可用福祿數來表示$u = Fr\sqrt{gh}$。因此，式6.3可表示為：

$$F = \frac{1}{2}\rho g h_{fl}^2 b(1 + 2Fr^2) \qquad (6.4)$$

不考慮角度影響因素$\cos\Theta \approx 1$，這種轉變即表示福祿數值為2，動態土石流的載荷已經比靜水壓分量高上8倍。因此，實際上，當福祿數變得更高時，不需考慮流體的靜力分量。

關於顆粒狀的土石流，Coussot提出以下的方法：

$$F = \rho \zeta u^2 h_{fl} b \qquad (6.5)$$

ζ是係數取決於土石流前緣部位的顆粒密度和制動時間t。在此處，Coussot令$\zeta = 5 - 15$，關於衝擊/制動時間，他表示這是介於0.03-2s之間的數值，然後忽略流體靜力的土石流動載荷，以增加顆粒土石流的ζ值。

6.1.4 Armanini和Scotton的方法

計算土石流對剛性結構的衝擊載荷之前，需更詳細研究土石流的動態變化，即流動過程[3]。根據Savage/Hutter的方法[87]，問題可簡化為一維公式，即為深度簡化模型（見第2.2.2.1節），2.2.2.1節中的轉換式2.7和2.9即適用。例如，可針對潰壩的邊界條件進行這些公式的求解，在此處即假設出現具有波速的擾動$c = \sqrt{gh\cos\Theta}$並代入兩個公式中，θ是渠道坡度，因此，即可藉此測定土石流前緣的流速$u_{front} = 2c = 2\sqrt{gh\cos\Theta}$ 。

關於土石流的流動過程，需假設土石流中的前緣速度和土石流本身流速偏離上述公式（見4.4節），這取決於土石流是否因主要摩擦力而出現常見的加速或減速摩擦等狀況。根據Armanini[3]的研究，剛性結構的壓力分佈會出現以下的差異：

若土石流正加速流動（a> 0），重力活動率大於摩擦活動率（$\dot{W}_g > \dot{W}_b$），則在與硬質柵欄撞擊後即會發生土石流的垂直擴展或偏轉。流動動量產生的靜水壓P_{Stat}和動態壓力$\triangle P$作用在結構體上（見圖6.1，a），根據動量守恆定律即可算出土石流的動態應力：

$$F = \rho Q(u_1 - u_2) \qquad (6.6)$$

U_1是沿著流動方向的衝擊速度，U_2是制動過程後的速度。在出現土石流衝擊載荷的情況下，$U_1 = u_{front}$，U2 = 0。Q可用式3.2代替，$Q = uA$即可得出總動量：

$$\triangle F = \rho u^2 A \quad bzw. \quad \triangle P = \rho u^2. \qquad (6.7)$$

$\triangle P$是動壓增值。在此方法中，Armanini未控制體積VC中動量守恆的時間變化，因為此數值相對較小；再者，也忽略$\triangle P$在$\triangle h$上的擴散變化（見圖6.1）。

b）若摩擦活動率較大，即$\dot{W}_b > \dot{W}_g$，則表示土石流正在減速中，這是顆粒狀土石流前緣常見的情況，其中對流動深度即持續減少。撞擊時會反射壓力波，即表示結構體的應變更大（見第5.3.1節關於實驗的壓力波動觀察結果），在明渠中會出現壓力段波（見圖6.1，b），擾流會朝上游傳播。根據[3]，動態壓力可藉由下列的公式算出近似值：

$$\triangle P = \rho u(u + c) \qquad (6.8)$$

c是逆流波的波速，這是段流攔河壩所出現的水力問題[86]，可以使用以下的公式算出深水中上舉波的波速：

$$c = \sqrt{gh} \qquad (6.9)$$

在淺水區使用：

$$c = \sqrt{g\left(h + \frac{3}{2}\triangle h\right)} \qquad (6.10)$$

$\triangle h$是上舉波的波高。如[3]中所述，若未考慮$\triangle h$（因為數值較小），逆流波和土石流載荷的壓力即等於：

$$\triangle P = \rho u(u + \sqrt{gh}). \qquad (6.11)$$

在此情況下，土石流載荷大於狀況a），但壓力增值也與u^2成正比。

c)　若此過程既不是加速也不是減速，則被認為處於均勻的運動（穩態）狀態，即$\dot{K} = 0$，因此，$\dot{W}_g = \dot{W}_b$。在此情況下，無法確定土石段流是否形成，偏轉波或逆流波則可能發生[3]。如有疑問，應假設為標準案例b。

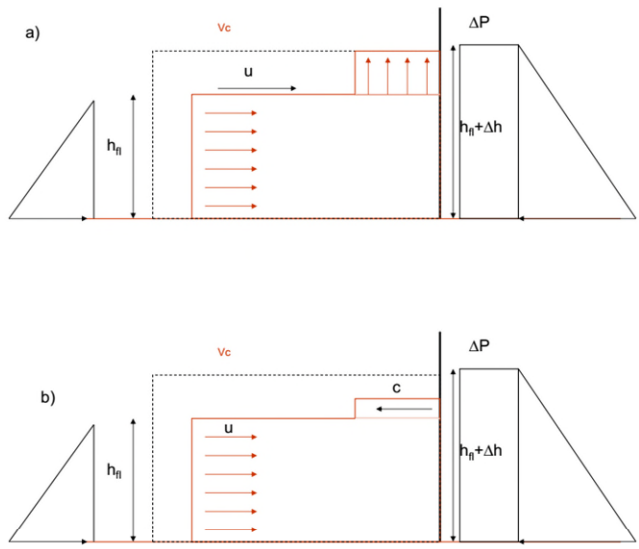


圖6.1：a）黏性土石流向上擴散對柵欄造成的影響和　b）在之後出現反射衝擊波的顆粒狀緩慢流動土石流所造成的影響[3]。

在[1]中，取決於流動深度h_{fl}的土石流載荷可從一個估算式導出，為此目的，Armanini將前緣速度表示為潰壩波擾動的傳播速度$u_{front} = 2c = 2\sqrt{gh\cos\Theta}$.，他將此數值（放大2倍）視為動態的土石流載荷值，代入[2]：

$$\Delta P = 2\rho u_{front}^2 = 4\rho g h_{fl} \cos\Theta \qquad (6.12)$$

除了靜水壓力部份外：

$$P_{stat} = \gamma h_{fl}. \qquad (6.13)$$

這會導致以下的應力：

$$P_{Ar} = 5\rho g h_{fl} \qquad (6.14)$$

或替代應力：

$$F_{Ar} = F_{dyn} + F_{stat} = 4\rho g h_{fl}^2 + \frac{1}{2}\gamma h_{fl}^2 = 4.5\gamma h_{fl}^2. \qquad (6.15)$$

藉由此推導，可將複雜的載荷方法轉化為靜態計算方法，此方法又可用於估計土石流載荷的近似值。

6.1.5 Hübi和Holzinger法

Hübi和Holzinger [49,53]根據實驗得出土石流的壓力公式，為能夠證明其流動特性，即採用福祿數並說明所發生的最大壓力值，藉此定義壓力係數並說明了靜水壓力和動態壓力的狀況。結合上述內容，即導出下列的公式：

$$p_{max} = 4.5\rho u^{0.8}(g h_{fl})^{0.6} \qquad (6.16)$$

p_{max}是最大的土石流載荷值（靜態和動態），ρ是土石流密度，u是流速，h_{fl}是土石流的流動深度。[8]也提出這個關於山洪防護結構體的尺寸公式。

可藉由壓力係數$K_p = \frac{p_{max}}{\rho v^2}$推導出此公式，經實驗檢定校正後，即得出$K_p = 4.5Fr^{-1.2}$ [49]，最初在[53]中為$K_p = 5.0Fr^{-1.2}$。Kp的對應參數為與本研究所定義$\Pi_1 = \frac{\triangle P}{\rho u}$類似，此參數考慮動態分量△P而非最大載荷值（見5.3.5.1）。
式6.16得出壓力值K_p明顯高於福祿數（Fr <2）流況的壓力值。

6.1.6 州級建物保險（GBV）

由於缺乏土石流載荷方法的相關技術設計要求，瑞士州級建物保險機構已為規劃者和工程師發佈相關的指南[60]。這些內容是根據先前的和聖加侖的建物保險指南所製作的內容，瑞士所有各州的版本都考慮採用支持SIA關於結構體的最新標準，但目前沒有正式的授權要求須遵守準則。

州級建物保險GBV指南中的土石流載荷值計算方法類似Coussot[20]的計算法，它可從雪崩動力學的公式得出。動態載荷所產生的壓力值取決於流速u、密度ρ和動態係數α，即可得出土石流載荷值的公式：

$$q_f = a\rho u^2 \qquad (6.17)$$

其中 a = 2即表示為細粒狀的土石流， a = 4表示顆粒狀土石流。

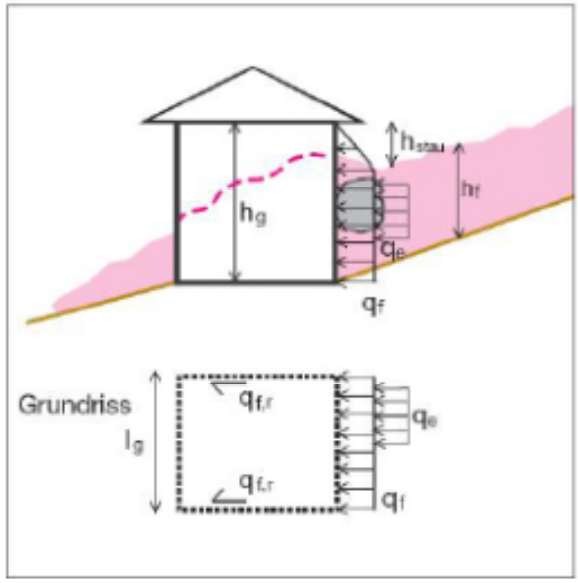


圖6.2：土石流對建物的影響，qf 是土石流的動態載荷，qe 是單次碰撞的準靜態等效載荷，qf,r 是作用在側壁上的摩擦力[60]。圖例：Grundriss = 水平投影。

在式6.17中，還需考慮土石流靜水載荷。此外，根據[60]，還需考慮個別石塊造成的影響。關於計算得出的集中載荷、影響因素、整個結構中的空間分佈，可參考 [60]的第81頁，8.6.6.2節設計實例內容已研究環網柵欄支撐繩其單次衝擊的影響分析。

關於載荷分佈，土石流載荷在高度hfl上均勻分佈，根據動態壓力 $h_{tmp} = u^2/(2g)$ 進行線性估算（見圖6.2）。應針對最不利的位置算出集中載荷，本研究不討論土石流在平行於流動路徑上關於其結構體的摩擦力（詳見[60]），此應力分量與垂直於流動方向的土石流柵欄設計無關。

6.1.7瑞士施工標準SIA

一般來說，瑞士（SIA）和德國（DIN，見6.1.8）都未針對土石流載荷提出具體的施工標準，上一節中的州級保險[60]指南即擴充瑞士SIA標準應用範圍。

在SIA 261/1 [93]中，土石流具有特殊的衝擊影響，根據聯邦建議指南，這些通常藉由危害強度地圖加以記錄。根據30、100和300年的重現期，SIA 261/1將土石流細分為兩個強度，即中度和強度的土石流：中等強度的土石流與h_{fl} < 1m的流動深度和u <1 m/s的流速具有相關性；關於強度的土石流，其流速和流動深度都高於這些閾值。

根據SIA 260 [91]和GBV，推導出以下具有適當安全係數內容的設計概念，如圖6.1所示。

表6.1：根據SIA 260 [91]GBV [60]對土石流載荷造成影響的安全係數

重現期	安全係數Yf	衝擊影響
1 - 30 年	γ_f=1.5	Fd[1]
30 - 100年	γ_f=1.3	Ad[2]
超過100年	γ_f=1.2	Ad[2]

[1] 根據第4.4.2.1段SIA 260的正常衝擊影響Fd

[2] 根據第3.2.2.8段SIA 260的特殊影響Ad

然後即可算出衝擊力F_d或特殊衝擊力A_d的額定值如下：

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \text{ or. } A_d = \gamma_f A_{rep} \qquad (6.18)$$

以F_{rep}的數值代表強度，A_{rep}代表非常強烈的土石流衝擊力，土石流衝擊需根據GBV指南的載荷計算方法來測定。

GBV提出的設計概念與SIA 261/1 [92]相矛盾，後者指出土石流應始終歸類為特殊影響。因此，根據表6.1，只考慮γ_f = 1.3和γ_f = 1.2和大於30年的重現期，第8章說明有關環網柵欄的建議設計概念的進一步資訊內容，接著針對GBV提出的安全係數進行批判性的分析（根據SIA）。此外，有關所需安全參數的問題，說明這項研究未來的發展狀況。

6.1.8德國工業標準DIN

德國DIN標準未明確考慮土石流載荷，在德國，根據巴伐利亞環保處的看法（見第6.1.2節），檢查節制壩是根據Lichtenhahn [89]的載荷計算方法所設計的。

撞擊側的安全係數取決於土石流是否被定義為特殊衝擊Ad，或不利的可變衝擊（工作載荷）。

- 根據DIN 1055-9 [28]，特殊影響通常具有較短的作用時間和較低的發生機率。在此處，$\gamma_A = 1.0$ 的$A_d = \gamma_A A_k$ 是適用於衝擊狀況（根據DIN 1055-100 [27]）。此外，需以$\gamma_G = 1.0$ 的形式考慮靜態載荷所引起的連續應變，並與非常載荷相結合進行相關的考慮。
- 若土石流的影響非屬特殊影響而被歸類為可變影響時，則安全係數變為$\gamma_Q = 1.5.$ 。在這裡，需使用$\gamma_G = 1.35$來考慮永久載荷的數值。

6.1.9硬質柵欄載荷方法的評估

土石流的載荷方法通常可細分為3種。

- **靜態法**（static approaches）只考量土石流的流動深度是計算中的因變量（見Lichtenhahn的方法[66]），密度和流速未考慮在內。然後，根據靜態水壓的數值放大，即可算出動態土石流的載荷，其參數值為3-11。

- **混合法**（mixed approaches）在此處讓流體靜力和動態土石流載荷都藉由離散變量的形式來考慮（根據Kherkheulidze [61]、Armanini / Scotton [3]的方法，以及根據Coussot的泥流法[20]）。因為後一種的混合法根據物理定律，所以分別考慮兩個分量（靜態和動態）。關於動態分量，所有方法都包含平方速度，因此得以標示為動能。

- **動態法**（dynamic approaches）通常只計算土石流載荷的動態分量，靜態分量需單獨考慮（見GBV的方法[60]）或因為動態分量被放大而忽略（見Coussot的顆粒土石流法[20]）。此外，有些方法考慮到兩者，因為這是根據所記錄的最大壓力值進行計算，如Huebl/Holzinger[8]的方法。

圖6.3提供硬質柵欄載荷計算法的結果比較，在此處，很明顯的是從一定的速度範圍（u> 10m/s）開始，所有靜態法所得出的結果都低於混合法和動態法。在所有取決於速度（混合和動態）的計算法中，Kherkheulidze的方法得出最低的結果。到目前為止，使用GBV方法可獲得最大的載荷值，即採用α= 4的數值，這在物件保護指南[60]的範圍內，這個值可能是在合理安全的範圍內。

到目前為止，Coussot法[20]尚未進行比較，他建議動態係數應放大為5-15，然後即忽略靜態分量。此外，此方法與GBV法相同（就所考慮的變量而言），但比GBV法得出更高的數值，因此考慮採用係數為4的動態放大值。

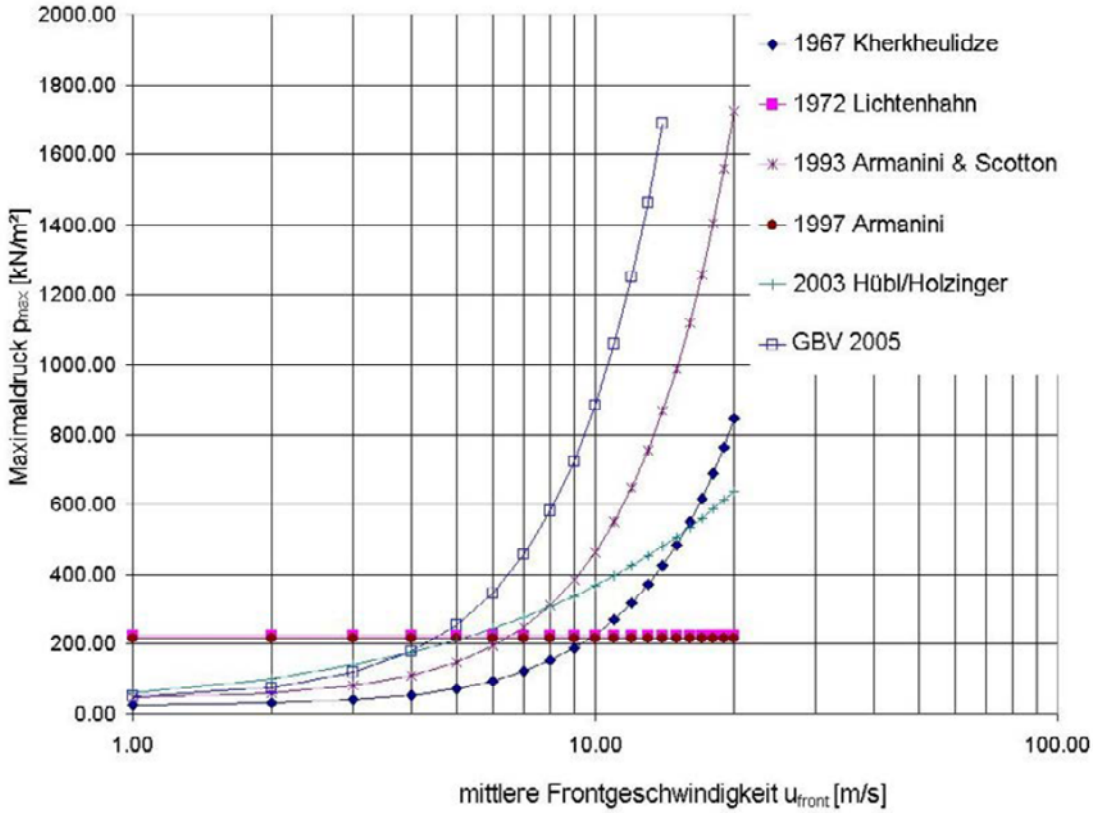


圖6.3：根據[89]，平均密度為2100 kg/m^3，流動深度為2.1m的硬質柵欄的不同土石流載荷比較。圖例：Maximaldruck = 最大壓力； mittlere Frontgeschwindigkeit = 平均前緣速度。

Huebl和Holzinger的方法[53,49]在影響期間可從測量值導出壓力係數，後一種方法與5.3節實驗中的測量值比較後，顯示這是安全的方法（見圖6.4）。

施工標準很少列舉土石流的載荷方法，考慮到結構體的預期用途，可將土石流載荷視為特殊設計，視為經過明確設計的土石流的防護結構體似乎是不合理的。發生機率太高即無法選擇特殊的設計情況，安全係數的選擇將在第8.6節的樣本計算中討論。

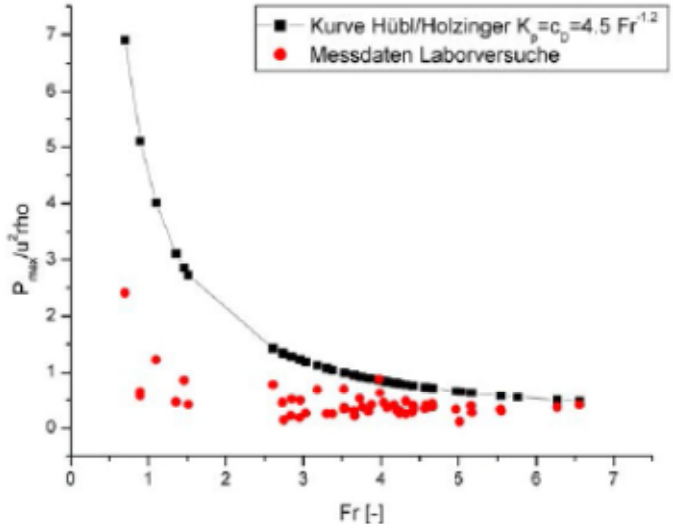


圖6.4：根據Huebl和Holzinger的方法可比較實驗的CD值，與圖5.19相比，這裡的P_{max}採用II_1而非ΔP。
圖例：Kurve = 曲線； Messdaten Laborversuche = 實驗的測量數據。

6.2 彈性柵欄的方法

迄今為止，只有少數的方法可用於彈性柵欄的土石流載荷計算[82]。若正確考慮問題，則需藉由FSI[1]計算求解[104,107]。環網柵欄在填充過程中會變形，在每個時間步距△t即形成流體的新平衡條件，藉由確定準靜態等效載荷，在以下的載荷方法和計算方法中即可避免這種較費力的計算過程。

6.2.1 落石效應與土石流的比較

土石流對環網影響的明確差異在於土石流流入所形成的載荷，在很寬的範圍內會造成有效載荷。此外，作用時間和填充時間比落石在彈性柵欄的接觸時間更長，其動態性更小。這些方面已藉由相關的墜落實驗得到證實，這些實驗在Franke[42]的研究有更詳細的說明。表6.2概述彈性柵欄上的落石和土石流載荷差異。

表6.2：落石和土石流對彈性柵欄影響的比較。

	落石	土石流
影響效應	集中載荷	分佈載荷：土石流載荷 集中載荷：塊體的單獨影響
活動期間	0.2 - 0.5 s	1 - 90 s
過程	單一影響	段流填充
變形	5 - 12m	2 - 3m

下面的載荷方法未考慮石塊的單獨影響，因為已在落石柵欄的環網柵欄設計中對其進行徹底的研究。許多研究和應用已顯示，在所提供的環網能量類別中可防止石頭的個別撞擊[103,45]，使用攔阻木材用的環網進行樹幹單獨衝擊實驗即顯示，環網可阻擋高達2500焦耳的動能並可直接在支撐繩上阻擋高達700焦耳的動能[83]。關於石頭在土石流中的單獨衝擊等效載荷計算法，可採用GBV法[60]，而根據動能數值進行計算（質量m和石頭的流速u）。8.6.6.2節中的設計即討論石塊在支撐繩塊的單獨衝擊影響。

[1] 流體–構造物的互動計算

6.2.2 測量繩力效應的反推計算

本節說明纜繩的物理性能，並說明繩索公式的背景及其近似求解的內容。關於不同形式的有效載荷（均勻分佈載荷、拋物線載荷和三角形載荷），可用於確定繩索載荷和變形並與測量值進行比較（見第4.5.3節）。

6.2.2.1 繩索的力學性能

關於纜繩，可假設是具有理想彈性的，只能吸收拉力。雖然會出現輕微的彎曲剛度，但與軸向剛度相比這是非常小可被忽略的數值[72]。

繩索在加載下的變形狀況如下：

• 彈性應變（elastic strain），在載荷移除後出現可逆現象。

• 塑性應變（plastic strain），加載後出現不可逆的現象。

• 流變應變（rheological strain），因長期載荷下的蠕變而發生。

初始加載後的塑性應變對鋼絞繩非常重要，這是因為各別纜繩間的間隙所致，這些間隙在初始加載期間因為應力集中因此導致塑性應變。所以，繩索的典型應力應變曲線在初始加載時呈非線性的變化，僅在重複加載後才會出現線性應力-應變的關係。關於此區域，**繩索彈性模量**（rope modulus of elasticity）即定義為正切（tangent）模量或正割（secant）模量[40]。關於該研究內容的進一步計算，絞合繩索使用1.28×10^{11} N/m2的彈性模量。由於支撐繩中的制動元件導致過大的伸長量，因此明確得知如何決定載荷範圍並不重要，因為相比之下，彈性應變的數值非常小。此外，繩索在安裝前通常不預先加載。

假設繩索的鬆弛量也是繩索安裝的重要變量，即可假設繩索的鬆弛量l_d在跨度l的$l/30$和$l/50$之間[39]，然後探討所得出的兩個載荷值其間的差異。在此處可發現到支撐繩制動器的伸長量，相較於初始鬆弛量，更明顯受到繩索載荷的影響。

6.2.2.2 繩索公式

在任意的載荷$q(x)$下，繩索的軸向剛度為EA，初始階段和結束階段的各個繩索長度間存在以下的關係：

s：最終狀態下的繩索長度

$s_0 = l + l_d$ ：初始狀態下的繩索長度，l是跨度，

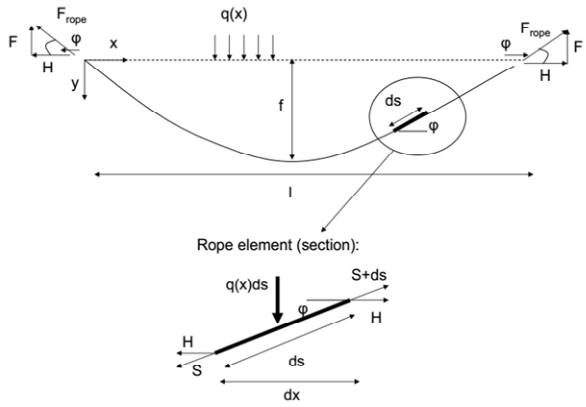
$l_d = l/50..l/30$ 鬆弛量

Δs：繩索長度的彈性變化

Δs_t：溫度變化引起的繩索伸長量

承載力F和H在兩側均相等（見圖6.5）。繩索各部份的彎曲力矩M為零的假設，即表示：

$$M - Hy = 0 \qquad (6.19)$$



Rope element (section) 繩索元件（區段）

圖6.5：繩索在任意效應下，均勻分佈的載荷、應力作用及繩索元件的相關細節。

出現最大鬆弛量f時：

$$f = \frac{max M}{H}. \qquad (6.20)$$

但向量f在載荷前通常是未知的，因此也需導出在載荷前和載荷後的繩索幾何長度s_0和s。若考慮繩索元件d_s（圖6.5），則[72]：

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} = dx\sqrt{1 + y'^2}. \qquad (6.21)$$

ds是整條繩索的長度，可得出：

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + y'^2} dx = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{1dM}{Hdx}\right)^2} dx. \qquad (6.22)$$

dM/dx可用橫向力Q代替，可得出：

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{Q}{H}\right)^2} dx. \tag{6.23}$$

繩索⊿s 的彈性變形可藉由以下的公式算出：

$$\Delta s = \int_0^s \epsilon ds = \int_0^l \frac{H}{EA\cos\phi}\sqrt{1+y'^2}dx = \frac{H}{EA}\int_0^l (1+y'^2)dx = \frac{H}{EA}\int_0^l \left(1+\frac{Q^2}{H^2}\right)dx. \tag{6.24}$$

溫度引起的繩索伸長量計算如下：

$$\Delta s_t = \alpha_t \Delta t s_0 \tag{6.25}$$

其中α_t是鋼材的溫度應變值，△t是溫差。代入$s = s_0 + \Delta s + \Delta s_t$，可得出：

$$\int_0^l \sqrt{1+\left(\frac{Q}{H}\right)^2}dx = s_0(1+\alpha_t\Delta t) + \frac{H}{EA}\int_0^l \left(1+\frac{Q^2}{H^2}\right)dx. \tag{6.26}$$

此公式是可精確計算的繩索公式，包括任何尺寸其任何所需的載荷和繩索鬆弛量都可精確算出。

但此公式的求解方法仍有一些問題，因為只能採用數值積分進行計算。為能夠實際進行計算，需得出近似解。在繩索用於環網柵欄的情況下，也可在公式中算出制動伸長量。

6.2.2.3繩索方程的近似解

若使用泰勒級數的逼近式6.22，則：

$$s = \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2}y'^2 - \frac{1}{8}y'^4 + \frac{1}{16}y'^6 \ldots\right)dx. \tag{6.27}$$

關於小繩索的鬆弛量，可對前兩項加以限制，因此：

$$s \approx \int_0^l \left(1+\frac{1}{2}y'^2\right) = \int_0^l \left(1+\frac{1}{2}\frac{Q^2}{H^2}\right)dx. \tag{6.28}$$

長度的彈性變化可近似為：

$$\Delta s \approx \frac{H s_0}{EA}. \tag{6.29}$$

然後整個繩索公式可簡化為：

$$1 + \frac{1}{2H^2}\int_0^s Q^2 dx = s_0(1+\alpha_t\Delta t s_0) + \frac{H s_0}{EA}. \tag{6.30}$$

此公式可以重整為：

$$H^3 + H^2 EA\left[1 - \frac{1}{s_0}(l - \alpha_t \Delta t s_0)\right] = \frac{EA}{2s_0}\int_0^l Q^2 dx. \qquad (6.31)$$

此方程可代入H 迭代求解，對應H3 + bH2-c = 0只有H的實數解[72]。

作為第一次迭代的第一近似解，關於EA→∞得出的H值，可得出：

$$H = H_1 = \sqrt{\frac{\int_0^l Q^2 dx}{2(s_0(1+\alpha_t \Delta t) - l)}}. \qquad (6.32)$$

然後引入制動伸長量並再次對攔阻力H進行第一次的迭代，彈性繩索應變△s也包括在$H_{1,corr}$數值中。代入$s_{tot} = s_0 + \Delta s + l_{br}$ 而非$s_0(1+\alpha_t \Delta t)$ ，在此情況下，即忽略溫度應變的數值。可得出：

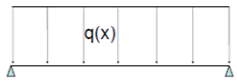
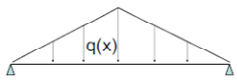
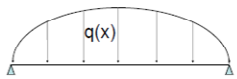
$$H_{1,corr} = \sqrt{\frac{\int_0^l Q^2 dx}{2(s_{tot} - l)}}. \qquad (6.33)$$

若$H_{1,corr}$ 已知，則接下來逼近算出H，

$$H_2 = \frac{2H_{1,corr}^3 + bH_{1,corr}^2 + c}{3H_{1,corr}^2 + 2bH_{1,corr}} \qquad (6.34)$$

其中$b = EA\left(1 - \frac{l - l_{br}}{s_0}\right)$ 和$c = EA\frac{\int_0^l Q^2 dx}{2s_0}$相同的過程適用於第i次的迭代，通常進行2-3次迭代即足夠，下文即用於研究不同載荷及其繩索應力和變形方面的影響，需藉由積分$\int_0^l Q^2 dx$ 從力矩曲線算出最大變形值（見表6.3）。

表6.3：有效載荷q、承載力F、$\int_0^l Q^2 dx$和最大變形量f

載荷	承載力 F	$\int_0^l Q^2 dx$	$\max f = \frac{maxM}{h}$
	$\frac{1}{2}ql$	$\frac{1}{12}q^2l^3$	$\frac{ql^2}{8H}$
	$\frac{1}{4}ql$	$\frac{7}{240}q^2l^3$	$\frac{ql^2}{12H}$
	$\frac{1}{4}ql$	$\frac{q^2l^3}{18.53}$	$\frac{5ql^2}{48H}$

繩索變形的向量f 總是取決於直接跨度l，因為最大變形量f即得自式6.19。為能夠在繩索的水平變形中列入制動伸長量，按照圖6.6的步驟：先確定直接跨度 l和迭代攔阻力H的垂直撓曲量fi，垂直撓曲量藉由承載反應來確定其角度φ，即可得出垂直於制動流動方向的分量$l_{br,\perp} = l_{br}\cos\phi$ ，再加l，然後使用新假設的跨度l'來得出f2，再將流動方向上的制動分量$(l_{br,||})$加到變形量f2中。

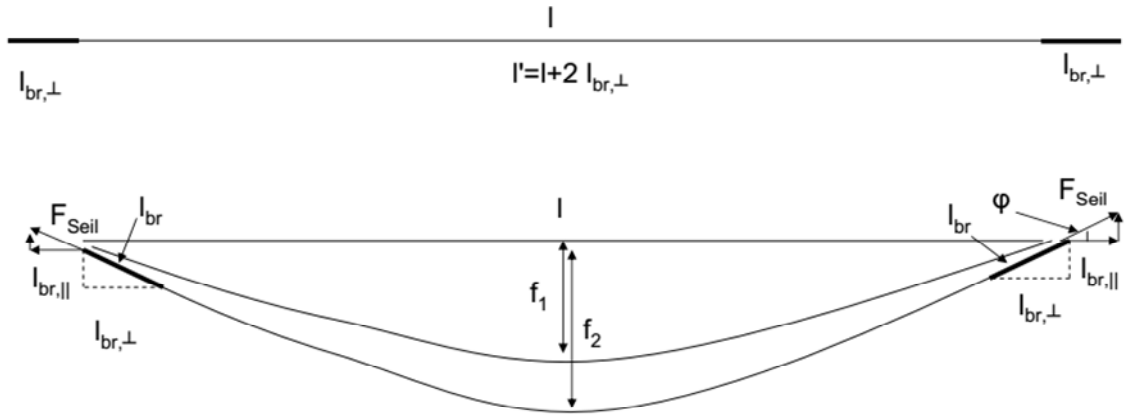


圖6.6：支撐繩在流動方向上的變形量f（從上面看）考慮到兩側佈置有制動器的制動伸長量l_{br}。

6.2.2.4 使用2006年填充事件的測量數據進行反推計算。

最大效應值q（恆定、三角形或拋物線）和過程中出現的變形量f，係由目前最大的繩索載荷值得出。根據式6.33，制動伸長量也與最大繩索載荷值有關，表6.4顯示2006年填充事件後制動伸長量的平均值。

表6.4：2006年5月18日事件後每條支撐繩的平均制動伸長量。若有兩個系列制動器，則累加各制動量l_{br}。

制動伸長量[cm]		
支撐繩	頂端	底部
編號1	47	80
編號2	62	55[1]
平均值	55	68

1 由石頭進行制動

對$F_{rope,upper}$ = 150kN和$F_{rope,lower}$ = 230kN（根據圖4.24兩條支撐繩的每個平均值）得出有效載荷量q，相關的變形量如表6.5。

表6.5：等式、三角形或拋物線載荷、初始鬆弛量$l_d = l/50$的有效載荷以及根據表6.4測得制動伸長量等條件下的有效繩索載荷值q及計算變形值。

	等式	三角形	拋物線載荷
上支撐繩上的q[kN/m]	21	38	28.2
下支撐繩上的q [kN/m]	48	90	63.1
f' $[m]$	1.91	2.25	1.88
ϕ $[°]$	28.2	25.1	24.6
f $[m]$	2.20	2.48	2.02
總載荷 F_{tot} $[kN]$	780.6	722.6	689.4

初始鬆弛量 $l_d = l/30$ 的有效載荷值比表6.5中關於 $l_d = l/50.$ 的數值即高出近3%。總載荷F_{tot}由分佈在上支撐繩和下支撐繩對應的繩索長度 q $[kN/m]$ 算出（L_{upper} = 13.4m和L_{low} = 10.4m）。

變形量計算值顯示載荷值q的三角形分佈是最佳的結果，因為柵欄的最大凸起量為f≈2.5m（見表6.5）。但在後續的計算中，假設載荷q均勻分佈，因為此假設涉及安全的有效總載荷（見表6.5）。

用繩索近似公式導出有效載荷值q時，先進行幾個簡化。首先，在大變形量f的近似求解中，精確繩索公式出現不正確的計算結果。根據[72]，關於所算出的向量f = 2.5m，跨度 l = 10.4m，f/l = 0.24與攔阻力H的誤差為3%，變形量f則為7%。因此，誤差主要影響算出的向量數值，而攔阻力幾乎都可正確再現。此外，藉由制動伸長量算出的繩索長度也只是近似值，因為制動伸長量無法藉由載荷峰值精確算出，另一方面，繩索長度的其他變量如鬆弛、彈性應變等，都需進行估算，但關於有效載荷值q的近似計算仍然有用。

分析繩索阻力後，下文詳細考慮土石流經過環網所遭受的阻力。

6.2.3 環網流動阻力

若土石流非常泥濘質且粒徑較小，在個別石塊被卡住並在環網填滿前，大部份的土石即流過環網柵欄。在此過程中施加在環網上的液壓，即可視為環網柵欄載荷模型的下限值。

為能夠算出整個環網的流動阻力，即先考慮單環配置。根據3.2.2.5節的16個繞組單環具有近似的纏裹直徑 $d_{ring,\emptyset} \approx$ 1.7cm。若根據圖6.7在 $u_{front} = 3m/s$ （2006年5月18日泥流事件的土石流前緣速度，見4.5.1節）土石流到達此單環設施，其密度為 $\rho = 1600kg/m^3$，則進入單環設施的土石流其雷諾數為：

$$Re = \frac{u_{front} \cdot d_{ring,\emptyset} \cdot \rho}{\eta} = \frac{3.0 \cdot 0.017 \cdot 1600}{5...11} = 7.5...16. \qquad (6.35)$$

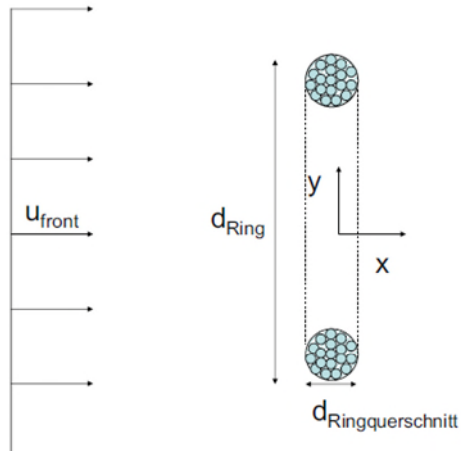


圖6.7：泥濘質事件期間在U_{front}流入單環設施的土石流。圖例：Ringquerschnitt = 網環的橫截面積

使用剪切速度估算土石流的泥漿黏度，藉由流動深度h = 1m處的線性速度分佈可得出γ= 3 m/s / 1m [1/s]。關於剪切速度γ= 3 [1/s]，是顆粒d<2mm且η≈ 5 Pas的懸浮液，與顆粒d<4mm的懸浮液η≈11Pas的懸浮液，的平均濃度（線性內插）。溶液的固體濃度Cv為0.54和0.59，含水量為w = 30%（關於黏度測定可參考5.2.3.4節），泥漿流的固體濃度相當高，但這只是顆粒小於2mm和4mm的土石流基質黏度，泥流本身存有更大的顆粒。作為強度級數的單位，黏度測量值足以對雷諾數的範圍進行分類。測得的雷諾數範圍為7.5... 16，土石流繞過圓柱體（卡門渦列）後，即立即形成一對渦流；雷諾數為Re=4時，仍是未出現渦旋的蠕動流[55]。壓力係數c_w = 3.5 - 4（結果見圖6.8），單環橫截面產生的流動力由下列的公式算出：

$$F_D = \frac{1}{2} c_w \rho u^2 d_{ring,\emptyset}. \qquad (6.36)$$

然後圍繞整個環網的流動力：

$$F_{ring} = U_{ring} F_D = \pi d_{ring} F_D \qquad (6.37)$$

U_{ring}形環是單環的圓周。

若重疊的套環在環網中相互連接時，下文即忽略此狀況，環繞土石流的環網壓力載荷乘以土石流經過的環的數量，即可算出泥流事件中的環網載荷值。在土石流卡入環網前，許多小石頭會通過環網與土石流的基質一起穿越環網並緩慢填滿環網。到目前為止，土石流的液壓造成的載荷，即可視為泥漿流的有效載荷下限值。

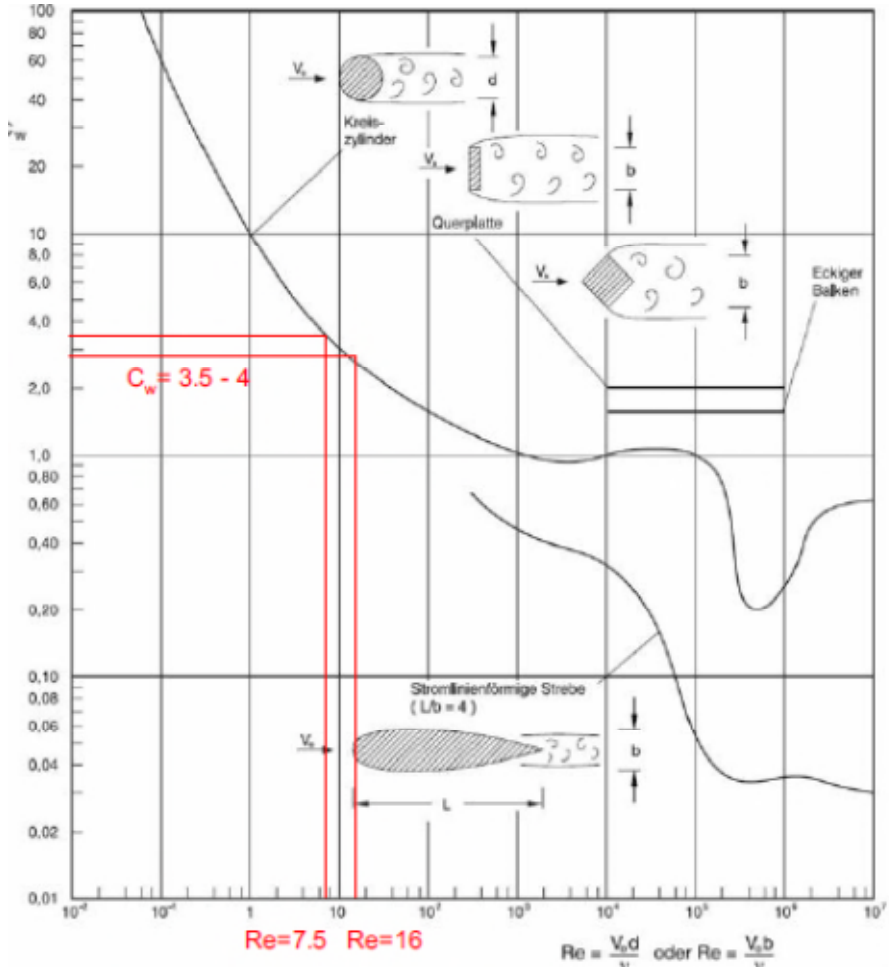


圖6.8：關於二維體形，拖曳係數 c_w 為雷諾數 Re 的函數[55]。圖例：$Kreiszylinder$ = 圓柱體；$Querplatte$ =板；$Eckiger\ Balken$ ； 矩形桁架；$Stromlinienförmige\ Strebe$ =流線型桁架；$oder$ = 或。

6.2.4 根據Rickenmann的能源基準方法

Rickenmann法根據能量守恆原理[82]在土石流停止的過程中，必需根據式2.24消除有效質量m的衝擊土石流所具有的動能 $K = \frac{1}{2}mu^2$ 。此外，從俄勒岡州的水槽實驗中可發現到，柵欄的載荷隨著柵欄的變形而線性增加，在出現最大變形時，也出現最大載荷值F_{max} [23,35]。在變形量f的變化曲線中，應力F的線性增加會儲存曲線F(t)的能量/功：

$$W = \int_0^f F(t)df = \frac{Ff}{2} \qquad (6.38)$$

其中的f是柵欄在流動方向上的變形量。

若將兩個公式$W = K$等同為當前能量，並根據應力F求解時可得出：

$$F = \frac{mu^2}{f} \qquad (6.39)$$

其中的u是土石流的衝擊速度，m是可讓土石流停止的有效質量。在此方法中，可讓固定網後方土石流停止流動的質量仍屬未知值。在此情況下，可近似算出柵欄後面的體積，再根據平均排出量$\overline{Q}$進行估算。在衝擊期間t_{imp}的密度為ρ，可得出$m = \overline{Q} \cdot t_{imp} \cdot \rho.$，將有效質量$m$代入式6.39，可得出：

$$F = \frac{\rho \overline{Q} t_{imp} u^2}{f}. \qquad (6.40)$$

因此根據此方法，當前的總載荷也取決於衝擊速度u^2，這包括難以估算的變因，如填充時間或衝擊時間t_{imp}或有效質量m。

使用這種方法設計泥質土石流的柵欄是不切實際的，這些土石流具有較長的填充時間，在此期間大部份的土石流在填滿時即會流過環網設施，有效載荷值即被高估（見6.4.2節）。

6.2.5 土壓力方法

根據靜載荷的放大值，也有可用於土石流載荷的計算法（見6.1.2和[66]）。在此基礎上，本節研究環網柵欄是否可藉由靜態載荷條件的動態放大來計算。若根據比重$\gamma = 23kN$算出主動土壓時，則填充水平高度h_{fill} = 3m（見4.5.3節），寬度b即為兩根繩索長度的平均值，即$b_m = 10.4 + 13.4 = 11.9m$。根據式5.23計算如下：假設線性土壓為：$F_{stat} = \frac{1}{5} K_{a,h} \gamma h_{fill}^2 b = \frac{1}{5} 0.3 \cdot 23 \cdot 3^2 \cdot 11.9 = 370kN$，而 $K_{a,h} = 0.3\ (\phi = 33°)$。

若有效載荷值q是藉由填充柵欄時反算當前繩索應力得出時，則產生≈300kN的總載荷（見表6.6）。在此情況下，每條上支撐繩有100kN的載荷，兩條下支撐繩中的任一條即載荷150kN。另一條繩索填充期間斷裂，荷載傳感器仍藉由夾緊的繩索末端得出50kN的測量值。

假設柵欄的FARO模擬中，其DIMO分量的拉力為15kN（見第7.1節），則添加流動方向為$15 \cdot 8\ DIMOs \cdot \sin(28°)$= 56kN的分量，可得出356kN填充狀態下的柵欄總載荷值。

因此，主動土壓的計算與繩索載荷的反推測量值具有良好的一致性。

表6.6：根據6.2.2節簡化繩索公式得出的有效載荷q。

有效載荷	
上支撐繩	14 *kN/m*
下支撐繩	11 *kN/m*（一條斷裂的支撐繩）
總載荷F_{tot}	302 *kN*

6.2.5.1 土壓計算法的發展

根據Lichtenhahn[66]法，在此研究透由靜載荷的動載荷計算值。根據[46]，實驗顯示F_{max}/F_{stat}比值對平方速度u的依變性，因為不同的密度和質量等影響因素在比值中即相互抵消，可發現到Trachtbach土石的迴歸曲線比所有其他土石的曲線更陡峭，出現以下的功能依變性：

$$\ln\left(\frac{F_{max}}{F_{stat}}\right) = \beta u^2 \qquad (6.41)$$

其中，Trachtbach土石，β= 0.144，Illgraben、Alpbach和Merdenson，β= 0.070，R^2 = 0.9。Trachtbach土石在實驗中也具有更高的壓力係數*Cd*，即可說明為何圖6.9出現更陡的曲線（見5.3.5.1節）。

6.2.5.2 反算2006年Illgraben填土事件的測量數據

若將主動土壓視為給定的靜態載荷，並定義土石流前緣速度u_{front} = *3m/s*（見4.5.1節），根據式6.41得出F_{max}/F_{stat}的比值，出現靜態載荷的放大值F_{max}/F_{sta} = 1-88。來自主動土壓E_{ah}的載荷為F_{stat}≈370kN，隨著將計算係數放大，即得出F_{dyn} = 1.88·370 = 690*kN*。根據表6.5，在690 - 780*kN*（未考慮已安裝的DIMO元件），此數值在柵欄總載荷計算值的較低範圍內。

使用FARO反算和模擬（見第7.1節）的結果即顯示，還需修改載荷分佈進行數值的動態放大（見圖6.10）。若主動土壓的分佈隨動態係數變化而放大（假設是線性分佈），這些載荷也用於計算繩索應力，在下支撐繩即會出現過大的載荷並在上支撐繩出現過小的載荷。

在土壓呈現線性分佈的情況下，溢流的土石流其垂直載荷和段流分量也會造成損失。因此，最初假設的分佈即從P_{dyn}轉移到$P_{dyn,corr}$。（另見圖6.20）。同時需降低下方區域的載荷，這計算結果是考慮土石流溢出所引起，在柵欄上的回水支撐力所完成（見圖6.11）。

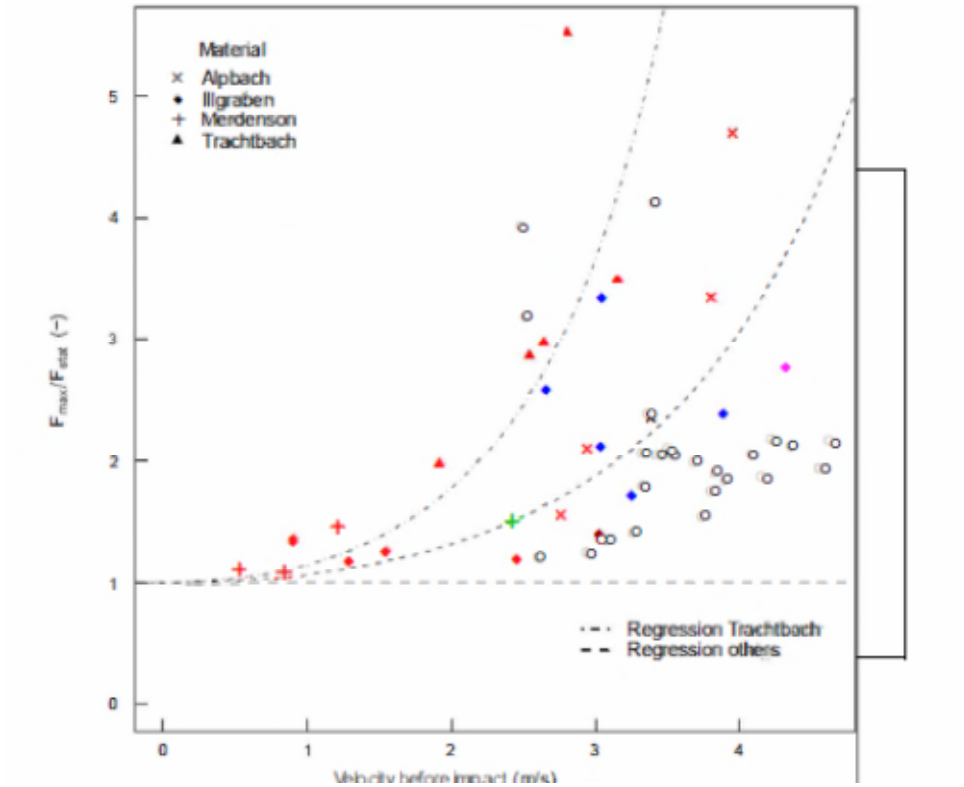


圖6.9：最大和靜態載荷間的關係取決於衝擊速度u。迴歸式係根據網孔尺寸3cm的實驗，具有其他網孔尺寸的實驗即採用空心符號表示。

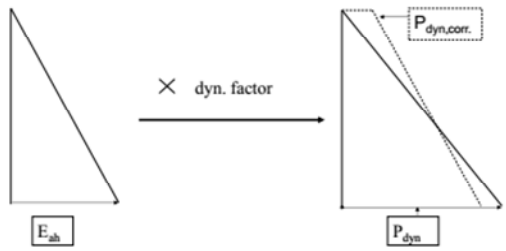


圖6.10：主動土壓放大到動態土石流的壓力值並藉此改變動態的土石流壓力值（虛線）。

6.2.6彈性柵欄載荷方法評估

落石和土石流載荷間的比較結果顯示，土石流在某個區域是具有其效應，但其效應不如落石那麼大，同時也不那麼頻繁。「繩索應力的反推計算」一節（見6.2.2節）即根據繩索應力測量值來決定有效載荷值q，但不得視為柵欄載荷的計算方法，不應作此類的推估。

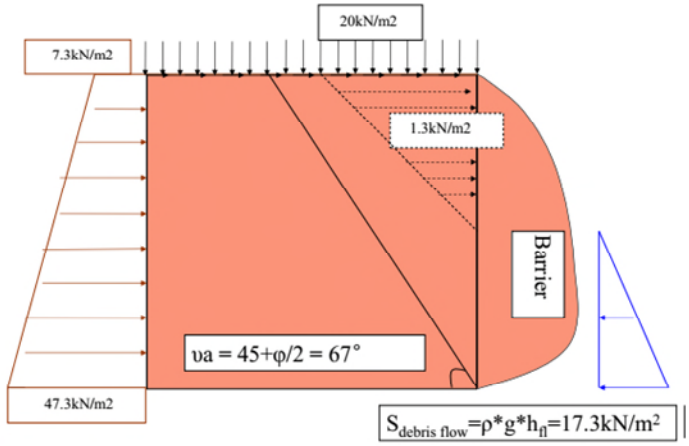


圖6.11：經改進的土壓力計算法，可用於溢流土石流的垂直載荷和抵消支撐力計算。

在此討論的彈性柵欄的計算方法具有以下的優缺點。

- Rickenmann法：根據能量守恆的物理原理，此程序特別適用於計算可停止土石流的載荷值，此外，因為動能消散，此方法也考慮到平方速度，這也證實本實驗的結果（見5.5.3節）。

- 此計算方法的缺點是無法得知可有效停止土石流的質量m，此數值實際上由平均排出量Q和未知的t_{imp}訴諸所測定。衝擊或交互作用時間t_{imp}迄今為止都難以測定，其值在1-90秒的強度級數中變動。同樣地，此週期的時間長度也很難確定：即是否只是初始接觸，因此無法得知是否為第一個土石流波的停止過程，或是直到柵欄溢出整個填充時間的過程。但因為最大載荷值通常會在溢出時出現（除非土石流的速度非常快），因整個填充時間對確定有效質量而言，比t_{imp}更有用。關於出現更多泥濘質和液體的土石流，由於t_{imp}時間長，假設全部排出量Q填滿柵欄（包括小顆粒的大量水流通過柵欄等狀況），此時的有效載荷值即被高估（見6.4.2）。

- 環網阻力計算：此方法用於算出有效載荷的下限值，此計算法不重現環網的填充過程，而只重現出現很多液體的土石流液壓所引起的有效載荷。

- 藉由Fmax/Fstat比值進行土壓計算和數值放大：土壓計算法用於算出環網柵欄的靜載荷，藉由證明經填充的環網柵欄可藉由線性分佈曲線的土壓求解。
  此方法只限於有效載荷的精細分佈計算，在此情況下，即表示上支撐繩在溢出期間也造成直接加載的現象。同樣地，當線性的有效土壓值被放大時，下支撐繩也會出現高載荷值，在此情況下，只藉由柵欄對側的支撐力來降低載荷值。

因為高度明顯受到未知摩擦角ψ的影響，難以估算靜態載荷值Fstat。若藉由進一步放大係數，則計算誤差會嚴重影響計算結果。若速度輸入不正確，藉由平方衝擊速度的定義放大係數也會造成載荷值的低估或高估。此外，需定義應力配置狀況，這需要大量的工程經驗來估計有效的垂直載荷和溢流土石流的支撐力。

整體而言，所有的方法都有其合理性和有效性。雖然如此，此模型將在下文中討論，可藉由最小化或解決一些先前的問題來求解，因此可用作為彈性土石流柵欄的新計算模型。

6.3 帶有壓力段波的載荷模型

在實驗（見第5章）和現地測試（見第4章）中進行以下的觀察，即可證實Armanini的假設（見6.1.4節）：

- 動態測量的最大應力與衝擊速度u2成正比（6.1.4節中的陳述a和b）。
- 在流動非常緩慢的土石流中，例如，在實驗的土石流中（為25%）可看到逆流波（6.1.4節中假設b）。
- 帶有大量液體流動速度更快的土石流，在柵欄處可看到向上偏轉的狀況（6.1.4節中假設情況a）。此外，帶有較多液體的土石流其摩擦係數μ較低（見第5章）。
- 更大的發射量導致更快的土石流速度，在此期間的摩擦力影響不大。在此情況下，土石流撞擊到柵欄也會發生土石流向上偏轉的現象。
- 在Illgraben剪力牆上，可確認算出土石流中的靜水壓分佈狀況（見4.4節）。在此情況下，由於剪力牆的測量儀器垂直於流動方向，故可忽略流動的動量所施加的動態載荷。因此，垂直於流動方向的速度分量$u_\perp$趨近於零。

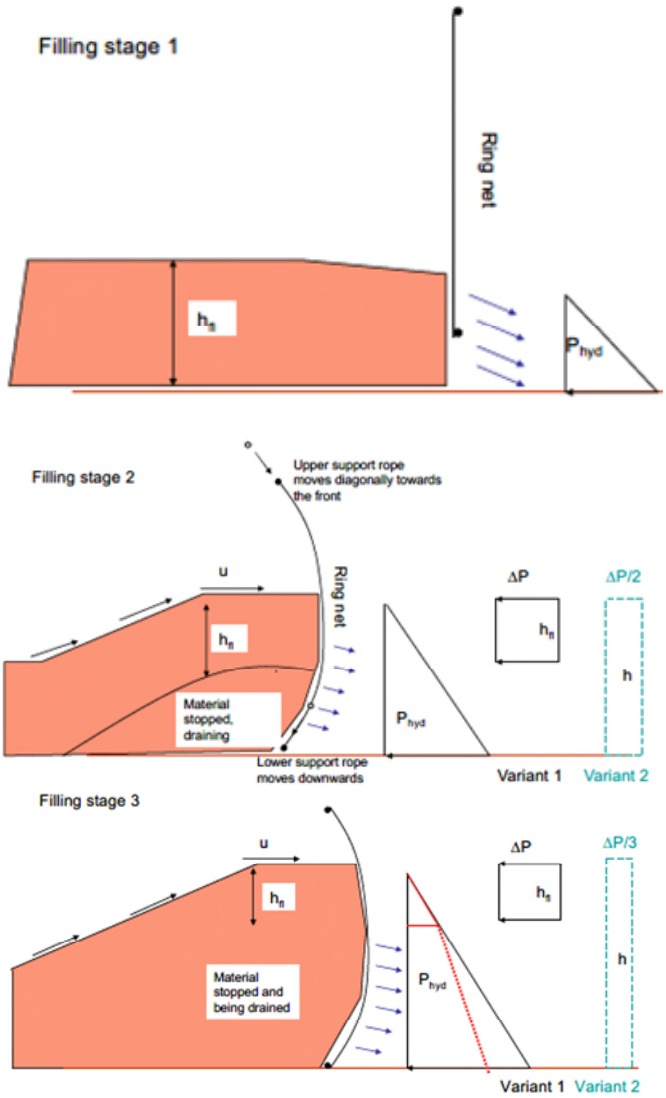
6.3.1 環網柵欄的壓力段波

首先，即假設流動深度hfl的下支撐繩受到土石流的撞擊，這導致透土石流第一部份的停止流動（見圖6.12，a）。因此，靜水土石流動的載荷值Pstr和動量△P即作用於下支撐繩，每米寬度的衝擊載荷值可算出如下：

$$F = \underbrace{\frac{1}{2}\gamma(h_{fl}+\triangle h)^2}_{hydrostatic\ component} + \underbrace{\begin{cases}\rho h_{fl}u^2 & \text{for muddy fronts}\\ \rho h_{fl}u(u+\sqrt{gh_{fl}}) & \text{for granular fronts}\end{cases}}_{hydrodynamic\ component} \qquad (6.42)$$

hydrostatic component 靜水壓分量
for muddy fronts 泥質狀土石流前緣
for granular fronts 顆粒狀土石流前緣

γ= ρg是密度為ρ的土石流比重。



Filling stage 1填充階段1
Ring net環網
Variant 1變量1

Filling stage 2 填充階段2
Upper support rope moves diagonally towards the front
上支撐繩沿對角線向前移動
Ring net環網
Material stopped, draining土石停止並排水
Lower support rope moves downwards
下支撐繩向下移動
Variant 1變量1

Filling stage 3填充階段3
Material stopped and being drained
土石停止流動和排水完畢
Variant 1變量1

圖6.12：填充階段1：撞擊下支撐繩時的土石流載荷；填充階段2：第一部份的土石流停止流動；填充階段3：預測隨後的填充過程和因排出土石錐而降低靜水土石流量載荷（虛線）。這是可用於分配動態土石流載荷的兩種可能方法。

關於後續的填充過程，可採用兩種不同的填充方法：

- **變量1** 根據模型的變量1，一旦土石流的第一部份停止流動，後續部份的土石流就會推過第一部份（見圖6.12），下面停止的流動土石流部份可由環網慢慢排出。在填充階段2，靜水土石流動載荷跨越流動深度≈2h_{fl}，動態壓力ΔP跨越流動深度h_{fl}。在填充階段3，後續的土石流部份再次推動先前停止的土石，ΔP跨越流動深度h_{fl}。同時，靜水壓力跨越$3h_{fl}$。

- **變量2** 在此方案中的變量2，後續部份被推入先前停止的土石中，藉此增加填充水平高度。因此，動量$\Delta P \cdot h_{fl}/h_{fill}$ =△P/2即出現衰減（由於先前停止的土石所致），動量分佈在整個填充水平高度（填充階段2為≈2 h_{fl}）。在填充階段3，動態分量$\Delta P/3$分佈在填充水平高度$3\ h_{fl}$上。

- 若柵欄被填滿隨後溢流，則以下的轉換過程會影響經停止的土石流物質：

- 最初，土壤顆粒和石頭之間到處都是水，在低滲透率（低k_f值）的黏性土壤中，滲流應力σ藉由孔隙水壓P_p來消散。土石由於摩擦無法發揮其阻力，因為顆粒之間彼此不接觸。

- 溢出的土石流所引起的壓力增加現象，造成空隙中排出越來越多的水，孔隙水壓P_p（t）隨時間推移而降低，因為越來越多的水流向土石流前緣流動並穿過柵欄，此過程也稱為固化（consolidation）（見圖6.13和圖6.14）[47]。

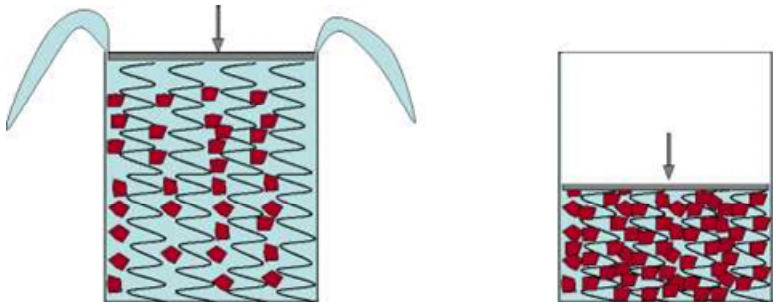


圖6.13：固化過程的概念模型：最初的孔隙水支撐載荷，在固化後的粒狀結構載荷。

- 擠出孔隙水越來越多，作用於顆粒結構上的有效應力$\sigma'(t) = \sigma - p_p(t)$越大，隨著固結增加並接近內部摩擦的有效角φ'，角度ϕ'即增加（見圖6.15）。然後，柵欄後面的土石流物質達到最佳的壓縮和含水量狀態（見5.2.3.5節中摩擦角的測定）。

- 由於柵欄可向前（在流動方向上）變形，靜水壓以摩擦角φ'轉變為主動土壓的狀態。

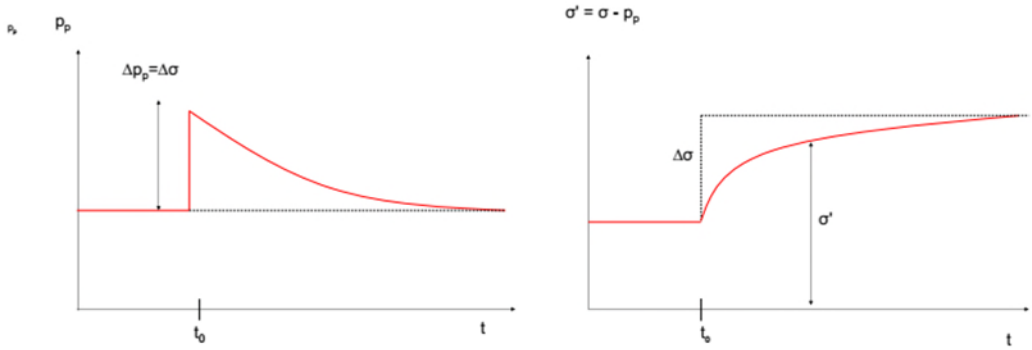
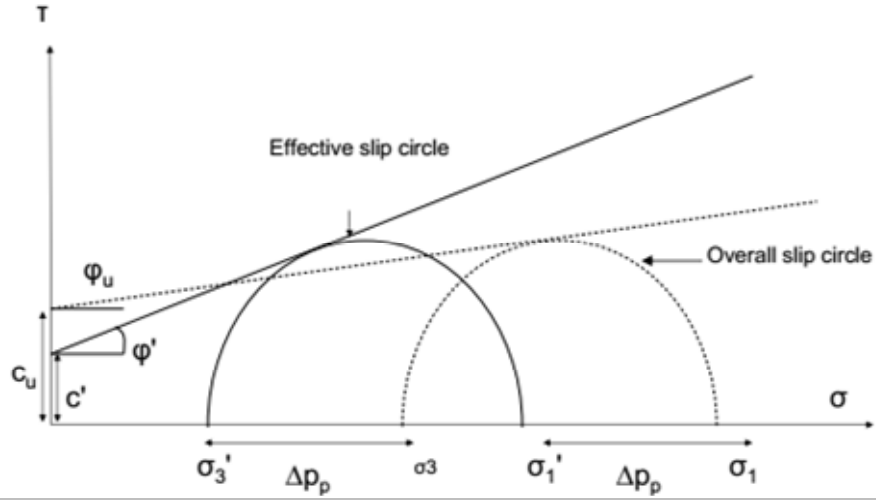


圖6.14：隨時間*t*推移，孔隙水壓P_p和有效應力σ'的固結過程。



Effective slip circle 有效滑動圈	Overall slip circle 整體滑動圈

圖6.15：孔隙水壓對內摩擦角φ'的影響。首先，初始剪切強度C_u幾乎沒有內部摩擦（低φ_u或φ_u= 0）。水分子的凡得瓦力的明顯內聚力，使得初始剪切強度C_u大於因毛細力吸引的有效內聚力C'[47]。

關於這兩個載荷作用期間的狀況：

$$\frac{1}{2}K_{a,h}\gamma h_{fill}^2 < F_{str} < \frac{1}{2}\gamma h_{fill}^2 \qquad (6.43)$$

$K_{a,h}$為主動土壓係數（見5.3.5.2節）。排出的土石流錐體接近主動土壓狀態的速度，主要取決於土石流物質的成份物。若土石流物質含大量細粒（d<0.06mm的粒徑組成超過20%），通常具有較低的k_f值。因此，固化過程需耗費更長的時間。若土石出現更多的礫石和大石塊，則排水所需的時間顯著縮短可更快達到主動土壓的狀態。

在圖6.12中，填充階段3（另見第6.3.5節）的過渡階段以虛線表示。

支撐繩上的載荷分佈涉及環網區域的結構問題，在此情況下，需考慮變量1和2中的不同壓力分佈，這些壓力分佈在6.3.3節將加以說明。

6.3.2 載荷比較：顆粒狀前緣-泥質前緣

下文內容將比較泥質質土石流與粒狀土石流在上述壓力分佈的相關數據。在流動深度為1m時，衝擊速度估計為u_{front} = 3m/s和5m/s。關於泥質土石流，密度設為ρ = 1600 kg/m^3，顆粒狀的土石流量設定為2000 kg/m^3，即可得出影響柵欄的下列載荷值，如表6.7所示。

表6.7：根據[3]所述的顆粒狀土石流和泥漿流之間的載荷值比較

$u_{front}[m/s]$		泥質的土石流		顆粒狀土石流	
		$F_{str}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$	$F_{str}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$
填充階段1	3	8	14.4	10	24.7
填充階段2	3	32	14.4	40	24.7
填充階段3	3	72	14.4	90	24.7
填充階段1	5	8	40	10	50
填充階段2	5	32	40	40	50
填充階段3	5	72	40	90	50

關於表6.7中的衝擊力計算，泥質土石流的$\triangle P$即設定為$\triangle P = \rho u^2$，顆粒狀的土石流設定為$\triangle P = \rho u(u + \sqrt{gh_{fl}})$，代表逆流波的變化狀況。關於密度非常低、流速特別高的泥質土石流，Armanini等人[2]將動態壓力分量設定為$\triangle P \approx 0.7\rho u^2$。由於摩擦力造成明顯影響而流動較慢的顆粒狀土石流，可動態放大為$\triangle P = 2\,\rho u^2$。因此，泥質狀和顆粒狀土石流其作用力之間的差異即增大（見圖6.16）。

如圖6.16所示，根據Armanini的方法，顆粒狀土石流中的作用力比泥質土石流中的作用力大約高出70%，若不考慮Armanini的前因子，顆粒狀土石流的作用力大約高出50%。

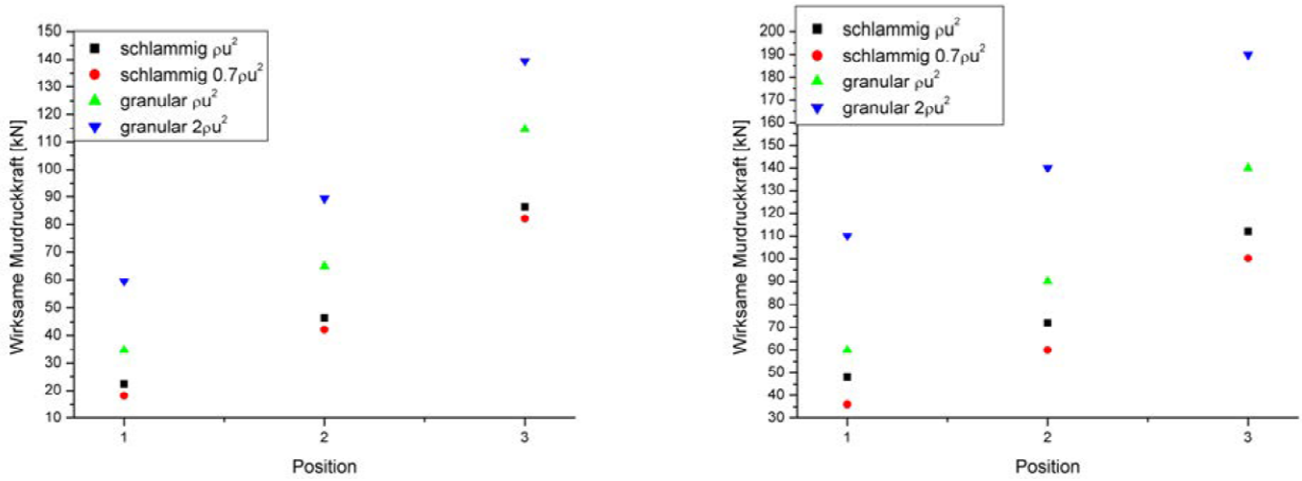


圖6.16：如Armanini指出，3m/s速度下的作用力分佈狀況：泥質和顆粒狀土石流的比較，即為每個土石流事件在有和沒有前因子的狀況即為0.7和2.0（左）。在5m/s流速的土石流中，藉此進行泥質和顆粒狀土石流比較和變化前因的說明（右）。圖例：schlammig = 泥質； Wirksame Murdruckkraft =土石流施加的有效壓力；Position = 填充階段。

6.3.3 應用於Illgraben的測量值

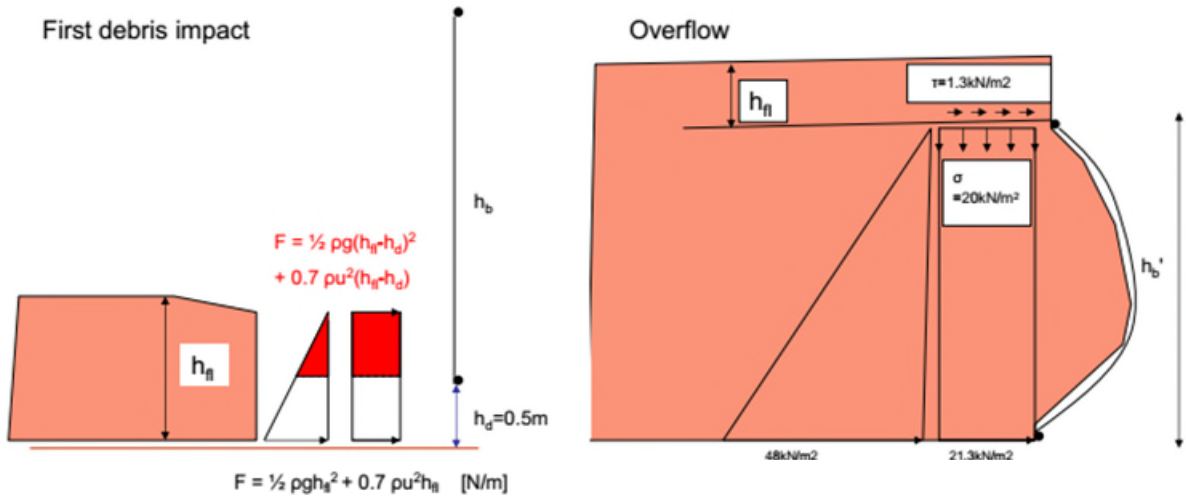
2006年5月的第一次土石流事件導致堵塞，因此，即啟動隔離層的土石流填充過程，其流動深度約1米。在高壓的基部開口處，約半米的土石流波浪作用在柵欄上（見圖6.17），使用如[2]中的$\triangle P \approx 0.7\ pu^2$，藉此降低土石流的動態壓力，不同的填充水平高度之間的柵欄高度從$h_b = 4m$減少到$h'_b = 3m$。表6.8總結相關的衝擊力影響狀況，估計這些作用力在柵欄上進行大致相等寬度的分佈。

若柵欄完全填滿，溢出的土石流除了回填土石流錐外， 由於垂直載荷σ即為連續分佈載荷的狀態（流動方向），其分佈受剪切應力所影響，參數σ和τ是在溢流時使用土石流平衡定律所測得（見4.5.1節中的平衡數據）。

表6.8：根據[3]泥質土石流事件中，各個填充階段的土石流載荷狀況如圖6.12和6.17所示

填充階段	$F_{hyd}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$	$F_{tot}[kN/m]$
1	4	5	9
2	18	10.8	28.8
3	50	10.8	60.8 [1]
完全填滿	72	10.8	82.8 [1]
溢流	72+64	σ = 20, τ = 1.3	136 [1]

[1] 已作用於上下支撐繩



First debris impact 第一次的土石流衝擊
Overflow 溢流
圖6.17：填充過程開始時（左）和溢出階段（右）開始時的作用力分佈狀況。

6.3.4 根據繩索作用力的逆向計算

根據6.2.2節，可根據測得的繩索作用力算出衝擊載荷q，填土事件隨時間推移，其繩索上的作用力如圖6.18所示，上支撐繩和下支撐繩均為各自之平均值。DIMO元件和翼端繩索的載荷，反向計算中不予考慮，

與繩索公式相關的還有制動伸長量，因為這會降低了繩索中最大載荷值（見第6.2.2.4節和表6.4）。

關於圖6.12和6.17，下面將更詳細定量檢查填充階段1-3和溢流階段，將詳細說明變量1的過程，而變量2的結果僅在6.3.5節加以定性說明。

6.3.4.1 填充階段1

表6.8中的衝擊載荷對下支撐繩產生徹底的影響，位於基座開口中的土石流質量在阻塞時位於柵欄下方，通過摩擦力將其載荷主要消散到渠道底板中。因此，9kN/m的作用力施加於下支撐繩，繩索長度為10.4米，假設部份制動的伸長量為0.1米，每條下支撐繩的載荷約為80 kN，根據第3.2.2.3節中的制動GN 9017載荷，變形曲線即選定0.1米的制動伸長量，但假如在這種情況下不考慮制動伸長量時，則每條支撐繩的載荷可達100 kN，此數值對應圖6.18中的初始阻塞狀態（18:45:50）時，即代表填充水平高度為1米時平均載荷值。

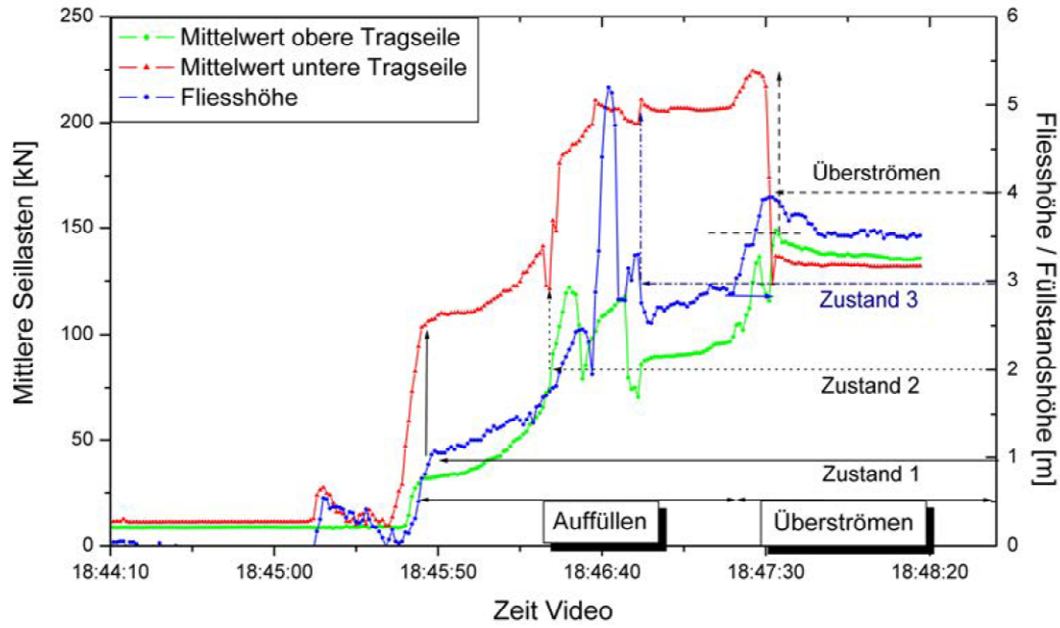


圖6.18：2006年5月填充過程中，其上、下支撐繩的平均作用力。圖例：Mittelwert obere Tragseile = 上支撐繩平均作用力；Mittelwert untere Tragseile = 下支撐繩平均作用力；Mittlere Seillasten = 繩索平均作用力； Fliesshohe/Fullstandshohe =流動深度/填充高度； *Überströmen* = 溢出； Zustand =填充階段； *Auffüllen* = 填充； Zeit Video = 影片記錄時間。

6.3.4.2 填充階段2

根據表6.8，在填充階段2，即假設28.8kN/m載荷作用於下支撐繩均勻分佈。當柵欄填充至1.5m = h'b / 2時，來自環網收集區域的載荷尚未作用於上支撐繩，但圖6.18顯示的數值仍顯示上支撐繩的載荷增到約75 kN的水準，這種增加的現象即歸因於環網下方區域的輕微凸起，其阻擋高度降低，也受到環網垂直力連續作用在上支撐繩所影響（見圖6.12的填充階段2）。假設制動伸長量為l_{br} = 0.6m的繩索公式進行迭代（如圖3.7的第3.2.2.3節所示），下支撐繩即出現144 kN的衝擊載荷，此載荷值和時間點的制動伸長量也明顯見於圖6.8中。在填充階段2，下支撐繩的載荷曲線顯示載荷值顯著降低，下支撐繩經算出的載荷值與圖6.18中約等於*150 kN*的載荷值測量值。

6.3.4.3 填充階段3

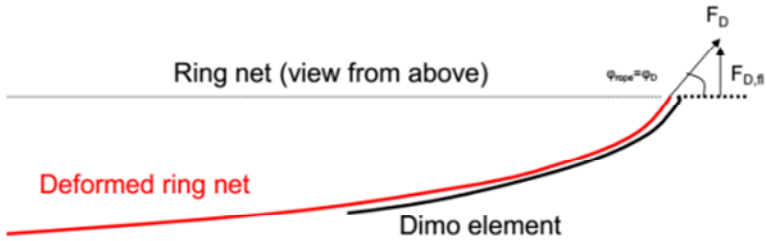
在此填充階段中，上支撐繩也出現明顯的影響。根據衝擊分佈載荷狀況，總載荷中的18.8 kN/m作用於上支撐繩，42kN/m則作用於下支撐繩。下支撐繩中的制動伸長量仍假設為lbr = 0.6m，因為圖6.18中為明顯指出此類的制動伸長量，上支撐繩的制動伸長量其最大值為lbr = 0.55m。經過反向計算，下支撐繩出現200 kN的載荷，上支撐繩出現135 kN的載荷，下支撐繩的作用力測量值約為200 kN，上支撐繩的作用力約為130 kN（見圖6.18）。

6.3.4.4 完全填滿

最後衝擊的土石流衝擊波將柵欄的土石填充擴展下緣，也開始出現溢流。28.8 kN/m作用於上支撐繩，54kN/m作用於下支撐繩。在lbr = 0.55m處，在上支撐繩產生200 kN的載荷，在下支撐繩產生260 kN的載荷。這些數值高於填充水平高度的測量值，上支撐繩為150 kN，下支撐繩為200 kN。此外，目前的柵欄幾乎完全凸起，由於土石的靜載荷作用，柵欄已向前和向下移動產生變形，此載荷目前也作用於翼端繩索和DIMO元件，根據FARO 2006年的柵欄模擬（見第7.1節），30 kN作用於每個DIMO元件上，繩索變形量（見6.2.2節）可根據繩索H中的夾持力和代入繩索作用力Frope得出繩索角度 ϕ_{rope} ，即 $\phi_{rope} = 27.7°$ （見圖6.5）。假設當填充的土石凸起時，柵欄的水平線和DIMO元件其平面中的切線之間，DIMO元件的角度大致相同。關於8個DIMO元件，即得出 $F_{D,fl} = 30 \cdot \sin(27.7°) \cdot 8 = 108.9kN$ 的總作用力分量。將DIMO元件的減載部件平均分配在上支撐繩和下支撐繩的作用力之間，上支撐繩減少 55kN/13.4m = 4.1kN/m，下支撐繩減少55kN / 10.4m = 5.3kN/m。DIMO元件將繩索載荷降到q = 28.8kN/m - 4.1kN/m = 24.7kN/m和q = 54kN/m - 5.3kN/m = 48.7kN/m，可得出載荷170 kN作用於上支撐繩，每條下支撐繩的載荷為240 kN。
因為出現的變形類似於垂直懸鏈索，翼端繩索無法明顯消散流動方向上的載荷，翼端繩索主要受到柵欄靜載荷所影響。
載荷判定值比載荷的測量值高出20-30%。

6.3.4.5 溢流

在溢流過程中，柵欄完全被填滿，土石流以流動深度為hfl的狀態流過柵欄（見圖6.17，右），垂直載荷σ和剪切應力τ作用於被阻擋的土石上。根據圖6.17，這導致下支撐繩的衝擊載荷變成為86 kN/m，上支撐繩的載荷為50 kN/m，這些載荷減去DIMO元件後，上支撐繩出現300 kN的載荷，下支撐繩產生360 kN的載荷，這些繩索載荷對溢流載荷而言顯然太高。簡言之，在第一次的溢流波中，支撐繩出現短暫的150 kN和230 kN載荷，這明顯的載荷峰值只持續10秒。但採用載荷方法所確定的載荷是50-60%，此數值太高。在短時間出現最大載荷值之後，溢出期間的繩索載荷即降到140 kN。局部進行的固結顯示造成影響，轉變至主動土壓的過程似乎慢慢生效。

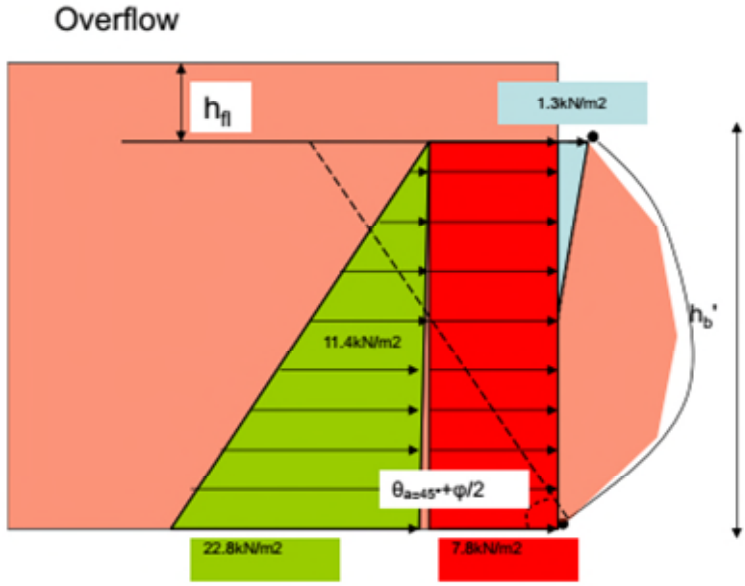




Ring net (view from above) 環網（從上面看）
Deformed ring net變形環網
Dimo element DIMO元件
圖6.19：填充階段DIMO元件的加載方向。

6.3.5 評估壓力-段波的方法

如表6.9所示，變量2低估了作用在上支撐繩的作用力；相反地，變量1正確表示支撐繩和下支撐繩的載荷狀況。土石流前緣流動越過上次停止流動土石的這種模型，相較於讓土石流擠壓上次停止的土石錐而造成填土水平高度升高，更符合實際的狀況。變量1確認顯示基部的土石已經完全停止流動，因此無助於後續的土石流前緣動量交換，因為固化所以被隨後的土石流前緣稍微壓密而推動穿過土石後。但由於下面的土石沉積物仍在精確測量和當前流動深度的預測範圍內，因此上述土石流推擠停止流動的土石模型中，不考慮土石固化。



Overflow 溢流

圖6.20：主動土壓φ= 26°時在溢流期間的有效作用力。

表6.9：2006年5月18日泥流的測量載荷值與使用設計方法決定變量1和變量2各別填充水平高度下載荷值的比較。

支撐繩中的作用力[kN]		測量值	變量1	變量2
填充階段1	頂端	0	0	0
	底部	100	90	90
填充階段2	頂端	75	0	0
	底部	125-150	144	125
填充階段3	頂端	130	135	81
	底部	200	200	220
完全填滿	頂端	150	170	130
	底部	230	240	250

從填充階段3開始，變量1通常即高估了當前的載荷，這可歸因於土石正處於固結的過程。在2006年5月的泥質狀土石流的緩慢填充過程中（持續時間橫跨1990年代），由於靜載荷物質和隨後的土石流物質推動下，即造成土石中的排水（見圖6.12，填充階段3）。因此，柵欄後面的土石其有效密度和土石的內摩擦角即增加（固體顆粒已填充空腔），讓其接近主動土壓的狀態（見6.3.1節）。

Illgraben土石的內摩擦角為φ，其中有90%的顆粒小於d_{90} = 3cm，理想的初始含水量為w = 6%，理想的實驗條件為φ = 43°（有關內摩擦角的更多資訊可參考第5.2.3.5節）。根據[69]，Illgraben的水狀土石流其基部摩擦角為$\phi_{bas} = 26^{\circ}$。

泥質土石流的初始密度為1600 kg/m^3（見第4節表4.1），相當於w = 60%的含水量。最初，含水的多孔介質和大氣之間的條件存在最大的差異性，因此大量水流在開始時排出，這種效應藉由溢出的土石流垂直載荷σ而增強，藉此排出被阻擋的土石。隨著時間推移，排水量呈指數下降（見5.3.6節）的狀況。根據時間點，假設柵欄後面的土石密度為ρ = 1600-2300 kg/m^3（含水量w = 60-20%）之間，溢出時其密度範圍的平均值即根據式5.24得出，ρ= 1950kg/m^3，含水量w = 42%，基部摩擦角φ-bas = 26°即視為摩擦角，得出係數$k_{a,h}$ = 0.39（主動土壓）。產生的衝擊載荷如圖6.20所示。因為在後續中不再發揮作用，所以剪切載荷的線性數值設定為填充水平高度的一半。下繩索載荷即為160 kN，上支撐繩的載荷為130kN，大致符合溢出載荷條件的載荷值，如圖6.8所示。

在溢流階段開始的短時間內，即持續20秒，在下支撐繩和上支撐繩分別測得約230 kN和150 kN等較高的載荷值（見圖6.8）。這是過渡階段，此階段中柵欄後面的土石流質量仍有效將靜水壓作用於主動土壓上（見式6.43）。

很久以前已填充的土石流柵欄，其溢流載荷條件不在本研究背景中進一步詳細討論，根據2005年8月2日和2006年6月27日所記錄的兩次事件，已在第4.5節加以討論。在此情況下，具有額外垂直載荷σ和剪切應力τ的主動土壓將導致支撐繩上的載荷增加，但是在本研究中不提供相關的證據。其功能類似溢流加載條件下的載荷，但土石完全固結的情況則除外。在2006年6月27日的土石流活動期間，只有先前被認為更具結構性的翼端繩索經歷顯著增加的100 kN載荷，這種載荷的增加與尺寸有關（見8.6節）。根據變量1的載荷模型，可進行保守的計算。若根據變量1中的載荷算出溢流載荷條件（見圖6.17），繩索作用力增加50-60%即為保守的估計結果。在此情況下，由於過渡階段已完成，因此可考慮減少相關的數值。但判定固結的時間點和相關的主動土壓其過渡狀況，需具備土力學紮實的背景，粒徑分佈、內聚力、密度和內摩擦角的土石參數對此都造成明顯的影響。除了這些參數外，還應考慮土石的流動特性，如含水量、密度、黏度和混合物的排水特性等。簡言之，許多土石和過程中的特定變量會影響柵欄的轉換過程，但實際上工程師和規劃人員在規劃設計土石流的保護概念時，經常無法精確說明這些變量。

6.4 討論

6.4.1 比較變化剛性柵欄的方法

壓力-段流模型所說明的方法未明確考慮到柵欄的彈性，因此本節概述衝擊過程中柵欄剛度造成的影響，便於後續確定硬質柵欄的方法是否也適用於彈性柵欄的結構體，反之亦然。

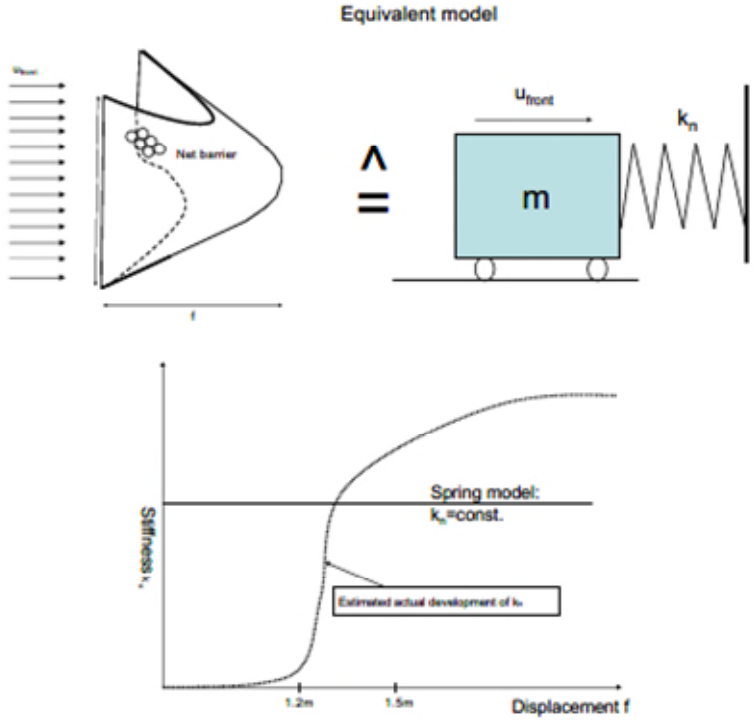
填充過程中環網柵欄的變形行為如影片所示，2006年柵欄系統的剛度變化狀況顯示如下（見圖6.21，底部）。最初，在流動方向出現約1.2m的變形，剛度在填充過程無明顯作用，因為整個結構體具有彈性。假設2006年是土石流填土事件的第一次衝擊波期間，繩索載荷為$q = 9kN/m$（見第6.3.3節，表6.8），繩索向量達f≈1.5m（見第6.2.2.4節），然後約100 kN的繩索載荷即啟動制動機制，剛度呈線性增加的狀態。一旦大部份的彈性特徵耗盡後，即大多數的制動元件已使用並讓環網變形後，整個結構體逐漸變硬（見[42]）直到屆達特定值並開始接近恆定剛度為止（見圖6.21，底部）。

為能夠比較不同的柵欄系統，需採用不同的方法，此方法明確考慮了結構體的變形狀況，與FSI公式[2]不同，變形不會計入每個時間步距中，而是用於計算土石流波初始影響的時間點（見圖6.12，填充階段1）。為此，將能量守恆理應用於等效的力學模型中，其中的結構變形由彈簧的位移量來表示，結構體的剛度如同彈簧常數的作用（見圖6.21，上圖。）。

藉由整個動能都被轉換成彈簧位能的假設下，即可由柵欄的變形來消散能量並忽略其他可能發生的能量損失現象，如此土石流波的初始影響即被簡化而可得出：

$$K = \frac{1}{2}mu_{front}^2 = \frac{1}{2}k_n f^2 = E_{pot} \qquad (6.44)$$

[2] 流體結構交互作用計算



Equivalent model 等效模型	Spring model彈簧模型
Stiffness 剛性	Net barrier 固定網柵欄
Spring model 彈簧模型	Estimated actual development of kn kn 實際演變估計值
Displacement 位移	

圖6.21：高度簡化的彈簧模型，顯示彈性環網柵欄構造（上），模型中的剛度與環網柵欄的實際剛度進行比較（下）。

根據式2.24，K是土石流的動能，m是初始衝擊後的停止流動質量，u_{front}是土石流的前緣速度，k_n是現地柵欄的等效剛度，f是初始時柵欄的變形衝擊力，但難以估算撞擊過程中造成影響的土石質量，為此，即假設衝擊長度$l = h_{fl}/tan(\phi)$，可藉由摩擦角的受影響區域來計算。假設摩擦角是土石流的基部摩擦角$\phi_{bas} = 26°.$，據此可估算造成影響的土石流質量。若質量m已知，即可使用式6.44得出不同變形的等效剛度k_n。根據胡克定律，衝擊載荷：

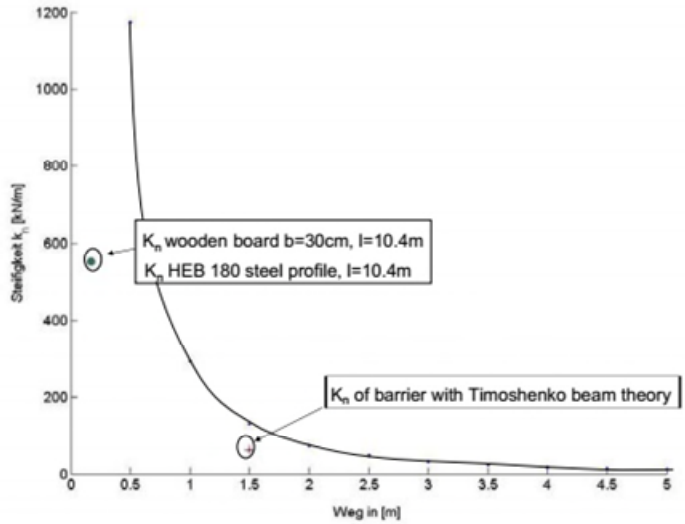
$$F_{max} = k_n f \qquad (6.45)$$

因此即可導出。此定律顯示對應於位移的作用力線性增加狀況，此結果也在俄勒岡州的滑動實驗中看到[23,35]。雖然如此，此原理已被大幅簡化，因為作用在固定網上的作用力在填充過程開始期間緩慢增加，在土石流的實際停止流動過程前不久，即顯著加快。kn的常數值也被簡化，因為環網柵欄的剛度在整個填充過程中無法保持恆定（見圖6.21，下圖。）。

根據Timoshenko樑理論（單跨樑上的均勻分佈載荷q）計算等效剛度，可作為附加的參考值，即得出[48]：

$$k_n = \frac{76.8EI}{l^3} \qquad (6.46)$$

*EI*是彎曲剛度，l是單跨樑寬度。為能夠比較剛性系統的式6.44其能量守恆狀況，即根據Timoshenko理論（方程6.46）確定HEB 180型鋼和木材橫截面的剛度，其高度為0.3m，0.3米厚，每個跨度寬度為10.4米（下支撐繩的跨度寬度）。對環網柵欄也進行相同的測量程序，根據填充階段1在q = 9kN/m衝擊載荷下，其下支撐繩的變形約1.5m的狀況，可確定等效彎曲剛度$EI_{barrier}$，並因此確定等效剛度k_n的數值。圖6.22顯示這些結果及能量公式的計算結果，這些結果顯示根據能量守恆算出的剛度不適用於非常小的變形量，因為曲線指數斜率使然，剛度k_n很快即接近無窮大的數值。此外，根據Timoshenko樑模型算出的剛度低於能量守恆算出的剛度，能量公式得出的阻力剛度為kn≈133kN/m（f = 1.5m的變形），假設作用質量m≈33t，前緣速度為u_{front} = 3m/s（見5月18日填土事件第4.5.1節內容）。關於1.5m的變形，Timoshenko的等效剛性模型得出的柵欄剛性kn ≈ 63kN=m，因此，此數值即低於能量守恆公式，儘管相同是在數級強度係數2內。



Kn wooden board b=30cm, l=10.4m Kn木板 b=30cm, l=10.4m	Kn HEB 180 steel profile, l=10.4m Kn HEB 1800鋼材 l=10.4m
Kn of barrier with Timoshenko beam theory Timoshenko橫樑理論的柵欄Kn值	

圖6.22：根據等效彈簧系統中的能量守恆定律，其阻力剛度k_n與位移f的函數關係。也根據Timoshenko樑模型算出型鋼和木材橫截面的剛度，也算出環網柵欄的剛度。

使用對應的剛度，可根據胡克定律的彈簧位移量Fmax = f•kn而算出當下載荷，不同的變形結果如圖6.23所示。此外，還可顯示Timoshenko樑模型算出的載荷值，即間接對應於壓力-段流模型所產生的載荷值。如剛度比較結果所示，此數值低於能量公式算出的數值。

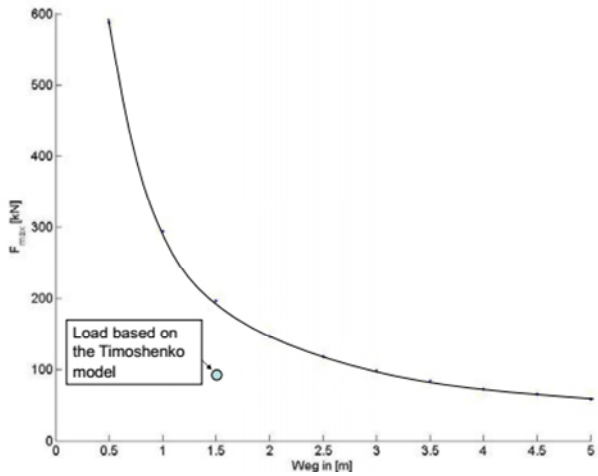


圖6.23：由於降低系統剛度kn，較大的柵欄彈性產生降低總載荷值的結果。圖例：Weg =距離。

可以想像的是，根據能量守恆法得出的數值高估影響土石流的質量。可藉減少能量公式中的質量值，而將能量公式的曲線向下移動，直到與Timoshenko模型得出的載荷值匹配為止。但因為無法進行質量數值的量化，即無法執行此步驟。

相反地，本節將說明不同變形特性如何影響載荷值，因為此處所設計的壓力-段波載荷模型都未明確考慮柵欄的變形量。由於繩索公式考慮了制動伸長量，因此變形量即間接列入載荷模型實驗的考慮中。下文對第7.3章的找形分析，進一步說明結構彈性對衝擊載荷的影響。此外，可使用有限元素程式FARO將結構彈性納入後續的柵欄模擬模型中（見第7.1節）。

6.4.2 關於不同載荷模型的討論

在本章中，計算土石流載荷的各個方法即細分為剛性和彈性柵欄的計算方法，在每節的結尾部份比較各別的計算方法，特別強調每種方法的優缺點。

在先前的剛性載荷趨近計算法中，當前的載荷主要取決於平方速度。這種依變性也藉由實驗得到證實，並據動能特性可讓動能在土石流停止移動過程中消散。但此方法未進行進一步的相關研究，因為其參數如衝擊時間t_{imp}和影響質量m無法容易測得或算出。因此可推導出一種不依賴這兩個變量的模型，只根據容易測得和量化的參數（密度ρ、流速u、流動深度h_{fl}和土石流的類型）即可算出。

表6.10概述2006年5月18日土石流填土事件的所有載荷值計算方法（見第4.5.1節）。雖然未考慮彈性，壓力-段流模型被認為是彈性柵欄計算法的載荷模型。

表6.10：根據2006年5月18日土石流事件評估的彈性柵欄載荷計算法比較。關於每種計算方法，列出環網柵欄上的最大總載荷值。

方法	總載荷[kN]
Rickenmann	11,270
流經環網	310
主動土壓力放大	680
壓力段流	1570
反向計算繩索載荷	890

關於泥流狀的土石流，Rickenmann法明顯高估當前的載荷，因為此方法只考慮到衝擊時間和填充時間。在填充過程中，大量土石穿越環網柵欄，此方法誤估發揮作用的土石質量，但此方法可將總流量Q劃分為填充固定網的流量Qnet（dmin ≈網目M）及流經固定網的剩餘流量Q'，藉此算出泥質狀土石流的相關數值。但為此目的，需要指出土石流粒徑的近似分佈。

流經環網可視為載荷的下限值，並僅說明石頭被固定網阻擋停止移動之前的流動狀態。

原則上，可藉由動態放大係數來放大靜態載荷條件數值。但實驗（見圖6.9和[46]）顯示不同土石流的物質，其不同的擴增曲線和原理。黏性土石如來自Trachtbach的土石，會產生更大的動態載荷值。因此，此方法不適用於實際狀況，或應用前需要先對土石進行全面性的實驗。

壓力段流理論（每個壓力段流都會推動前一個壓力段流）即準確說明初始填充的相關數值（見第6.3.3節）；當柵欄幾乎完全被填滿時，即出現較大的數值偏差，因為此方法會高估當前的載荷值（柵欄的滲透性效應所致）。關於較小的流動深度和較大尺寸的柵欄，這種影響可能更早出現，因為更多的段流會推動先前的段流，很快排出土石。若只發生兩次的湧段流衝擊，在短時間內會填充固定網（高流動深度hfl），對滲透率的影響會更慢。由於先前流失的土石所影響，2006年事件期間的溢流載荷值也被高估。在此情況下，可得知土石的固結導致載荷值減少，但這需徹底了解土石流的物質及其排水行為。因此，第8章中的設計概念不考慮這種減少的現象，而是根據保守的載荷模型來估算，根據已經自行驗證更精確的計算法，停止流動的土石累積會造成當前的繩索載荷（見第6.3.5節）。

6.4.3壓力-段流模型的選擇

壓力-段流模型已為2006年5月的土石流事件提供可驗證的結果，實驗和現地測量的結果也證實此模型的許多方面（見6.3節）。此外，更容易算出模型參數，無論衝擊時間如何，藉由動量守恆定律即可得出動態分量。到目前為止，顆粒狀土石流的動態動量壓力係數Cp可根據Armanini等人的規範導出[2]，此係數尚未在1：1的現地測量中得到證實。實驗中的動態分量，其壓力係數介於0.1-0.9之間，此結果符合泥質狀土石流的壓力係數。根據文獻關於顆粒狀的土石流，建議使用的數值為Cp = 2。因此，使用適當的壓力係數計算方法，即可用於泥質狀和顆粒狀土石流的防護設計。若兩種的土石流都出現在同一個渠道內，則需使用的係數為Cp = 2。

因為「溢流」階段的降低，壓力-段流模型可藉由土壓計算法考慮柵欄的滲透性，但並未考慮系統彈性。第6.4.1節證實精確得出系統剛度（如使用FSI和找形，見第7.3節。）可提高對結構彈性的考慮效用。此外，目前無法測出的參數，如造成影響的土石質量，需藉由標的實驗進一步了解其特性。

藉由選擇壓力-段流模型，本研究即採用保守的計算方法，因此不考慮結構的彈性。雖然在FARO中的計算設計實例確實在結構方面考慮其彈性，但在載荷計算方面卻忽略此彈性（見第8節）。

7 數值建模

防護結構體的數值模擬是有利的，因為這可節省必要1：1現地測試的時間和成本。此外，更能夠了解模型的形成，以便優化現有柵欄系統的尺寸，同時開發出新的承載系統。

首先使用FARO軟體模擬柵欄，FARO最初是為模擬彈性落石柵欄而製作的[103]，接著說明建模細節及土石流柵欄所需的新軟體組件，2006年填土事件的後續實例模擬則說明特定參數對模型生成的影響，同時驗證現地測量的作用力。

在本章的第二節將討論彈性結構所需的找形分析內容，可使用簡化的模型對找形進行快速計算，該分析在實務即整合到結構實施案例中，針對在結構設計中對各個部件所需安裝狀態，進行補充計算作業。

兩個相關的電腦程式其應用和限制，將下文中討論。

7.1 用於模擬落石防護結構的FARO軟體

此模擬程式根據有限元素法進行運算，專用於彈性落石防護結構體的數值模擬，並用彈性結構體的1：1現地測試（落石測試）結果進行檢定和驗證。根據其特性，可藉由特定的離散元件模擬各個結構部件，如支柱、環網、繩索和制動器。此數值分析用C++編寫，而圖形使用介面和可視化環境即採用Java和Java3D程式語言編寫。

7.1.1 非線性動態分析

與靜態、線性、有限元分析相比，運動質量的慣性作用力也需列入動態計算的考慮中。因此，需藉由數值計算方式對以下的公式進行求解：

$$Ma + Cu + K(x) = F \qquad (7.1)$$

其中M是各個節點的質量矩陣，C是阻尼矩陣，K是整個系統的剛度矩陣。$K(x)$代表模擬期間所發生的元素內力，而F是外部載荷的載荷向量，a是加速度，也可以表示為$a = \ddot{x}$，u是速度且為加速度的積分$(u = \dot{x})$，x是距離變量。

由於動態模擬預期會出現大型的非線性落石，其$T_{tot} \approx 0.5\ s$短模擬週期，建議採用具有非常短時間步距的時間積分方法進行數值的求解[103]，在時間步距t + △t處的新速度和位移，即直接根據當前的加速度算出 ，假設在非常短的時間步距Δt內，這些數值都是恆定的，顯式計算方法的問題是選擇過長的時間步距，因此恆定加速度的假設不再有效，結果即會偏離實際值。

另一種可能的計算法就是「隱式」計算法，與顯式計算法相比下，可再次達成平衡，並就每個時間步距△t再次進行非線性公式系統的求解。但在大型的非線性情況下，即使可選定較長的時間步距，會造成許多的迭代循環拖長計算時間。

因此，FARO法中的時間積分計算法即根據有限差分法的顯式時間積分[103]來求解，可計算新的時間點t = t0 +△t的速度，即可得出：

$$v(t + \Delta t) = v(t) + a\Delta t \qquad (7.2)$$

假設在此時間步距中，a = 常數。 位移變量以相同的方式藉由速度u求解，計算法本身總是根據中心差商的數值，在時間步距t-△t和t +△t之間移動。在此時間間隔內，對應的加速度、速度、位移和能量都是常數。在時間點t = 0s，以下的起始條件適用於各個系統節點：$u_{t=0} = u_t = -\Delta t$ 且$x_{t=0} = x_0$。然後根據時間步距t到時間點t+△t的式7.2，即可輸出更新的速度和位移數值：

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \frac{f}{m}\Delta t \qquad (7.3)$$

$$x_{t+\Delta t} = x_t + u_t\Delta t \qquad (7.4)$$

其中，$f = m \cdot a$（牛頓）是系統中有效點的矩陣，m是各個點質量的矩陣。

建議在$\Delta t = 10^{-4} - 10^{-6} s$之間的數級選定時間步距。較小的時間步距會造成讓人困擾較長的計算時間，較大的時間步距會造成數值不穩定和結果偏差較大的狀況。

7.1.2 靜態分析

藉由求解節點其平衡（非平衡）的線性公式系統，可直接在常規的有限元素程式中找到結構體的靜態平衡狀態。在FARO中執行用於再現動態過程的顯式計算法，也可用於輸出準靜態的平衡狀態，甚至可針對非常大型的變形狀況推薦適用的顯式計算方法。

7.1 用於模擬落石防護結構的FARO軟體

關於準靜態計算，重要的是盡量降低當前的節點速度，可將不必要的作用力最小化。所有質點在開始時都具有速度$u = 0m/s$，雖然被準靜態力F_{stat}作用而加速，但此加速度在下一個時間步距即會藉由較高的阻尼值再進行減速，因此會保持在低速狀態下。可執行此方法直到從某個時間步距到下一個時間步距，讓動能差達到預定的最小值（u→0）。有關阻尼比值和動能閾值的指定值，可參考[103]。

7.1.3 進行計算

使用文本檔案將模型輸入FARO中，關於輸入的語法圖，可參考[103]。當輸入具有單位（距離、作用力和速度）的變量時，需確保採用具有一致性的SI單位，即m、kg、s。

成功產生模型後，需藉由圖形介面或命令行（批次處理操作）啟動模擬程式，模型所生成的各個步驟將在下一節內容使用土石流柵欄的案例加以介紹和說明。

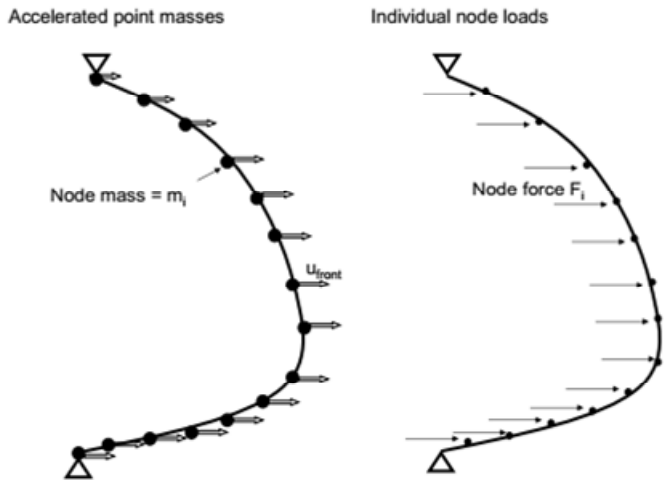
7.2 用FARO模擬土石流的防護結構體體

因為土石流作用於某個區域中的結構體，如表6.2所示，已開發出一種電腦程式可將區域載荷值輸入FARO中。此外，先前用於落石防護系統的節點，已從矩形環網擴展到更常見的落石梯形截面。FARO軟體中的載荷土石流圖形，可在視覺上為呈現此加載條件，藉此設置為動畫呈現。以下的Illgraben地區2006環網柵欄樣本計算實例，即顯示模型產生成的過程和相關的建模細節。

7.2.1 區域載荷

區域載荷和壓力通常在有限元素公式可轉換為節點的作用力，因此在FARO中產生的模型結構，可藉由兩種可能性來模擬土石流的載荷：

- **加速質量**：在此處為每個加載的系統節點i分配1個起始速度和1個附加質量m_i，即對應於牛頓定律$F_i = m_i a_i$的等效節點載荷（見圖7.1，左）。
- **節點作用力**：有效總載荷均勻分佈在加載區域的節點上（見圖7.1，右圖）。



Accelerated point masses 加速點的質量
Node mass = mi 節點質量= mi
Individual node loads 單節點載荷
Node force Fi 節點作用力Fi

圖7.1：載荷輸入的兩種變量，左側為移動點的質量，右側為單個節點的載荷。

將質量分配給每個加載節點的過程需估計有效的總質量，這保留系統中的整體「動態」，而在準靜態等效載荷中即忽略此考慮。所使用的節點起始速度可等於土石流u_{front}的流入速度，但假如根據柵欄的阻力將每個節點進行緩慢制動到$u = 0$，則柵欄的加載結構坍塌，就不再具有真實的變形結構。因此，不能使用此方法構成柵欄的最終填充狀態。

相反地，單節點加載過程所產生的加載結構具有良好的變形構造，但會出現有效作用力在大小和類型（隨時間*t*而分佈）上的問題。
若正確估計有效質量和作用力，則兩個程式都應產生相同的求解結果。由於所選擇的載荷計算法根據有效土石流的前緣壓力，即可選定單節點載荷程式用於此處的計算實例中。此外，根據柵欄結構當前的繩索載荷即可驗證所開發的載荷計算法，但在土石流停止過程中，對有效質量精確估計是不可能的，因為填充過程只有一個可用的測量結果。

7.2.2 Illgraben地區2006年柵欄模型的產生與模擬

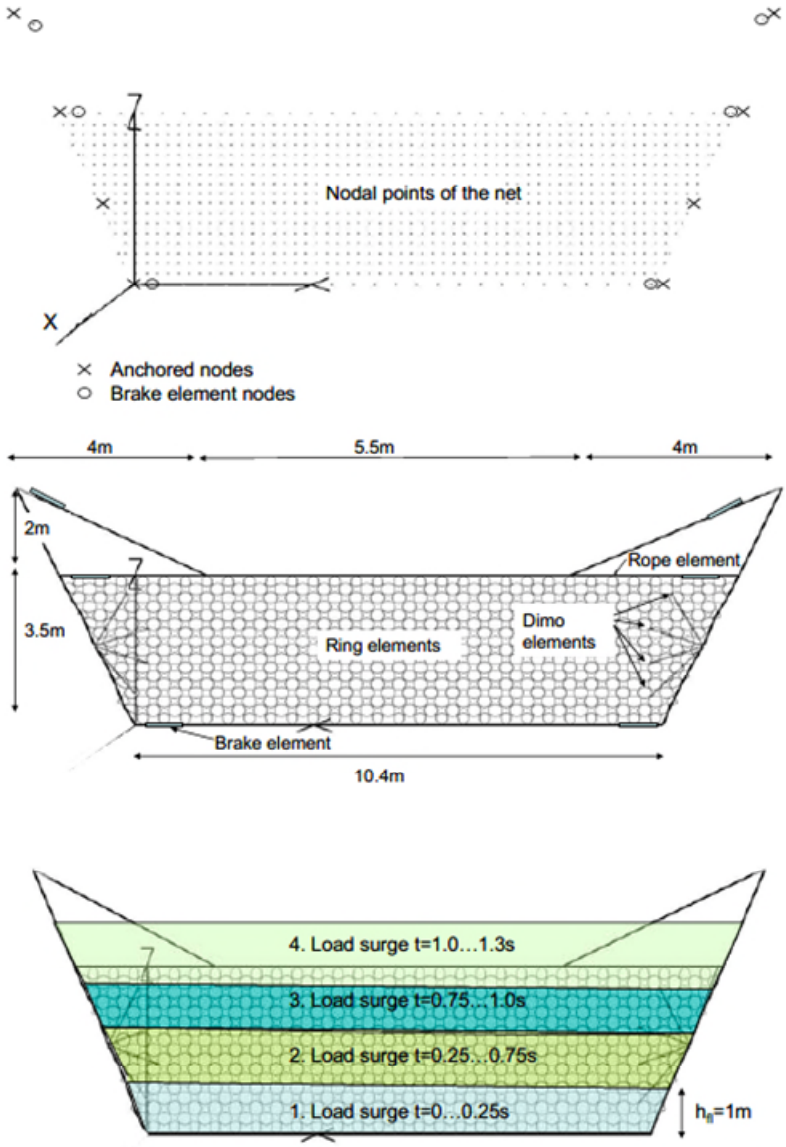
7.2.2.1 一般模擬參數

關於單個段流的大致持續時間（見6.3節），模擬時間點$t_{stm} = 1s$放在防護網阻塞後的時間點t_{real} = 1分鐘。關於計算內容，時間步距設為$\Delta t = 5 \cdot 10^{-6} s$，阻尼比設為$\alpha$ = 1 [103]。

7.2.2.2 元素節點

關於模型的產生，節點按照上述圖7.2網節點、承載節點和制動節點進行分組並需輸入相關的數值[103]。選擇座標系讓z軸指向上方（根據一般的地形座標系）。承載節點分配有對應的邊界條件，用於固定安裝。2006年柵欄實例中的所有節點都在相同的平面上，但實際上對環網柵欄結構中並非完全如此。

輸入載荷時，應確定節點位於段流的對應載荷區域內（段流1、2、3或4；見圖7.2，底部）。將環網節點劃分為輸入檔中的各個群組，可直接取用對應的載荷對節點，載荷段流1-3對應於6.3節中的填充階段1-3。段流4是最後一次的土石段流，即造成完全的填充和溢出。



Nodal points of the net 固定網節點	Anchored nodes 錨座節點	Dimo elements Dimo元件
Brake element nodes 制動元件節點	Rope element 繩索元件	Ring elements 環網元件
Brake element 制動元件	Load surge 載荷段流	

圖7.2：FARO中顯示的節點和元素群組（頂部和中間）及壓力步距模型中，其載荷步距的加載區域即分為不同的衝擊時間（底部）。

7.2.2.3 元素輸入

繩索、制動器和DIMO元件需分別以雙節點元素的型式輸入，環形元素需產生為內環的4節點元素和邊界環的3節點元素（見圖7.2，中間）。然後根據[103]的規範對輸入文件中的各個元素進行土石分配。根據圖3.7的動態作用力-位移定律，即可用於制動元件中。

7.2.2.4 載荷輸入

藉由施加集中載荷來輸入載荷值，在恆定的壓力分佈下，這些數值是藉由壓力乘以面積除以節點數來算出。若載荷在柵欄高度上是固定的，即可在所有的節點均勻分佈載荷。在線性壓力分佈的情況下，每個節點的載荷需在其高度上取其平均值並乘以對應的寬度（見圖7.4）。在有效期間，載荷各自從先前的有效值到下一個最大值之間，呈現線性增加的現象。

表7.1顯示第6.3.3節中2006年5月18日，變量2根據6.3節的計算過程。在此情況下，動態和流體靜壓在當前的填充水平上均勻分佈，但藉由變量1，動態壓力在每種情況下僅用於計算最後載荷衝擊的流動深度，此過程導致輸入作業比變量2更費力麻煩。在每種情況下，動態載荷段流的平均寬度，或流體靜壓情況下填充網面積的平均寬度，被應用為藉由壓力值算出各個節點載荷的平均寬度。

表7.1：分佈在填充水平高度上整個載荷區域中的壓力段流所算出的有效載荷q [kN/m]及變量2段流填充時間內其載荷相應增加的狀況。

狀態/步距	Einwirkungsdauer				
	1	2	3	4	溢流
載荷 q [kN/m]	9.0	28.8	60.8	82.8	60[1]
b_m $[m]$	10.83	11.26	11.68	11.9	11.9
節點數量[-]	258	538	840	902	902
節點載荷 [N]	377	602	845	1092	792
模擬時間 [s]	0-0.25	0.25-0.75	0.75-1.0	1.0-1.3	1.3-1.6

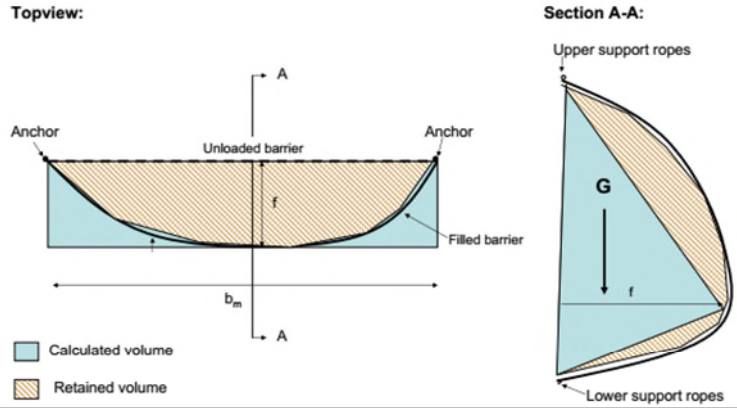
1. 主動土壓計算法，φ= 26°

靜載荷

柵欄和阻擋土石的靜載荷主要與翼端繩索的尺寸有關，因為這會傳遞凸起的靜載荷（關於鏈繩可參考8.6.6.1節）。此外，靜載荷會影響柵欄在垂直方向上的變形狀況，

藉由以下近似值計算法，即可估算填充環網在負z值方向上的靜載荷（見圖7.3）。根據圖7.3中的A-A'部份，環網的變形結構近似三角形，並假設寬度恆定不變。由於近似三角形形狀，其缺失的部份形狀在一定程度上可藉由假設變形的常數來補償。因此，可算因靜載荷造成的載荷值，得出
$F_g = 0.5 \cdot g \cdot f \cdot h'_b \cdot b_m \cdot \rho = 0.5 \cdot 9.81 \cdot 2.5 \cdot 3 \cdot 11.9 \cdot 1950 = 853kN$ ，阻擋儲留的土石密度ρ為1950 kg/m^3（見6.3.4.5節）。

由於靜載荷導致的載荷增加，當載荷段流4結束時，即出現最大載荷值（柵欄完全被填滿）。



Lower support ropes下支撐繩 Filled barrier 填充柵欄 Calculated volume 計算體積量 Retained volume 擋土量	Topview 頂視圖 Section A-A A-A'截面： Anchor錨座 Unloaded barrier卸載柵欄 Upper support ropes上支撐繩

圖7.3：概估土石流凸起體積以用於測定靜載荷。

7.2.3 建模細節的影響

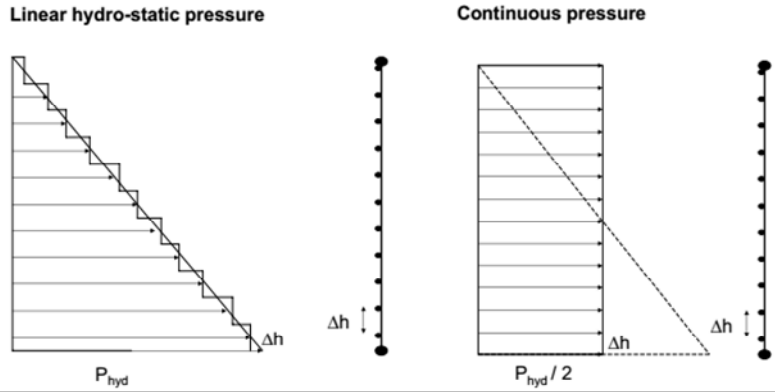
在模擬中，將研究以下的確定影響變量：

- 靜水壓力的恆定或線性分佈
- 根據變量1或變量2的動態壓力（見第6.3節）
- 時間步距的變化
- 阻尼比的變化
- 載荷增加到滿載的時間變化

不同影響因素的結果將在下文中說明。

7.2.3.1 靜壓分佈呈線性或均勻分佈

靜止液體或土石流物質的靜態壓力，隨深度呈現線性增加的現象（見4.4節）。因為簡化建模的關係，也可設為均勻分佈的壓力而非三角形的壓力分佈（見圖7.4），因此靜水壓以線性增加和均勻分佈來進行模擬（見圖7.4）。



Continuous pressure-連續壓力	Linear hydro-static pressure 線性靜水

圖7.4：與常數壓力分佈相比較的線性壓力分佈建模。

表7.2：模擬靜液壓分量為線性或恆定載荷分佈的最大作用力，其繩索作用力測量值的比較（每種情況下的偏差百分比以括號表示）

	平均值繩索作用力	P_{hyd} 線性	P_{hyd}恆定
上支撐繩[kN]	150	151(≈0%)	166(+10 %)
下支撐繩[kN]	230	242 (+5 %)	200 (-15 %)

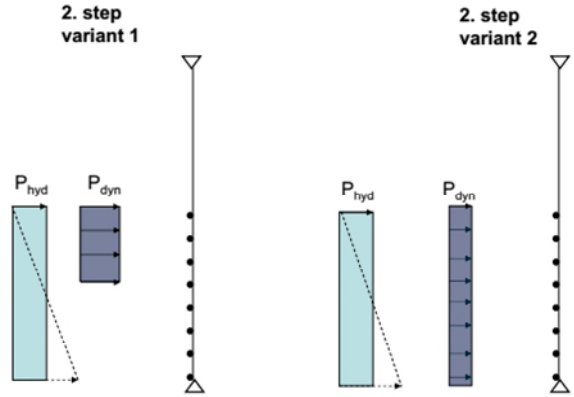
上支撐繩和下支撐繩的最大載荷在表7.2即為平均值，

這清楚顯示線性靜水壓的分佈狀況更符合實際情況，呈現更佳的繩索作用力測量值再現結果。主要區別在於下支撐繩的載荷，在此處，線性壓力分佈的每條支撐繩的載荷為242 *kN*，均勻壓力分佈的載荷則低估為200 *kN*，此分佈在上支撐繩則出現高估。

因此，最好應假設靜水壓力呈線性分佈。在2006年的土石流事例中，帶有大量液體的土石流在較低的動態載荷造成更明顯的影響。若粒狀土石流中的動態現象佔大部份時，仍可採用恆定的靜水壓分佈進行計算。

7.2.3.2 根據變量1或變量2得出的動態壓力

有效的土石流載荷動態分量可在填充高度上均勻分佈造成影響，或僅在上部新填充的區域造成影響（見第6.3節），因此根據圖7.5，將變量1和變量2進行相互比較。



2. step variant 2 步驟2 變量2	2. step variant 1 步驟2 變量1

圖7.5：使用步驟2作為實例，根據變量1和2在環網節點上的載荷分佈狀況。

為能夠研究動態壓力分佈的影響，即假設靜水壓分佈在高度上呈現均勻分佈，因為動態分量對於具有高流速的土石流是一項關鍵考慮，因此靜水壓力正確建模的影響是較不重要。

變量1和2的模擬結果顯示出現很小的差異，由於F_{dyn}在對應的衝擊而言，其分佈隨著0增加到F_{dyn}，變量1在載荷-時間曲線中表現出比變量2更多的段波（見圖7.6），變量1的上支撐繩和下支撐繩其最大載荷值呈現略佳的狀況（見表7.3），對壓力段波相互推動的第6.3.5節模型而言，這是更進一步的確認。

表7.3：假設靜壓呈現均勻分佈，經模擬的最大作用力與壓力變量1、變量2、繩索作用力測量值（括號中顯示偏差百分比）的比較。

	平均值繩索作用力	變量1	變量2
上支撐繩[kN]	150	150 (0 %)	141 (-6.5 %)
下支撐繩[kN]	230	212 (-8.5 %)	202 (-14 %)

若動態分量成正比增大，例如在顆粒狀土石流的前緣快速流動的土石流，根據表7.3的變量1和2之間的作用力差異，模擬會出現更大值。因此，建議變量1只用於區域載荷的輸入。關於2006年期間的泥質土石流發生過程，變量1和變量2其有效範圍的差異造成較小的影響，因此為簡化的理由，輸入變量2的載荷值即足夠（見表7.3）。模擬值的偏差達14%，對於支撐繩載荷的計算而言，此偏差通常在良好的偏差範圍內，但應注意的事，在此情況下低估了當前的載荷。

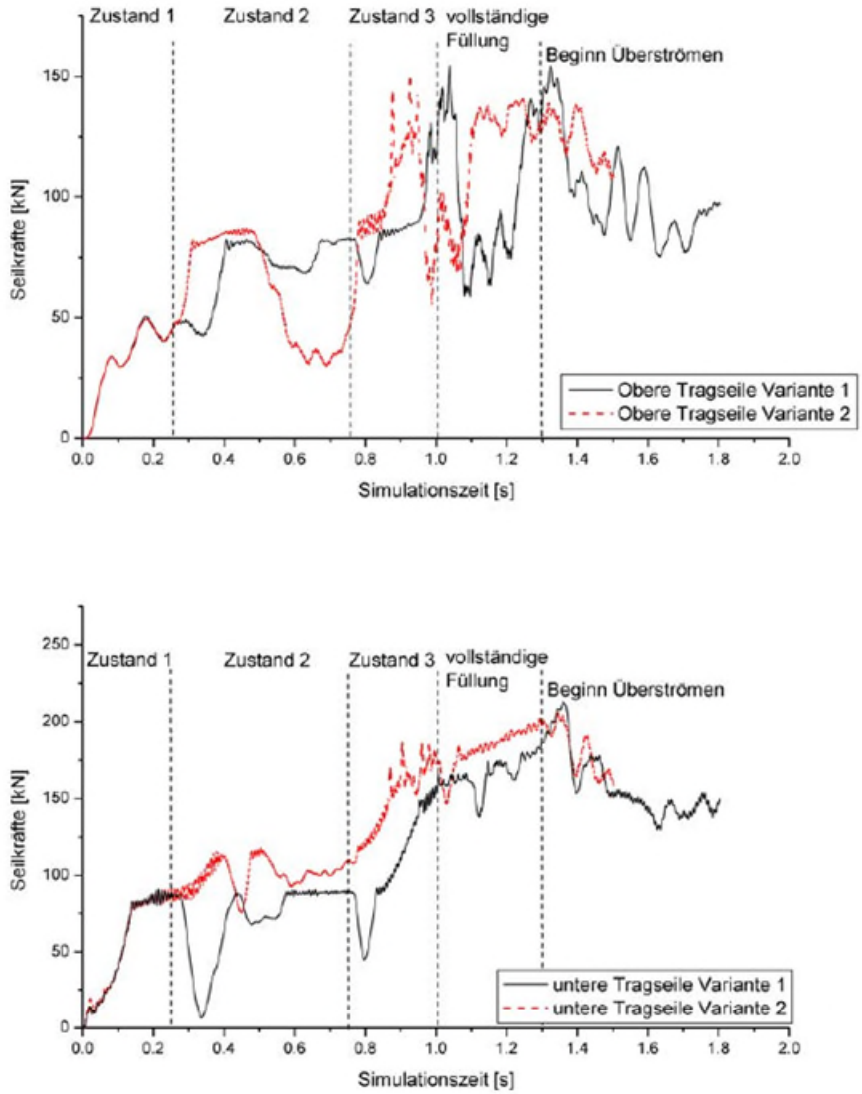
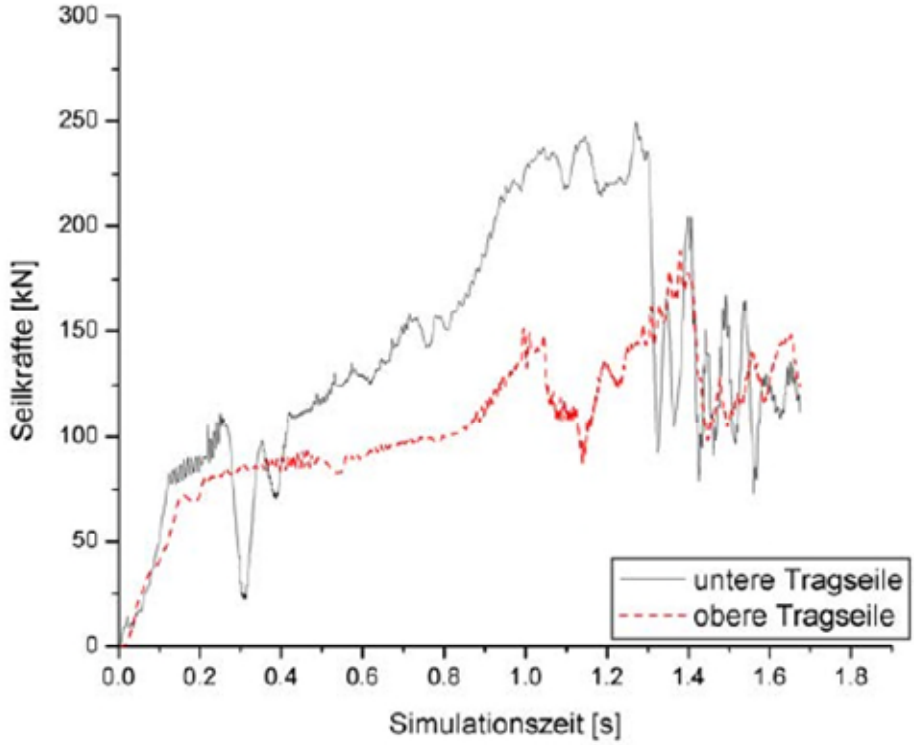


圖7.6：根據變量1和2各個填充階段上支撐繩（上）和下（下）支撐繩中的模擬作用力。圖例：Zustand =階段；*vollständige Füllung* = 完全填滿， *Beginn Überströmen* =開始溢出；Seilkrafte =繩索作用力； Obere Tragseile = 上支撐繩； untere Tragseile = 下支撐繩； Variante = 變量； Simulationszeit = 模擬時間。

不同載荷分佈的變化顯示，動態載荷中變量1和靜水載荷的線性分佈可得出正確的模擬結果，下支撐繩的繩索作用力為244kN，上支撐繩的繩索作用力為180 kN（見圖7.7），相較於繩索作用力的測量值最多高估了20%，此載荷輸入被選用於研究中的其餘部份。



1.
圖7.7：根據變量1的上支撐繩和下支撐繩的模擬作用力及線性靜壓分佈狀況。圖例：Seilkrdfte = 繩索作用力； untere Tragseile =下支撐繩； obere Tragseile = 上支撐繩； Simulationszeit = 模擬時間。

也產生以下的各結果：

- **翼端繩索**：在圖7.8中，每種案例下也可輸入翼端繩索的載荷值，在第6.3節的載荷計算法中未考慮此點，因為只假設垂直方向上傳遞柵欄的靜載荷作用力，模擬的載荷值大小明顯受到負z方向上所作用其柵欄凸起的靜載荷值所影響。在模擬中可達150 *kN*的載荷，現地測量值為160 *kN*（見4.5.1節）。在此情況下，模擬和實際測量值也很接近。

- **DIMO元素**：DIMO元素的輔助載荷分量尚未顯示，在各種案例下，網狀物中水平固定的DIMO元件其最大載荷值為60 *kN*，而在上方和下方傾斜的DIMO元件即出現較小的載荷。這不是平行於主載荷方向的配置，因此即承受較小的載荷（見4.6.3節），所有8個DIMO元件的載荷平均值約為35 *kN*。

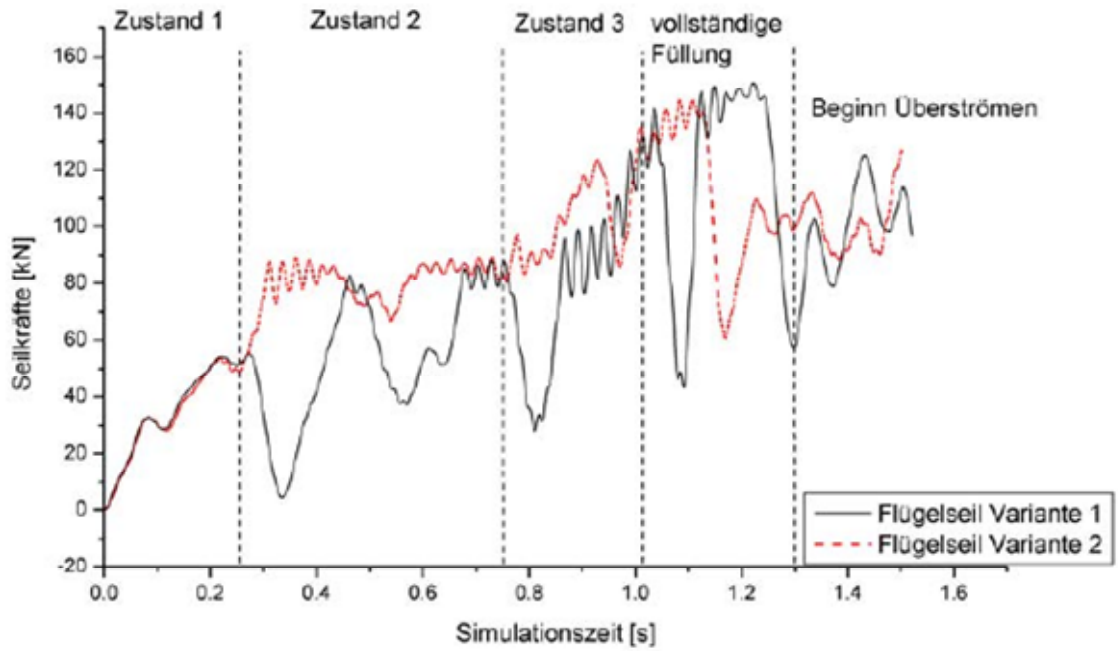


圖7.8：根據變量1和2，其各個填充階段翼端繩索的模擬作用力。圖例：Zustand =階段； vollstandige Fullung = 完全填滿； Beginn Uherstromen = 開始溢出； Seilkrafte = 繩索作用力； Flugelseil = 翼端繩索； Variante = 變量； Simulationszeit = 模擬時間。

7.2.3.3 載荷增加的影響

目前為止所顯示的模擬結果，在t_{sim} = 1-3-1.6s間施加溢流載荷之前，t_{sim} = 1-3s的模擬時間中，載荷即一直增加。為能夠進行比較，各個載荷段流增加之前模擬時間t_{sim}的1/10，直到出現最大載荷為止，即表示柵欄已在t_{sim} = 0.13s的時間點處於處完全填充的狀態，以阻尼比α = 10進行以下的模擬，圖7.9顯示下支撐繩和上支撐繩的計算結果。

可看出由於結構的快速加載，隨著載荷的快速增加而出現短暫的載荷峰值，再來就是藉由恆定載荷快速增加其載荷，這大致符合正常載荷慢增的情況，因此正常的加載速度即足夠。只有上支撐繩的載荷值在載荷快速增加時而比中等與較慢載荷增加速度時提高14%。

由於結構具有大載荷峰值的快速反應，應避免加載速度過快。如有疑問，需先在數值模擬中確定結構體對載荷增加率的敏感性。

7.2.3.4 阻尼比的影響

隨著阻尼比的變動，使用t = 1.3s的載荷增加時間和$\Delta t = 5 \cdot 10^{-6}$ 的時間步距，從圖7.10可看出，在較大α值（α = 50，α = 100）的模擬中，最大載荷值變小。最大偏移在較大的α值時衰減，因此從曲線看起來，比α = 1和α = 10的較低阻尼值更為均勻分佈。此外，雖然載荷同時增加，但在較高阻尼的模擬比較慢達到最大載荷值（見圖7.10）。

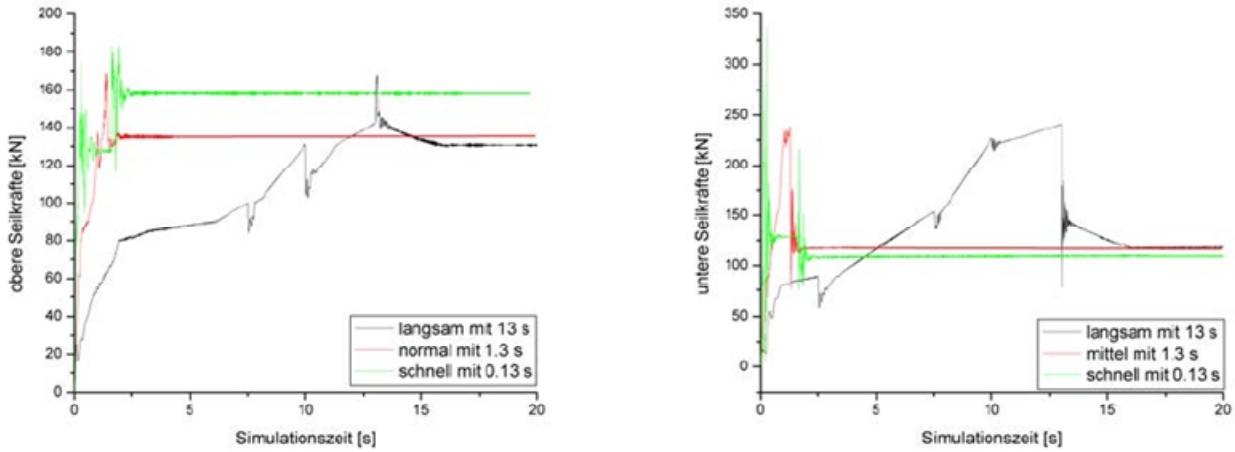


圖7.9：上支撐繩和下支撐繩的繩索作用力快速增加，費時0.13秒，正常增加則花費1.3秒，減速則需13秒。圖例：obere Seilkr¨afte =上支撐繩力作用力； unüre Seilkrdfte = 下支撐繩作用力；langsam = 慢；schnell =快； mit = 帶有； Simulationszeit = 模擬時間。

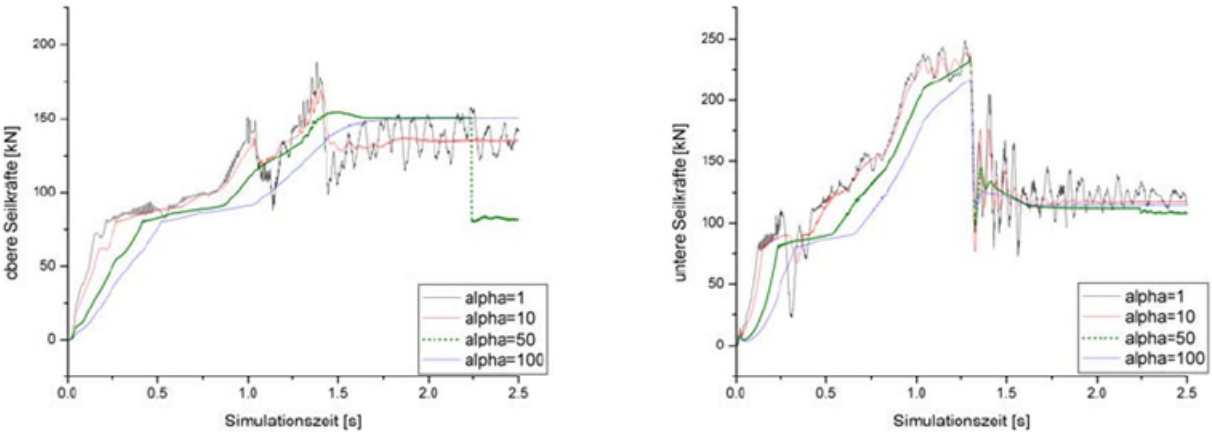


圖7.10：上支撐繩和下支撐繩的繩索作用力，阻尼比的變化為α = 1,10,50,100。圖例：obere Seilkrafte = 上支撐繩作用力；untere Seilkrafte = 下支撐繩作用力； Simulationszeit =模擬時間。

但假如阻尼比太高，則存在低估最大載荷值的風險，因為載荷峰值會衰減。此外，較高阻尼比會直到模擬後期才達到最大載荷值，因此會出現達到最大載荷值之前，模擬即過早結束的風險。

7.2.3.5 時間步距的影響

時間步距Δ*t*從1.0•10^{-6}s變化到30•10^{-6}s，因為在時間步距> 3.0•10^{-5}時結構體（環網）數值破壞。繩索作用力的最大值如表7.4所示，表格內容也顯示環網的使用狀況，因為環網是時間步距增加時的正定分量，在先前的模擬中未嚴格利用環網，這就是為何不列入先前考慮中的原因。

表7.4：支撐繩和環網的最大載荷值與時間步距變化的比較

時間步距[s]	10 • 10^{-6}	5 • 10^{-6}	10 • 10-^{6}	20 • 10^{-6}	30 • 10^{-6}
上支撐繩[kN]	182	188	180	181	180[1]
下支撐繩[kN]	244	242	244	246	250[1]
環網[利用率%]	31	32	33	37	701[1]

[1]數值時間積分變為不穩定之前的時間步距閾值

因此，可確定在△*t*> 3.0·10^{-5}s的時間步距時，其積分計算結果不再穩定。時間步距△*t* = 1.0•10^{-5}s，可進行大多數模擬，且在各個分量提供正確的載荷值，也可用於以下的模擬中。

7.2.3.6 變形

在柵欄變形的過程中，很容易就可識別出單個載荷的段流現象（見圖7.11）。根據填充過程的影片分析，柵欄整體的變形也符合各階段定的變化，但FARO中凸起的最大變形量稍大，因此FARO不用於計算區域載荷效應的最大變形量。完全填充狀態下，其凸起的最大撓度在這種情況下約為3米，而在現地第一次的填充過程後，則為2.5米（見4.5.3節）。此問題是因為FARO最初是針對落石的點載荷所編寫，即環網的數值模型已被優化，而非針對從衝擊點到支撐系統的多向線性載荷傳遞等狀況，則更少出現在單一區域中的均勻載荷。

7.2.3.7 靜態計算

雖然從設計的角度來看，環網柵欄的靜態計算通常是不確定的，但仍應列入調查內容中，特別是針對非常高的柵欄。還可能需調查任何明確的部份或完全積雪的地區，在此情況下可使用有效雪壓代替土壓。靜態載荷條件實際上是間接的動態計算方法，因為第7.1.2節中的防落石結構體靜態計算法不適用於單一載荷的計算。此過程類似動態計算，在較長的模擬週期△t>1s，載荷緩慢增加到滿載，然後有效載荷即保持恆定，這導致柵欄出現靜態平衡。更高的阻尼比也可用於計算，藉此減少結構體的動態自我振盪波動及其動態應力峰值。

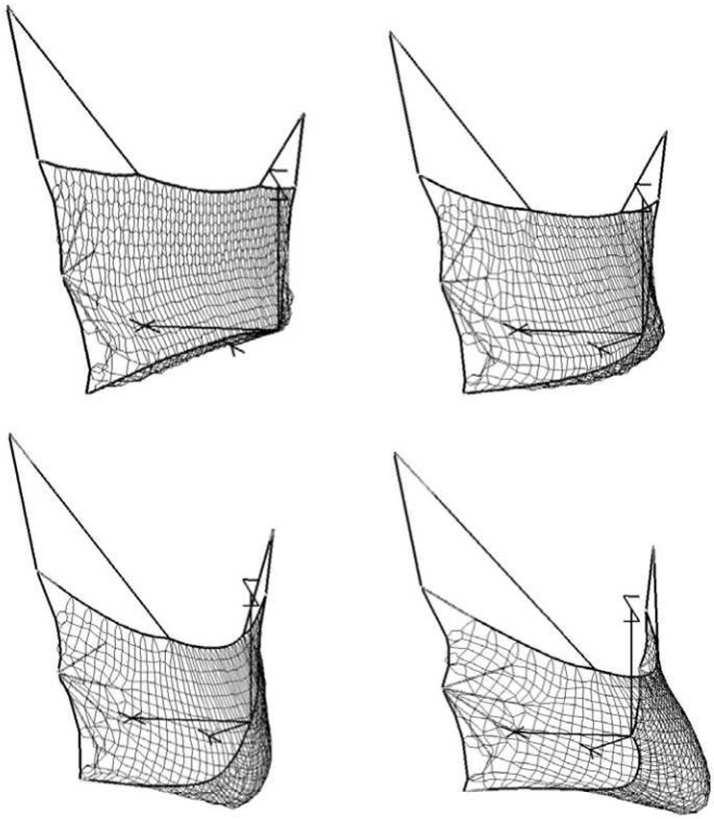


圖7.11：模擬渠道底部無變形的Illgraben 2006柵欄，在第一波和第一波結束（頂部）、第二波和第三波中間（底部）的衝擊。

關於內摩擦角φ= 33°，密度ρ= 2300kg/m^3，柵欄平均寬度b_m = 11.9m，設定柵欄高度為$h'_b = h_{fill}$ = 3m，根據公式5.23算出2006柵欄的有效載荷，得出$F_{stat} = \frac{1}{2}K_{a,h}\gamma h_{fill}^2 b = \frac{1}{2}0.3 \cdot 23 \cdot 3^2 \cdot 11.9 = 370kN$。

各節點上的載荷分配過程即類似圖7.4。為能夠簡化過程，主動土壓也可用相等節點載荷而均勻分佈在所有節點上。然而無法精確再現Illgraben中的繩索作用力測量值，因為較低的繩索作用力具有太小的載荷，而上支撐繩的作用力太大。為能夠驗證Illgraben中的靜態繩索作用力測量值，因此模擬實例即選定在高度上呈線性分佈的載荷。根據圖7.13即得出繩索作用力，表7.5中顯示模擬繩索作用力與沒有垂直載荷（土石流僅在白天流動）的柵欄其填充狀態的測量值比較情形。

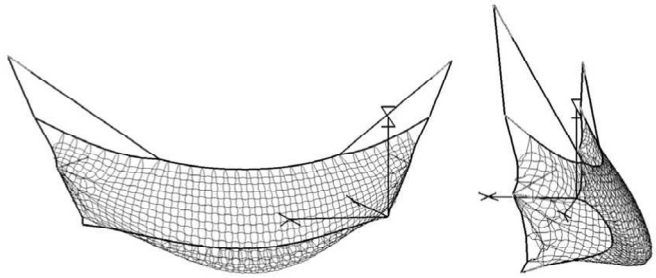


圖7.12：模擬無渠道底部在溢流過程中，從正面和側面可看到在最終狀態下的變形柵欄。

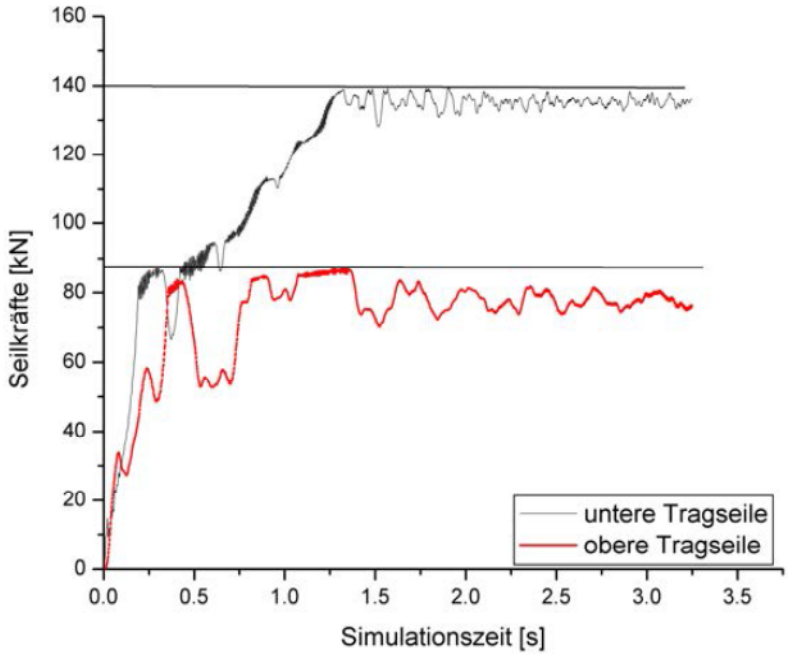


圖7.13：主動土壓加載在填充柵欄上的繩索作用力。圖例：*Seilkräfte* = 繩索作用力； untere Tmgseile = 下支撐繩； obere Tragseile = 上支撐繩； Simulationszeit = 模擬時間。

表7.5：柵欄填充靜態的最大作用力模擬值與繩索作用力測量值的比較（括號中標示偏差百分比）

	平均值繩索作用力	模擬
上支撐繩[kN]	100	90 (-10 %)
下支撐繩[kN]	150	140 (-7.1 %)

在靜態載荷條件下，作用力模擬值和作用力測量值之間，顯示出良好的一致性。角度φ = 33° 當然僅根據1個假設得出，此假設由實驗摩擦角測量值進行驗證，理想的含水量為5.9%，理想的Proctor密度φ' = 43°（見5.2.3.5節）。但該區域的條件不太理想，土石未以最佳的充填尺寸排列，Proctor密度為2225 kg/m^3。此外，理想的含水量即偏離了現地土石中原有的含水量，因為正常排水而出現恆定的滲透現象，這兩個因素都會降低內摩擦角，因此30-35°之間的假設似乎是合理的。因此，在模擬中使用的平均值為32.5≈33°。假設柵欄後面的土石密度略高於Proctor密度（確定粒徑小於3cm），因為在柵欄後面出現更大的石塊，岩石密度≈2600 kg/ m^3 。但相較於較小的粒徑的情況，這些石塊也出現更多的空腔，這些空腔後來被土石流的基質再次部份填充。

雖然參數存在這些不確定性，但模擬值和測量值的對應關係可表示此模型的作用，此模型本身對測定填充環網柵欄的靜載荷具有決定性的影響，下文也可使用相同的電腦程式算出「積雪」的載荷條件（見[108]）。

7.3 找形

藉由彈性柵欄，當結構體被土石流填充，會發生結構上的大變形。由於幾何條件和長期行為所致，端部變形對實際的柵欄尺寸和使用造成明顯的影響，因此，本章將說明並實施控制軟質結構體其形狀的方法，即為找形分析，可採用環網柵欄的簡化模型實例。

首先，簡要介紹說明找形其必要的理論法則，並使用CTI測試台上的環網實驗說明模型的檢定狀況[45]，再使用軟體CARAT在典型結構的三維簡化模型中制定建模細節（見第7.3.2節）。此模型顯示柵欄可能的理想變形配置，才能夠以有效的方式傳遞土石流的載荷，然後從實用性的結構角度解釋進行找形的計算，即何種變形在技術上是合理並可行的，可藉此達成土石成本的合理支出。介紹了支撐繩和環網其必要安裝狀態的概略計算，此外，耐久性對環網柵欄的形狀造成明顯的影響。所有的這3個因素，即載荷特定形狀、經濟可行性和結構上的必要形狀，即使在規劃階段也會在數值模擬造成明顯的影響，應考慮盡量達成一致性。

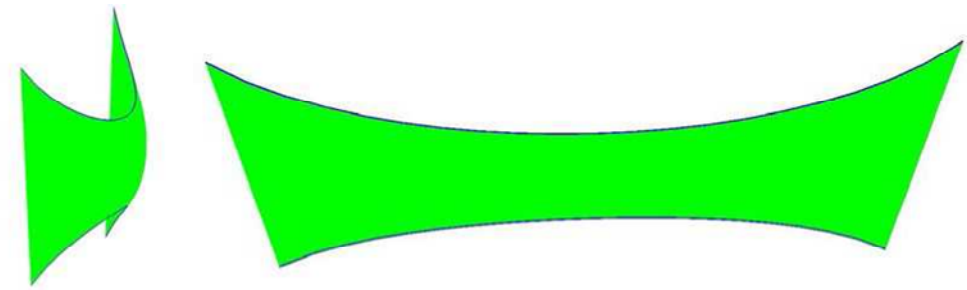


圖7.14：找形分析後，預期最大最終變形量f為1m的平衡形式。

7.3.1 找形的名詞定義

找形即表示用於尋找承載的幾何形狀，考慮幾何邊界條件、繩索作用力和外部載荷情況下，其尺寸大小和方向的平衡優先等級[104]。找形設計膜繩索支撐結構，容許大幅度的變形但忽略彎曲剛度，這造成應力狀態和幾何形狀之間出現關聯性，它在碗型結構的膜導向設計中也具有重要意義。

從數值角度來看，找形通常是困難的，因為這是逆向求解的問題。關於逆向求解的問題，即為用於查找觀察、測量或預期效果和解決方案其原因的方法。這與使用具有基本公式和給定參數的定義系統，來研究發生實際結果原因的直接提出問題完全相反。

在此情況下，尋求用於載荷傳遞行為的環網柵欄其理想的形狀，即用於查找柵欄處於預定起始載荷和繩索初始張力平衡狀態的最佳形狀。換言之，即為如何佈置和預先設定張力，如繩索和錨座等各部件的配置，可填充過程和之後在支撐結構上出現均勻的載荷分佈現象。

目前的研究主要考慮平面柵欄，改變繩索和環網的初始張力，可在土石流填充後促成凸起受控端部的變形現象。本文未考慮在處於卸載狀態時，已具有初始空間配置的支撐系統。

首先，在高度簡化的二維模型中，在CARAT中的可變初始繩索張力下即可模擬出1個網膜，以橫截面顯示繩索的股線（見第7.3.2節）。可變的初始繩索張力其模型和結果如圖7.15所示，顯示不同初始張力值如何影響柵欄的最大變形量f。

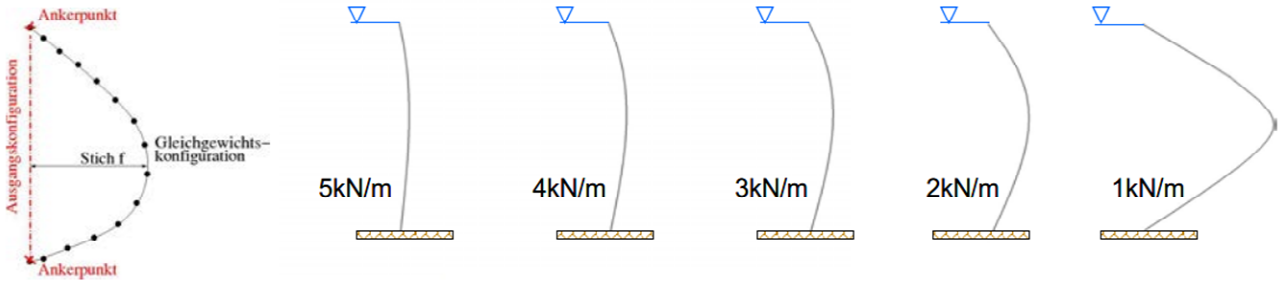


圖7.15：當初始繩索張力從5 kN/m降至1 kN/m時，環網的2D模型和最大變形量f。圖例：Ankerpunkt = 錨； Stich = 拱起； Ausgangskonfiguration = 啟動配置； Gleichgewichtskonfiguration = 平衡狀態。

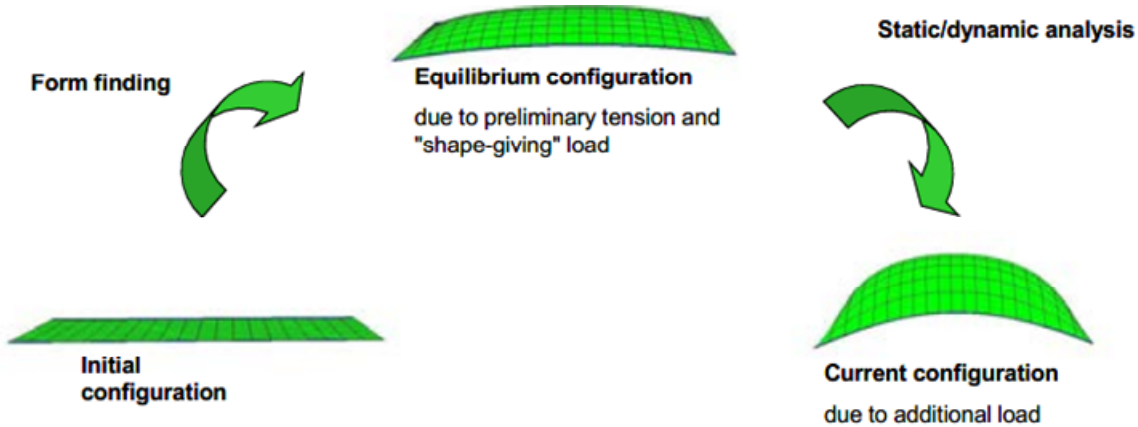
找形分析之後則是進行切割計算，這表示測定相關的無載荷初始結構幾何形狀，即平坦未填充的柵欄結構。

7.3.2 CARAT軟體

很長一段的時間，找形問題的實驗方法是解決複雜形態並發現問題的唯一可能的求解方法。為能夠獲得關於膜體支撐結構的切割和最終形狀的相關資訊，本文費力製造膜體結構的小格式物理模型。同時，藉由克服逆向求解問題其不同的相關數值求解方法，本文建立數值化的找形方法。CARAT有限元素程式是由斯圖加特大學結構力學研究所(Institute for Structural Mechanics at the University of Stuttgart)開發[10]，所謂的CARAT這個名字即代表「電腦輔助研究分析工具」(Computer Aided Research Analysis Tool)，找形的基本原則和後續的結構分析都在慕尼黑工業大學[104]實施。

7.3.3 基本找形方程式

為能夠對膜體結構進行完整的分析，包括在有效載荷下的數值找形和模擬，需先對初始和當前的配置進行其他的配置，相關的配置如圖7.16所示[104]。



Form finding 找形	Initial configuration 初始配置
Equilibrium configuration 均衡配置	Static/dynamic analysis靜態/動態分析
due to preliminary tension and "shape-giving" load 因為初始張力和「形狀張力」所造成的載荷	Current configuration due to additional load 由於額外載荷導致的當前配置

圖7.16：膜體的變形 - 使用CARAT進行找形和結構分析並進行計算過程的配置。

計算從最平坦即無應力的初始配置區域開始，在非線性尋找計算後即成為平衡配置。平衡配置說明初始張力和「成形載荷」(forming load)處於平衡狀態的結構形狀，在土石未發揮作用的情況下，找形是一種均衡的考慮。在找到形狀後，此結構用於確定初始配置的切割或當前配置的變形狀況，這是進一步加載（結構分析）的結果。

從物理的角度來看，使用虛擬工作原理(principle of vitural work) [105]最能夠說明找形的數值化過程，膜體被認為是處於靜態平衡的狀態，虛擬工作原理的基本公式就是：

$$\delta w = t\int_a \sigma : \frac{\partial(\delta u)}{\partial x} da = t\int_a \sigma : \partial(\delta u_{,x}) da = 0. \qquad (7.5)$$

σ是*Cauchy*應力張量，$\delta u_{,x}$ 是與當前配置相關的虛擬位移導數，假設膜體的厚度*t*在變形期間非常薄且恆定。

重新排列後，虛擬位移可藉由變形梯度F來表示：

$$\delta u_{,x} = \frac{\partial(\delta u)}{\partial x} = \frac{\partial(\delta x)}{\partial X}\cdot\frac{\partial X}{\partial x} = \delta\left(\frac{\partial x}{\partial X}\right)\cdot F^{-1} = \delta F\cdot F^{-1}. \qquad (7.6)$$

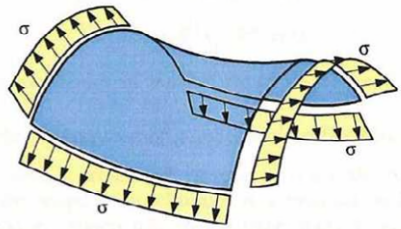


圖7.17：膜的切向應力狀態[105]。

若式7.6代入式7.5並在初始區域A上進行積分計算，即得出以下的公式：

$$\delta w = t\int_A \sigma : (\delta F \cdot F^{-1}) detF dA = t\int_A detF(\sigma \cdot F^{-T}) : \delta F dA = 0. \qquad (7.7)$$

A

最後，第二個*Piola-Kirchhoff*應力張量 $S = detF F^{-1} \cdot \sigma \cdot F^{-T}$ 即導入，Cauchy應力張量與當前的配置有關，而第二Piola-Kirchhoff應力張量與參考或初始配置有關。若當前和初始配置相同，則 σ和S是相同的，這在均衡的配置會出現這種情況，因此，即屬找形求解過程。

本文不再詳細討論找形的理論，有關虛擬位移原理推導的詳細說明和形態分析的有限元素計算數值化處理，可參考[104]。

7.3.4一般的建模細節

在CARAT中即研究兩種建模類型的環網設施，其中一種讓環網盡可能再現膜體結構的特性，僅能夠傳遞拉伸應力的膜體元件材料特性非常適合於此方法（見圖7.18，左）。但關於膜體元件的各向同性物質定律，剪切模量、彈性模量和柏松比(Poisson’s ratio)無法彼此分開而造成影響[104]，這會導致模型和環網間其土石行為特性的相互矛盾，因為環網本身無法吸收剪力。

在建模方面，藉由選擇正交材料定律可避免出現剪切剛度上的問題，通過這種材料特性，剪切模量可進行各別的最小化。由於環網在不同方向上具有相同的材料特性，因此，每個纖維方向即分配有相同的材料特徵值。

膜體的一個特殊性質是只能傳遞拉力，若發生壓縮，膜體試圖進行其垂直平面上的應力轉移，膜體即會起皺導致模擬中的數值不穩定。起皺在結構工程中認為是局部穩定性出現問題，這個問題有兩種不同的處理方法。

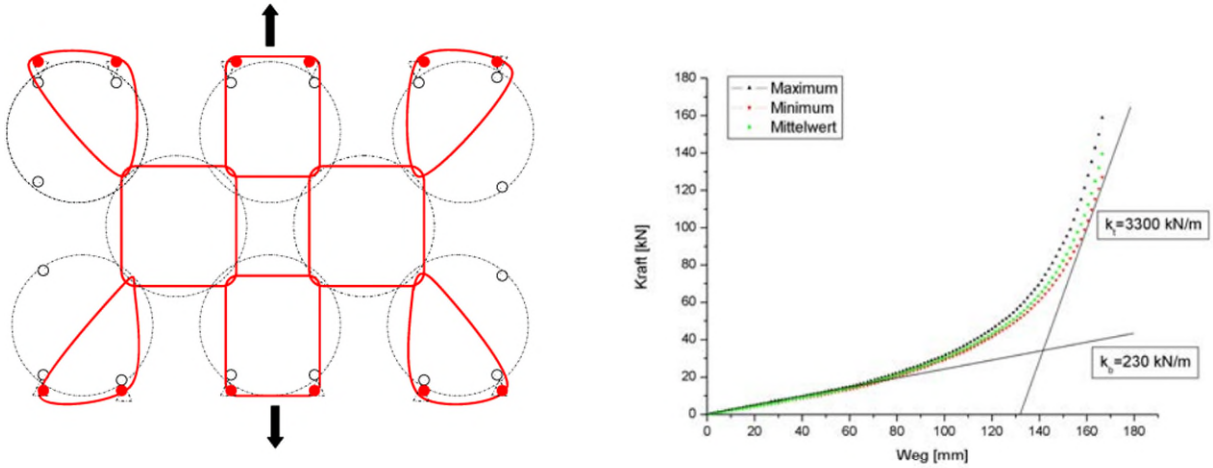


圖7.18：ROCCO 19/3/300（紅色）的拉拔8環配置和測定其彎曲和拉伸剛度k_b和k_t [45]。

第一個也是最簡單的選擇，但在實務中幾乎沒有用處，也就是改變其離散化的狀況。較粗略的離散化計算即可超出皺紋問題的範圍，並以某種方式將其「平滑」處理，此方法最大的缺點是計算精度隨著更粗略的離散化而迅速降低，因此此方法不太實用。

最好用已起皺的特定膜體元件對結構進行相關的建模，藉此解決計算具有正常離散細度的起皺區域。此過程過程無需粗略或非常精細的離散化處理，這導致不準確或耗費非常長的計算時間，其收斂行為也算穩定[104]。

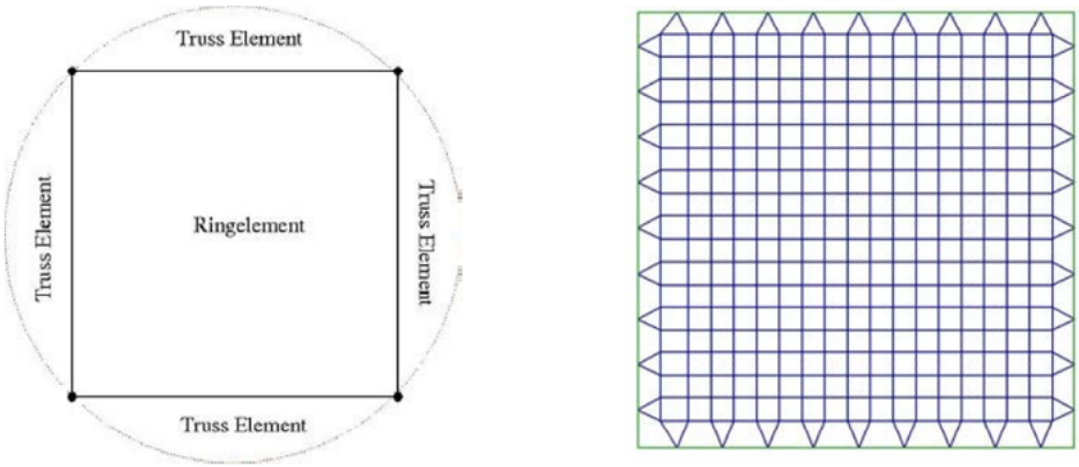


圖7.19：具有桁架元件的單環模型和帶有桁架元件的繩網。

作為正交異向性(orthotropic)平坦膜體的替代方案，環網可作為繩網功能再現的代用品。在此情況下，環網可用桁架元件予以複製，讓桁架元件互連以形成繩網，單環由四個桁架元件進行離散化，然後各元素的節點形成環網的重疊區域。在這種情況下，可能發生最大的建模誤差是由於各環的接觸點被設計為剛性節點所引起的，而實際上這些節點是可自由滑動的[103]。此外，與使用的膜體元件進行建模相比，此方法在模型生成期間需要耗費額外的時間和精力，這是因為模型本身所需的大量元素並存有複雜的元素-節點配置。

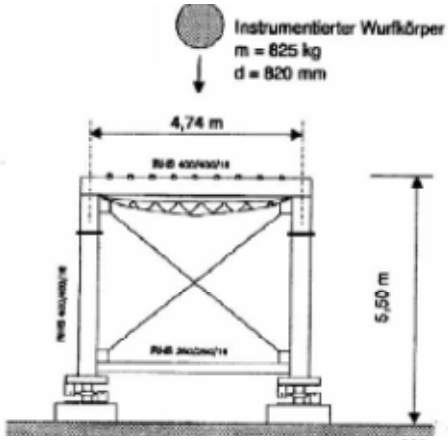


圖7.20：用於檢定的測試台。圖例：*instrumentierter Wurfkörper* = 儀表化衝擊體。

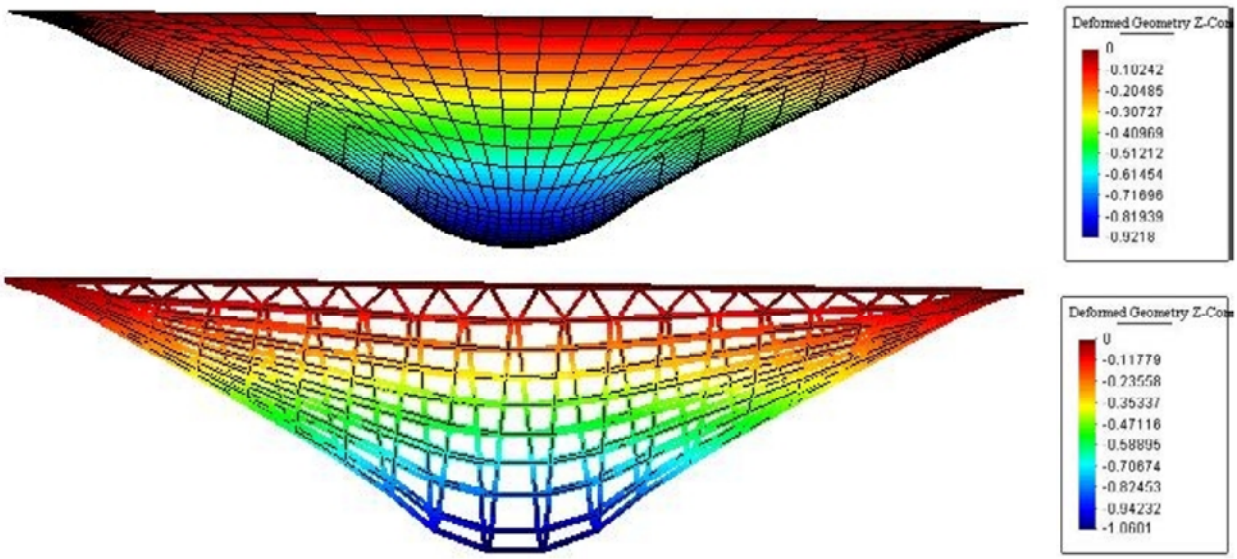
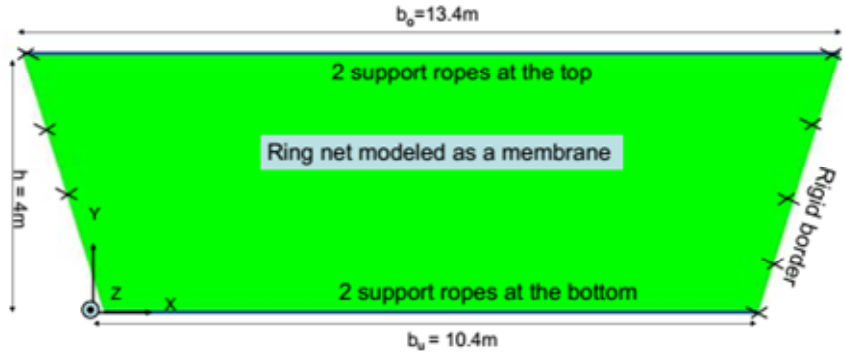


圖7.21：測試台中環網膜體和繩網模型拉緊後的變形比較。

兩種建模方法，都藉由於CTI框架的實驗數據進行檢定（見圖7.20）。在框架實驗中，將820kg的實驗球放入框架內的環形網中並測量其靜態鬆弛量，然後將膜體元件的模型和繩網模型根據這些變形量進行檢定。關於膜體元件，在角落區域會起皺，其中四邊的安裝由框架中的實驗配置所產生，藉由後續建模的球體中心載荷點即可改善這種起皺問題。球體載荷即分佈在球體的一半表面上，可使用正交異向性膜體元件克服模型中的起皺摺問題，但隨著後續模擬中流入其土石流載荷呈現分佈的現象，即使採用各向同性的膜體元件也都不再出現此問題。

7.3.5 帶有膜體元件的環網柵欄模型



b0=13.4m 2 support ropes at the top 2條支撐頂部的繩索 Ring net modeled as a membrane 環網作為膜體	2 support ropes at the bottom 2條支撐底部的繩索 Rigid border 剛性邊界

圖7.22：初始配置的平面模型，頂部和底部有兩條支撐繩，將環網造模為膜體。

這裡說明具有正交異向性其膜體元件的環網模造成型(model formation)，兩個正交異向性纖維方向其彈性模量設為3300 *kN*/m（見圖7.18），纖維方向選定為彼此垂直的方向。剪切模量選定為最小值，因此，不能從環網傳遞剪力。因為簡便工程模型用於估算土石流填充期間所產生的平衡形式，所以即進行以下的簡化。膜體的上邊界和下邊界由上支撐繩和下支撐繩來界定。堤岸柵欄的邊界是固定的（見圖7.22）。相較於準靜態土石流載荷，較小拱起的靜載荷被忽略，即視為不具有決定性的載荷。流動方向對應模型的z軸，因此即對應於已確定的加載方向。進行以下的計算：

- **找形分析**：在找形分析中，環網中的初始張力繩索支撐可產生最大的拱起f = 1m。在找形分析中，將均勻分佈在膜體表面的20*kN*/m^{2}即為全部的土石流載荷（2006年5月18日事件的平均值）用作為載荷值。在第一個樣本的計算中，各向異性(anisotropic)的應力分佈進行更實在的研究；在第二個樣本的計算中，選定各向同性(isotropic)的應力分佈，藉此研究膜體的均勻利用狀況。
- **切割計算**在7.3.6節的中，簡便計算用於估算支撐繩的安裝長度和環網的切割尺寸，藉此達到理想形狀。

實例1：各向異性的初始張力

當加載為140 *N/m*時，即可使用環網中的有效應力近似估算膜體的初始張力，但關於其實際的形狀，此數值在*y*方向（垂直）變得太大，因為膜體將上支撐繩和下支撐繩拉得太緊而且柵欄高度（$h_b' << h_b$）流失太多。因此，選擇各向異性的初始張力，其在x方向上只有140 *kN/m*的初始張力，垂直方向（y方向）只有20 *kN/m*，繩索預先張緊的應力值為50*kN*。

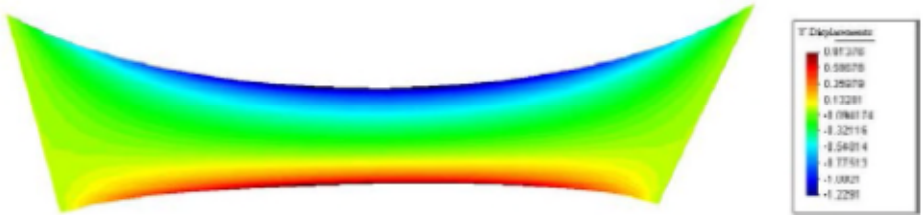


圖7.23：柵欄平衡配置的垂直變形（各向異性預拉張力）模擬其所需的最大拱起*f*為1m。

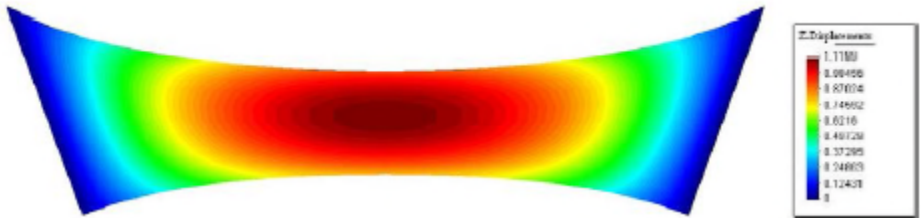


圖7.24：柵欄平衡配置的水平變形（各向異性預拉張力）模擬其所需的最大拱起*f*為1m。

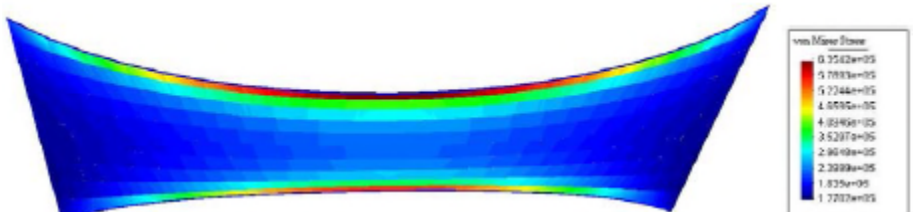


圖7.25：環網柵欄平衡配置中的環網淨應力，其最大拱起*f*為1m，膜體具有各向異性的初始張力。

「理想形狀」在垂直和水平方向上的變形量如圖7.23和7.24所示，針對環網柵欄查找適用形狀(平衡配置)，讓其具有預定的目標變形量f = 1m.

von Mises應力與環網的使用有關（見圖7.25），對應於所需的初始張力值（找形分析的目標條件）；應力峰值僅出現在支撐繩上。這可藉由將膜體固定安裝在支撐繩上來加以說明，可防止膜體在支撐繩上滑動。

因為均勻的應力分佈通常是扁平支撐結構的目標，所以，在下一個樣本計算中即研究各向同性的初始應力狀態。

實例2：各向同性的初始張力

在下面的柵欄中，膜體以各向同性的預拉張力為40 *kN/m*，支撐繩的預拉張力為100 *kN/m*。各向同性的初始張力也相應減少，藉此避免由於較小載荷傳遞方向（$h_k' << h_b$）過度減少其膜體面積，因此，支撐繩中的初始張力也會增加。

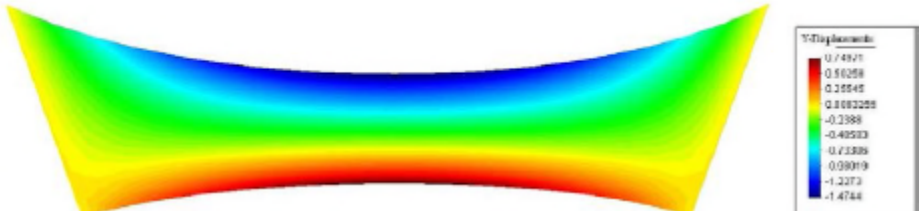


圖7.26：柵欄平衡配置的垂直變形，其模擬所需的最大拱起*f*為1m（各向同性預拉張緊）。

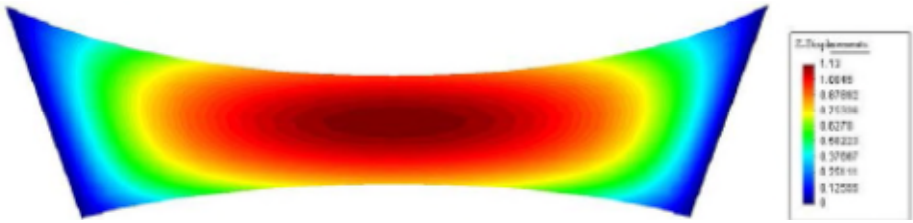


圖7.26：柵欄平衡配置的垂直變形，其模擬所需的最大拱起*f*為1米（各向同性預拉張緊）。

這裡也可看到找形的實際均衡形式，可達成預定的目標變形量*f* = 1m，上支撐繩（柵欄中間）的垂直變形也在1.4米的可接受範圍內。關於40 *kN/m*^{2}的預定環網應力，在圖7.28中可看到柵欄邊界區域實現此數量等級，由於支撐繩的直接垂直載荷傳遞方向所致，在中間區域出現更大的von Mises應力。

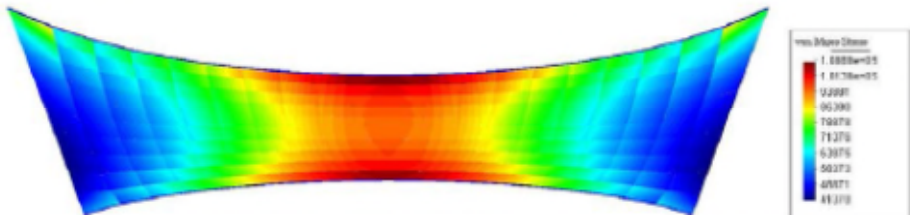


圖7.28：環網柵欄平衡配置中的環網應力，最大拱起*f*為1m（各向同性預拉張力）。

總之，兩種計算都達到其均衡形式，因此，即形成1個模型用於近似計算確定環形網柵欄的「理想形狀」，藉此獲得1m的理想最大拱起量。到目前為止，模型中未列入任何的物質定律，因此可忽略在土石流撞擊過程所發生的所有非線性變動過程（環網的塑化、制動器變形、支撐繩拉伸、環網滑脫等）。

因此，可快速找到滿足某些幾何條件（在此情況下，在流動方向*f*上的最大變形量）在一定利用程度上的均衡形式。

7.3.6 結構設計

現在重要的是，獲得支撐繩和環網其必要安裝狀態的相關結論以及最後確定支撐結構的設計內容。

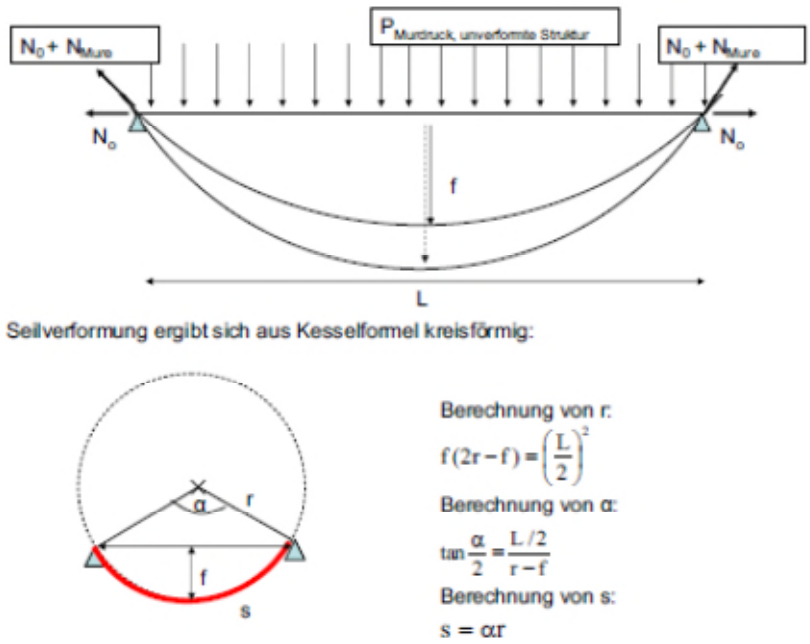


圖7.29：均勻分佈的土石流載荷其流動方向上的繩索變形及填充過程後的繩索長度的推導計算。

支持繩索和制動器

支撐繩在頂部和底部限定柵欄。在此考慮中，側向支撐繩（固定在模型中）和翼端繩索被忽略。由於水平支撐繩和其中所採用的制動元件，在承載系統中產生最大位移。在Illgraben的2006年柵欄（CARAT簡化模型）實例中，上支撐繩的安裝長度約13.4米，下支撐繩的安裝長度為10.4米，算出每種情況下所需的繩索長度，即可用作為支撐繩在流動方向上其不同圓周區段的最大撓曲量*f*，在此考慮中，忽略有效靜載荷所引起的垂直變形。其他的簡化方式就是土石流載荷在支撐繩上以理想的均勻分佈狀態，有效發揮其作用。因此，變形的構造可再現為具有半徑r的圓周區段。因此，圖7.29的幾何關係即可適用。支撐繩上的均勻壓力產生承重狀態，可由Barlow公式加以說明：

$$N_{debrisflow} + N_0 = P_{debris-flowload} \cdot r \qquad (7.8)$$

其中的r是平衡繩索的半徑（見圖7.29），N_0是支撐繩的初始張力，若可得出支撐繩不同的預設端部變形量f（例如，f=1,2,3m），即可根據表7.6得出以下要安裝的繩索長度。因此，需將固定網的變形量加到支撐繩的最大變形量，必要數量的制動元件可在另一步驟中從必要的繩索長度導出關於6.2.2節（初始鬆弛、彈性應變和溫度影響）所有其他的長度變化，相較於制動元件的變形量l_{br}，可假設是可予以忽略。

表7.6：若制動器安裝在兩側，其支撐繩的末端長度和必要的制動長度l_{br}。

	下支撐繩 L = 10.4m			上支撐繩 L = 13.4m		
拱起 $f\,[m]$	1	2	3	1	2	3
半徑 $r\,[m]$	13.5	7.7	6.0	22.4	10.2	8.9
變形長度 s $[m]$	10.6	11.4	12.5	13.6	14.0	15.1
必要的制動長度l_{br} $[m]$	0.2	1	2.1	0.2	0.6	1.7

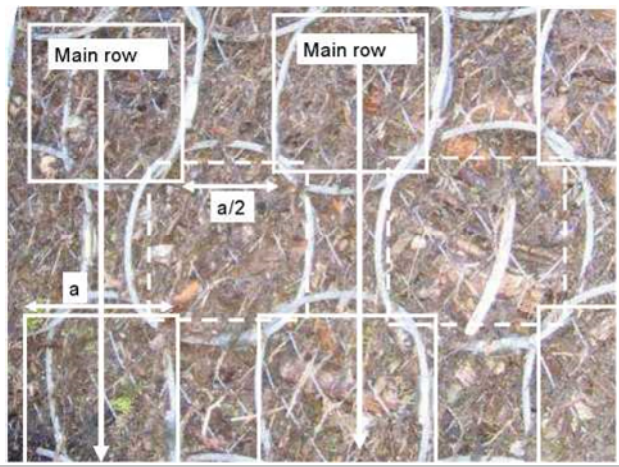
然後，可使用長度l_{br}來決定制動元件的必要數量（見第3.2.2.3節）。假設GN-9017的最大變形距離約為1m，若制動器安裝在兩側，所需的最大變形量為3m，則每條支撐繩即會產生一次的制動。

還可參考表7.6，其中減去所述的繩索曲率半徑並加上最大變形量f，即表示假設繩索的理想載荷是由土石流載荷均勻進行加載，藉由Barlow公式即得出較低的支撐繩載荷值，因而獲得越來越大的最大變形量f。這凸顯出彈性承重系統的優點，在6.4.1節也以不同的方式加以說明。

將環網切割成所需尺寸

為能夠在安裝時確定伸縮環的必要數量和環網尺寸，需先考慮圖7.30的伸縮環從圓形（彈性）到角形（塑性）的變形狀況。忽略伸縮環本身的塑性應變，因此伸縮環a的變形其正方形的邊長可從伸縮環的圓週算出$a = 2 \cdot \pi \cdot r/4 = 2 \cdot \pi \cdot 0.15/4 = 0.23m$，伸縮環直徑$d$ = 30cm（見圖7.30）。使用圖7.30中的變形幾何，即可估計伸縮環主列的間距，得出α/2的數值。

根據圖7.27，環網中心的最大凸起嚴重影響伸縮環必要水平行數的判定。實際上，由於其他有效的靜載荷和（通常是梯形）土石流載荷分佈在高度上的變化，環網的最大拱起在柵欄下半部較為明顯，但就環網結構設計而言，必要數量則保持不變。



Main row 主橫列

圖7.30：變形伸縮環和伸縮環近似邊長為α的正方形。

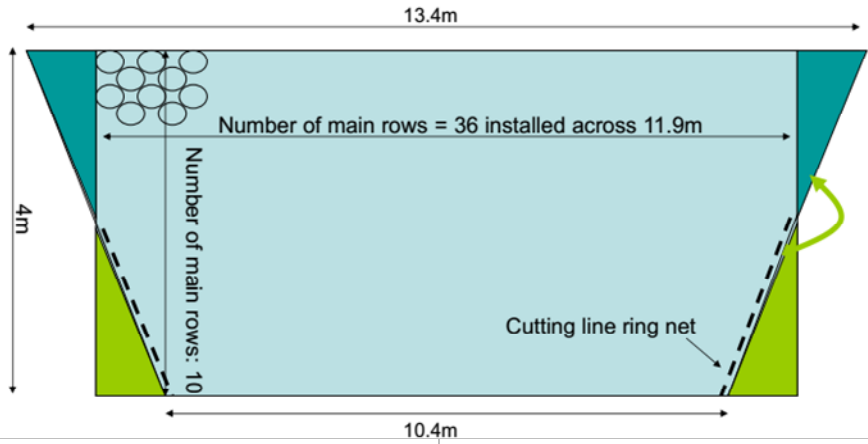
如圖7.27所示，關於平衡狀態所產生的CARAT簡化模型，在環網中形成比在支撐繩高出30cm的最大變形量f，總變形量約為1.1m。關於半徑r = 16.6m，若變形的環網投射到平面中，則產生12.2m的淨長度S-net,h。即表示根據圖7.30，在兩行≈a/ 2之間距其必要數的主環行即為N = 12.2 /(0.23 + 0.23 / 2）= 36個主環行。

若將要安裝的主環數量與製造商每米淨面積建議採用的主環數量進行比較[39]，建議每米裝設2.8環，平均柵欄的跨度為11.9m，主環數為33環。因此，在中心網的區域中需外加3個環行。

對直向環也進行相同的計算，在此情況下，根據圖7.26從h_b = 4降到h_b' = 4-1.4-0.7 = 1.9m的剩餘高度，環網在流動方向上的最大變形量為30cm，這產生必要的垂直淨長度$S_{net,v}$ = 2.09m，這是環網4米安裝長度的一半。因為屬於沉降柵欄的性質，只有來自[39]的伸縮環的結構數量其規定值為21（主環和副環），高度為4m，環直徑或d = 30cm，對環網的垂直長度才具有決定性的影響。

在垂直變形期間，因為環的額外距離而變得自由變動，所以可得知無需在水平方向裝設另外的主環列。環網可變形成為更大的矩形，其中較大的軸向是在水平方向（x方向），這也證明水平方向（x方向）是主要的傳送方向（見圖7.32）。

側邊的對角鋼絲可使用其他的切口，或利用下方已切割的環網進行併接（見圖7.31）。



Number of main rows = 36 installed across 11.9m 主要行數 = 36行，跨越11.9米	Number of main rows: 10 主要列數= 10 Cutting line ring ne 環網切割線

圖7.31：找形算法所需的固定網橫列數和切口



圖7.32：環網變形成為矩形，環網在水平方向的變形量較大，此部位支撐膜體的水平載荷傳遞方向。

結構細節

除了最大變形量和環網形狀外，在形成柵欄形狀中還需考慮其他要點。柵欄的最終形狀對柵欄的耐久性具有很大的影響，若含有沉澱物的水份在柵欄的變形凸起部位連續流動，則固定網的使用壽命受到土壤細粒磨損造成不利影響，讓非防銹的鋼材容易生鏽腐蝕（見圖7.33，左圖）。因此，找形過程的考慮還應包括如何選定有利的形狀，藉此避免這種腐蝕效應。



圖7.33：用於防止腐蝕環網的負向造型（左）和正向造型（右）。

這是在規劃2007年柵欄幾何形狀的階段之前所完成的（見第4.3.3節），在豎立柵欄之前，使用FARO模擬選定1個系統，其中翼端繩索的錨座和上支撐繩的錨座各自放置在前方1米處。這種邊界條件的選擇即代表，當進行柵欄的土石填充時，包括磨損保護系統的上半部保持先前的流動方向，藉此產生理想的溢流頂。因此，溢出的水流不會從環網流下，只會形成自由溢流的狀況（見圖7.33，右圖）。藉由上支撐繩和翼端繩索中所附加的制動器，可達成相同的效果，但效果較小。UX系統中的柱體傾斜位置和保持繩索中的附加制動距離，同樣可具有相同的效果。

此外，幾何和地形邊界條件在找形過程也發揮作用。若將環網柵欄規劃為既有的柵欄的附加結構，即可明確指定某些邊界條件。若計劃在既有的柵欄或外加環網，則需考慮凸起的最大變形量。若可能的話，應在土石填充後讓溢流頂停留在現有的結構體末端，若現有的柵欄突出端太長，後者會承受額外的彎曲載荷，在設計規劃階段並未將此列入考慮。



圖7.34：在既有的結構體中添加網柵欄時，邊界條件的幾何約束選擇，Illgraben VS, Barrier 25。

若混凝土柵欄側面添加設施，如在Illgraben中的柵欄，柵欄的邊界條件如錨定位置和繩索配置會明顯受到舊有結構體的限制。傾斜配置的第2個柵欄位於第1個網柵欄上方，用於將土石流轉移到混凝土柵欄上（見圖7.34），在此情況下也進行間接的找形。

施工角度的造型

若7.3.6節中找形的另外兩個面向，即耐久性和幾何條件納入結構設計中，這代表需先估算柵欄在流動方向上的水平變形量，藉此確定如何安裝固定網。然後需在現場分析其幾何條件選定錨座，並根據所創建的模型施工，不可鑽錨，必要時需修改模型。
式7.8中的Barlow公式即顯示，大數值的最大變形量讓土石流載荷具有更有利的載荷傳遞行為。但是在此處需考慮土石流擋土的靜載荷，若環網突出範圍遠超出支撐繩的長度，則具有大凸起的靜載荷，很快即出現非常高的載荷，需藉由支撐結構體傳遞這些載荷。在柵欄上方如有1個較大的凸起部位也應同樣謹慎考慮，此結構因素更應改善腐蝕問題，但在整個系統中會出現很大的額外載荷，特別是在溢流過程中。

此外，需考慮柵欄的預定用途，柵欄是否計劃提供土石流擋土功能，或柵欄永久維持淤滿狀態，藉此造成垂直墜落效應呢？在後者的情況下，更需強化耐久性，為此建議選擇向上偏離垂直系統的上錨座（見第4.3.3節）。這必然導致結構體的變形，上支撐繩的流動方向造成水平方向的前移，應特別避免溢流水和固定網之間的直接接觸，可藉此防止腐蝕。

在此方面的找形包括，工程術語的權衡，均勻載荷傳遞所需的變形量及現地對結構體變形的影響程度，應同時考慮到結構體的耐久性，藉此得知其狀況。

7.4 解說

7.4.1 模擬土石流柵欄的FARO

使用有限元素程式，可讓FARO對環網柵欄的模擬在結構上產生令人滿意的結果。用於計算土石流柵欄時，來自落石的各個要件經特定檢定證明這是有利的條件，選擇具有單節點載荷的模型，藉此驗證壓力步階模型，即表示可在模擬中算出繩索載荷，相較於現地柵欄的載荷測量值，其偏差小於20%。在土石填充過程中的結構體變形似乎是合理的，這與影片記錄的觀察結果一致。

同樣地，可藉由動態計算，以令人滿意的方式再現靜態載荷，將其增加到最大載荷值再降為固定的載荷值。

7.4.2 關於土石流柵欄的找形分析研究

在設計彈性柵欄的過程中，重要的是即使在選擇邊界條件的早期階段（如錨索、繩索和環網的初始張力），也能夠進行形狀的造型。因此，除了使用FARO進行結構計算外，還可使用CARAT進行找形的分析。在此過程中，利用膜體元件即可創建環網柵欄的簡化模型，藉此研究所得出的均衡形式其相關的可行性和實用性。
支撐繩必要安裝長度和環網必要切割長度的結構設計面向，可使用簡便工程計算方式進行結構體的補強設計。

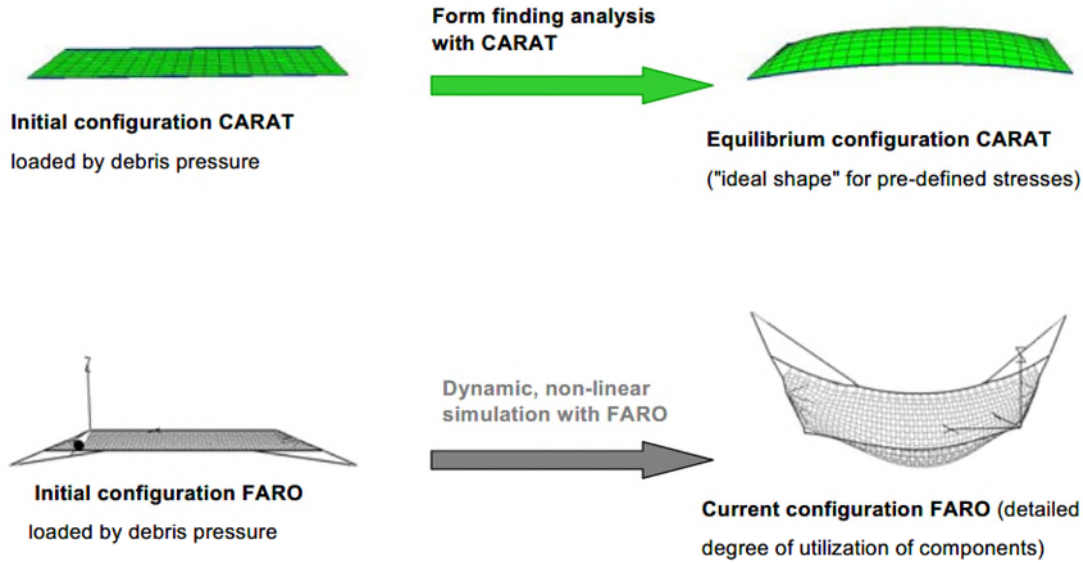
由於CARAT中環網柵欄的簡化模型，是藉由膜體元件再現環網其頂部和底部的支撐繩配置和側面固定邊界，因此無法精確模擬實際的載荷。為此，首先需執行特定的檢定計算，藉此模擬結構體的特定元件，就如同FARO軟體的檢定。關於實際建模，需在CARAT中進行特定的調整，如固定網、支撐繩制動器等，這在將來原則上是可能達成的作業。第一步基本上是藉由測試台上張緊的環網靜態載荷值，對膜體元件進行相關的檢定，藉此得出元件其必要的土石參數估計值。

7.4.3 程序和展望的比較

在使用FARO的結構計算中，可藉由非線性動態計算直接算出柵欄當前的載荷分佈狀況，非線性分析將初始配置的未變形環網柵欄變成為已變形的狀態，藉此視為目前的配置狀態（見圖7.35），這需要對各個支撐組件及其物質定律具有既有且明確的規範。整個承重系統中的作用力分佈，在安全考慮方面，可達到令人滿意的結果，其再現程度達20%的偏差，藉此產生的最大變形也偏離現地測量值約20%的程度，同樣地，數值也被高估了。

CARAT的找形計算將初始配置的未變形柵欄轉變為平衡狀態，藉由在其內部施加初始張力和土石流的有效載荷，可從找形中得出當前的配置狀況（見圖7.35）。實際上，環網可用作為膜體元件其預期應力狀態的參考點，這方面不需考慮結構方面的重要定律，因此可忽略所有的非線性變形，如環網的塑化和制動器的伸長量。找出柵欄僅就特定應力狀態(使用程度)的「快速簡便均衡形式」，並在此過程中進行變形量的近似計算。

在下一個步驟中，可使用平衡配置得出環網和支撐繩其必要的切割和安裝長度，以便在規劃階段及早獲得相關的安裝尺寸估計值。



Initial configuration CARAT 初始配置CARAT loaded by debris pressure 土石壓力加載 Form finding analysis with CARAT 用CARAT進行找形分析 Equilibrium configuration CARAT平衡配置CARAT ("ideal shape" for pre-defined stresses) （預設應力的「理想形狀」）	Initial configuration FARO 初始配置FARO loaded by debris pressure 土石壓力加載 Dynamic, non-linear simulation with FARO 使用FARO進行動態的非線性模擬 Current configuration FARO (detailed degree of utilization of components) 當前配置的FARO（組件利用程度的詳細說明）

圖7.35：使用CARAT和FARO進行找形和結構分析的配置。

兩種模擬程式的優缺點可在其計算結果中看出，使用面積載荷實驗執行進一步的檢定，可改善FARO軟體稍微過大的最大變形量，可將近似求解模型加入模擬CARAT中，藉此補強環網柵欄的缺失部份。此外，初始配置早期，可從平面突出的支撐結構找形應考慮的因素。

8 土石流柵欄設計實例

第6章概述設計土石流柵欄的歷史方法，根據先前從現地和實驗所得知的結果開發出一種新的載荷模型，此模型根據壓力段波模型（見6.3節）即可進行實例應用。

首先，定義並估計與實際執行相關的參數，在選址中考慮建立環網柵欄所需的地形條件，關於「腐蝕」的問題也提供解決此問題的可能方法。

下文說明長期收集的一系列土石流載荷測量值數據，對安全係數進行判定的基本程序。由於這項工作無足夠的測量數據，因此即使用建物保險[60]所推薦的安全係數，但從風險與安全專家的角度來看，這些因素應被歸類為環網柵欄其土石流載荷問題的關鍵和安全要素。[1]但需為作為用戶的業者和工程師提供設計概念指導，因為實際上環網作業已開始進行（見第2.4.3和2.4.2節），各州保險公司的準則都謹慎考慮這些安全因素。

對彈性環網柵欄使用限制的嚴格評估，即為本章的結論內容。

8.1 地形條件與選址

原則上，任何土石流渠道或山區溪流都適合安裝彈性環網柵欄，只要其寬度小於25m並有適當的堤岸可用於錨固承重系統者即可。需盡早考慮到規劃階段中各個結構體的最有利位置，因為柵欄的佔用面積取決於此因素。

- **用作為可用的擋土量**：在此情況下，建議在集水區或直接在已知的滑坡和不穩定區域下方處安裝柵欄，因為只有如此才能防止更多的土石沿著渠道移動（見Brienz和Hasliberg的實施實例，第2.4節）。
- **在填充狀態下作為柵欄或河床穩定的結構體**：在此情況下，結構體應位於能實現最大能量損失，或能從土石流的流動或洪水排放中去除能量的地方。若設置有許多的結構體，還需考慮柵欄間距，以便進行所需的水躍結果，藉此促成能量耗散（見第3.4.2節），柵欄陣列中的柵欄間距l即設為l>10m或是沖刷長度l_k的兩倍長大[11,8]。

選擇柵欄位置的其他相關要點為：

[1] 與蘇黎世聯邦理工學院風險安全系Jochen Kohler博士進行個人經驗交流

- **可達性**：若將柵欄規劃為土石流擋土空間，則需確保具有良好的可達性，以便進行必要的土石清空作業。若可能的話，應在結構體上方設置道路，不必打開柵欄即可從下方通行進入（見第3.2.5節）到相關的棄土場路線，在理想情況下應可藉由卡車抵達且距離很近。

- **翼端的穩定性**：通常結構體應規劃在可承受最大載荷的堤岸，然後需進行必要錨座長度和數量的最小化。一般而言，應避免設立在臨時堆積區域，這些區域只能承受很小的載荷極易受風化影響。
- **渠道坡度**：渠道在柵欄位置處的坡度越平緩的話，擋土量就越大。此外，土石流在緩坡上流動更慢，因此結構體上的載荷即變小。

- **渠道橫斷面**：柵欄位置的橫斷面寬度不得超過25米，因為荷載系統使然，環網柵欄不適合採用更大的跨度（見第8.7.2節）。此外，橫斷面的堤岸高度應至少與規劃的柵欄高度一樣高，方便進行上支撐繩的錨固。當然，若堤岸上緣遠高於固定網所規劃的邊緣高度則更好，可藉此防止土石流突破溢流到堤岸。

- **渠道底部的組成**：由岩石基底組成的固體底部也是有利的設計構造，因為基部開口可調適洪水的排放深度不會讓柵欄和基部開口被沖洗造成不必要的擴大（見第4.3.3節）。

- **避免位於雪崩滑槽**：選擇位置時，通常應避免位於雪崩滑槽，因為雪崩的衝擊壓力對環網柵欄的荷載系統來說實在太大了。

8.2 輸入數據

要計算當前的載荷時，以下的土石流參數極為重要：

- 密度 ρ
- 最大前緣速度u
- 流動深度h_{fl}
- 乾密度ρs、內摩擦角φ'（僅用於精確計算「溢流」的載荷條件）

若無法得知所標註的各個變量尺寸，可藉由工程評估或經驗法則進行有用的近似估算，

以下即為柵欄規劃的相關幾何變量：

- 具有決定性的土石流量或土石流段流量V
- 規劃的柵欄擋土量V_γ
- 渠道坡度 I_s
- 柵欄位置的渠道平均寬度b

關於當前速度的經驗估算，需先估計土石流事件期間的其最大的可能排放量Q_{max}，根據Mizuyama等[70]的兩種方法：一種用於泥質狀的土石流，另一種是用於顆粒狀的土石流：

$$Q_{mud} = 0.0188V^{0.79} \tag{8.1}$$

$$Q_{granular} = 0.135V^{0.78} \tag{8.2}$$

其中，V是具有決定性的土石流量，關於計算土石流排放量的其他方法，可參考[89]。

土石流的流動速度變化估計如下：

$$u = 2.1Q^{0.34}I_s^{0.2} \tag{8.3}$$

根據Rickenmann [81]或Manning-Strickler [77]的方法得出：

$$u = \frac{1}{n}h_{fl}^{2/3}I_s^{0.5} \tag{8.4}$$

其中，n = 5.5-10是Strickler值，這取決於渠道的粗糙度。在[89]，還有提出其他流速的估算方法及相關的比較。關於柵欄的尺寸，上述兩種計算方法即足以確定流動速度，因為其可靠度足供大多數事件所需（見[89]）。

8.3 設計概念

安全概念通常用於確保結構體的承載能力、適用性和耐用性等方面的穩定性，此安全概念只提及相關的限制，超過限制即表示不再符合規定。因此，關於環網柵欄的設計，應在承載能力的極限內提供以下文件：

- 因為過大的拉伸和橫向力作用，導致支撐繩和制動器破壞的狀態；
- 因為載荷過大，導致環網斷裂；
- 錨座錨或撓性頭斷裂（橫斷面破壞）；
- 錨座在拉出時出現破壞（軸摩擦）。

適用性的極限包括以下標準：

- 最大變形記錄（找形分析）
- 剩餘高度（必要的擋土量），

若發生土石流事件，則確定可發揮擋土功能。

- 必要的清空作業（必要時）
- 必要的維修（更換制動器、更換損壞的支撐繩）。

耐久性包括以下幾點：

- 正確的結構設計和形狀，避免腐蝕和磨損（見7.3.6節）。
- 一般結構的腐蝕保護（關於任何橫斷面的影響可參考8.4節）
- 地基和錨座的沖蝕。

關於傳統的結構體衝擊和阻力問題，根據機率法（見新的DIN 1055100） [27]，DIN 1045 [26]，DIN 18800 [32]，SIA 260 [91]，SIA 261 [93]），安全子因素在新的安全概念中即定義為載荷（衝擊）γ_F和承受載荷能力（阻力）γ_R。與此相反的是，以前的標準只有1個兩者適用的全球安全係數（如1045-1 7.88版，DIN 18800-1 3.83版）。

8.3.1與現有標準的區別

由於上述標準的安全係數涉及特定的問題研究，例如,建物在風雪影響下破壞的可能性，因此無法轉移到土石流柵欄主體上。關於土石流載荷下的環網柵欄問題，需精確推導出特定的安全係數，這裡使用的破壞機率來自針對措施成本及藉此減少損害程度的優化結果，這產生了成本效益分析上的問題（另見8.6.8節），雖然藉由更大數量或尺寸的固定網降低破壞機率，但也導致施工成本過高。

在先前的規劃過程中（如Hasliberg和Brienz的2.4.3和2.4.2節），固定網的數量是根據所指定重現期的預測值來測定土石流量，藉由保護措施以減少土石流事件的數量，即表示也相對減少發生損害的可能性（另見第8.6.8節）。

在SIA 261/1（見6.1.7節）中，土石流被視為結構體上的特殊載荷。土石流通常被視為臨時載荷，不管是否為特殊或正常影響的載荷，這都取決於載荷條件的發生機率。因為土石流的防護結構體在其使用壽命期間更容易被土石流所加載，因此土石流無法視為特殊的載荷條件。因為DIN 1055-9規定年發生機率為$p = 10^{-4}$[28]，這相當於每10,000年發生1次土石流的時間機率。在SIA 261中，僅以低發生機率說明非常載荷條件，但並未提供發生機率的具體數值[92]。

在表6.1（摘自[60]）中，根據SIA的短復發期（1-30年）土石流，即被視為正常災害影響，復發間隔較長（>30年）的土石流被視為特殊的災害影響。

復發期或發生頻率始終是安全概念的重要影響因素，載荷強度也很顯著。

SIA 261/1 [93]將土石流細分為中等和強烈程度（見6.1.7節），SIA還根據危害圖將土石流分為以下的危險等級：高風險、中度風險、低風險、殘餘風險和無風險；這些危害圖還包括復發期，將其細分為30年、100年和300年。

8.3.2 強度

下文介紹在環網柵欄上建立土石流載荷安全概念的基本程序。

土石流對柵欄施加的壓力，即受到以下參數輸入和相關不確定因素所影響：

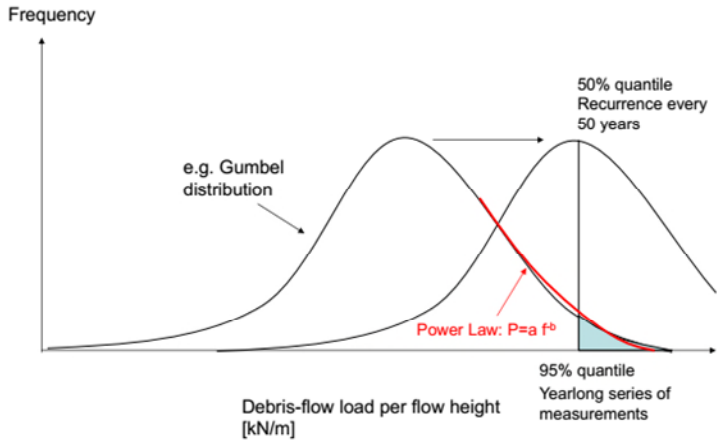
- **土石流的材料密度**只能估算出平均值，密度也影響到具有決定性的壓力係數C_d，就顆粒狀土石流而言，其影響更勝於泥質土石流。
- **流動深度**h_{fl}即視為特定分位數(quantile)的特徵值，此分位數取決於重複週期。
- **衝擊速度**：這是根據平均土石流前緣速度所估算，同樣是取決於重現週期的分位數值。

上述參數的統計可變性需對作用在柵欄上的土石流載荷進行隨機說明，各個影響因素都可藉由某些分佈函數（如常態、對數常態，Weibull分佈等）來說明，這些函數在計算土石流載荷時進行數值疊加，然後即可得出新的分佈函數，說明某些土石流載荷（密度分佈）的發生頻率。在提供足夠測量數據並進行統計檢查的情況下，也可直接從特定時序的最大土石流載荷值導出[52]，因為只有極端事件對設計才造成具有決定性的作用，所以土石流載荷分佈可在極端值分佈上加以說明，如Weibull、Gumbel或Frechet分佈[38]（見圖8.1）。

8.3.3 發生機率

除了發生強度外，事件的預期頻率隨時間變化也具有相關性。這個時間相關的分量通常採用冪律（Pareto）分佈得出數值，以用於洪水分佈、落石事件和滑坡的估算[97,96]：$P = a \cdot f^{-b}$. 此分佈是使用冪律的密度函數尾部近似值，因此只能再現密度函數右側區的極端事件頻率（見圖8.1），參數a和b即根據土石流載荷分佈的曲線來定義。

土石流載荷的密度函數可用於定義某些特定分位數值的土石流載荷特徵值，若有更長的重現週期和更大的預期強度，則分佈也會向右移動，例如，1年事件的95%分位數值最終即會對應到50年事件的50%分位數值。



Frequency 頻率 50% quantile Recurrence every 50 years 50%分位數每50年復發一次 e.g. Gumbel distribution 如Gumbel分佈	Power Law: P=a f^b 冪律：P=a f^b Debris-flow load per flow height[kN/m] 每流高的土石流載荷[kN/m] 95% quantile Yearlong series of measurements 系列年份測量的95%分位

圖8.1：土石流載荷密度函數及其較長土石流重現期的分佈實例。

根據DIN 1055-9 [28]關於特殊載荷，也可以使用風險情境說明土石流的發生狀況。研究範圍取決於預期的後果，應根據人命風險、環境後果和對社會經濟的損害來估計這些後果。表8.1列出可得知的危險類別，損害機率影響安全概念中的決定性失敗機率，從$p_f = 10^{-3} - 10^{-6}$ [58]間的構造破壞機率推估，這些造成損害的機率分配如下：關於危險類別3的人命重大風險即預設為pf = 10-6，危險類別2的$p_f = 10^{-5}$，以及危險類別1的$p_f = 10^{-3}$。

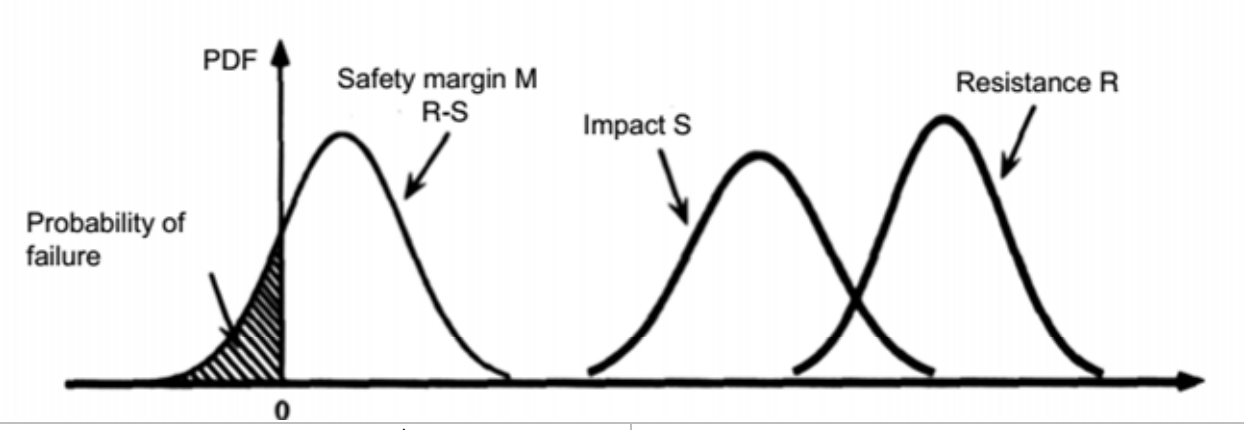
土石流防護結構體可接受破壞的機率取自[98]，這些機率受DIN標準（例如DIN 1055-100 [27]）所約束，可用於建物的結構工程。可接受的破壞機率，最終即為措施所需成本及藉此減少損害所引發的優化問題（見8.6.8節），也可根據[78]得知，可接受的破壞風險係由降低風險、道德原則和進一步風險比較所生的成本而得出。因此，需根據土石流防護結構體對其邊界進行定位和定義，即可視為天然災害管理領域的開發作業提示內容。

根據圖8.2，根據阻力分佈R和衝擊側S之間的差異，可用機率法（具有平均值和標準偏差的頻率分佈）算出結構工程中出現結構破壞的機率，即可得出：

$$p_f = P(R - S < 0) = P(M < 0). \qquad (8.5)$$

表8.1：可能危險類別下的安全概念、破壞機率的目標值p_f及其可靠性指數β。

危險類別	危害潛勢	p_f	β
1	對人命造成低風險 輕微的經濟後果 如林地、沖積土地、耕地和牧場	10^{-3}	3.09
2	對人命造成中度風險 其相當大的經濟後果 如定居地點和附近的鐵路。	10^{-5}	4.26
3	對人命造成的高風險 嚴重的經濟後果 如村落、道路和附近的工業。	10^{-6}	4.75



Safety margin M R-S 安全邊際M R-S	Resistance R阻力R
Impact S 衝擊力S	Probability of failure破壞機率

圖8.2：根據[84]的衝擊S、阻力R和安全裕度（極限狀態函數）M的機率密度函數。

必要時，根據機率模型規範的第3部份[58]，關於下支撐繩，*R*可採用對數法對施工鋼材進行近似估算，變異係數為0.07。但仍需要檢查這種分佈假設是否適用於高強度的纜繩，根據預定的跨度和繩索公式，400*kN*的最小斷裂力（見表3.1）對Geobinex繩索即可反推算出衝擊力的極限值。然後從該極限值減去衝擊力S，或從隨機計算的規則中，從密度函數、衝擊力*S*和阻力*R*的乘積算出安全裕度*M*，*M*也稱為極限狀態函數(limit state function)，只有兩個範圍：*M*>0，即表示安全範圍，*M*<0即表示不安全的範圍（破壞）。破壞機率p_f是*M* <0下的面積，其中：

$$p_f = \int_{M<0} M(x)dx. \qquad (8.6)$$

此積分公式通常只能在數值上求解，這取決於密度函數S和R，關於結構體的使用壽命*n*，p_f即得出：

$$p_f(n) = 1 - (1 - p_f)^n. \qquad (8.7)$$

可靠性指數β定義為安全性的測量值[84]，這取決於極限狀態的函數分佈，$p_f = \Phi^{-1}(-\beta)$。關於M的常態分佈，β的目標值在表8.1中給出特定的破壞機率p_f。就相關的衝擊組合（此情況下的土石流載荷和環網柵欄的靜載荷）而言，土石和衝擊側的必要安全係數可從這個可靠性指標得出，安全係數即可測定衝擊密度函數和阻力密度函數彼此對應的精確位置，因此即可藉此判定重疊區域（破壞）。

若考慮到結構體破壞的發生機率、強度、危險機率和相關的破壞機率，則應根據表8.2所列舉的安全參數。

表8.2：考慮到發生機率和預期損害機率影響的安全係數γf，根據州政府建物保險法規[60]得出。

復發期 / 危險類別	1 - 30 年	30 - 100年	超過100年
1	1.0	1.0	1.0
2	1.3	1.3	1.2
3	1.5	1.3	1.2

較小的安全參數，可用於較小的發生機率或較大的潛在土石流載荷，相對較大的安全參數因較低的可接受風險而產生。所選定的參數大小即根據SIA 261/1 [93]和州政府建物保險法規[60]所確定，其中的土石流分為兩個強度等級（見6.1.7節）。通常土石流非常快即會超過中等強度（h_{fl} <1m和u <1m/s），可藉由Illgraben時間測量值得知（見表4.1）。因此，根據SIA 261/1的分類，具有環網柵欄的保護措施，大部份會出現高強度的土石流。關於中度的土石流，更簡單的保護措施即足夠更具成本效益，係因為無法對土石流衝擊下的環網進行詳細的風險分析。因此，這些數值僅提供工程師作為實務上的建議參考，雖然無法確定土石流載荷下環網柵欄的使用狀況，但州政府建物保險法規推薦的安全參數，對財產保護指南而言是安全的。

在高強度支撐繩的阻力側，可使用雪崩保護設施[15]的安全係數γR = 1.35。但關於土石流載荷下的支撐繩大幅拉伸問題，同樣無法明確指出其機率。

建議採用的安全係數，不是根據土石流載荷下的環網柵欄問題而得出的風險分析。這種分析應在未來進行具體測量值的計算（見9.2節）[2]。

本文中對決定性安全概念的評估，尚未包括決定土石流載荷的輸入參數其相關品質的評估。如何指定這些參數得出有意義的數值呢？可藉由添加或減少等措施，來考慮參數中的不確定性。這表示若輸入良好的參數，由於長期觀察現地的土石流，可將安全係數降低$0.9 \cdot \gamma_F$ 若無法明確得知參數，可將γ_F 加到 $1.1 \cdot \gamma_F$.

同樣地，可假設河床中的一系列柵欄已降低其安全係數，若第1個結構體用作為土石流的阻斷設施，其尺寸適用於最大載荷條件（「過載條件」），則安全係數γ_F= 1.0是有意義的。但這也是根據危險類別得出，因為危險機率不直接出現第1個結構體的柵欄下方（危險類別1，γ_F= 1.0）。

8.4 防蝕保護

從視覺角度來看，腐蝕方面不應著重於耐久性，只要不因橫斷面過度減薄導致承載能力降低即可。為了確保穩定性，建議通過增加必要的設計橫斷面來考慮腐蝕的影響。即表示原則上允許柵欄出現腐蝕現象，因為已經為此在橫斷面的工程計算上作出某些犧牲。雖然純粹是視覺方面的問題，當防護結構體的鋼材出現腐蝕時並不美觀，但這種橫斷面的工程犧牲也適用於雪崩防護的鋼材結構體，也可根據防護結構體所預期的使用壽命增加其橫斷面的面積。表8.3顯示添加量即為了環境條件的考慮所需，填充狀態的結構體用於渠道中的穩定河床，藉此承受直接衝擊，防護結構體可作為水面以上的擋土用空間，藉此承受間接衝擊。此外，直接曝露於溢出水流受磨蝕的部件，如磨損保護系統，應始終歸類為受直接影響的部件，

已估計因腐蝕損失所造成的百分比增加量，在長期觀察下，對土石流渠道中所使用的鋼製橫斷面進行現場測試是必要的，藉此才能精確說明腐蝕引起的磨損率。

作為此計畫的 一部份，已進行磨損測試，藉此研究鋅質塗層的磨損狀況。為此，將不同的鍍鋅鋼材橫斷面安裝在Illgraben的柵欄上，土石流直接流過這些柵欄（見圖8.3，左圖），在經歷3個大規模的土石流事件（總體積≈135,000m^3）後，在鋼材上可看到銹跡，因為鋅層減少了75％（見圖8.3，右圖）。

[2] 與蘇黎世聯邦理工學院風險安全系Jochen Kohler博士進行個人交流

表8.3：增加橫斷面確保腐蝕環境中的荷載承受能力。

衝擊	服務壽命[年]	橫斷面增量[%]
直接[1]	10	5
	15	10
	20	15
間接[2]	10	0
	15	5
	20	10

[1] 出現直接的磨蝕效應和水力衝擊

[2] 無直接的水流衝擊



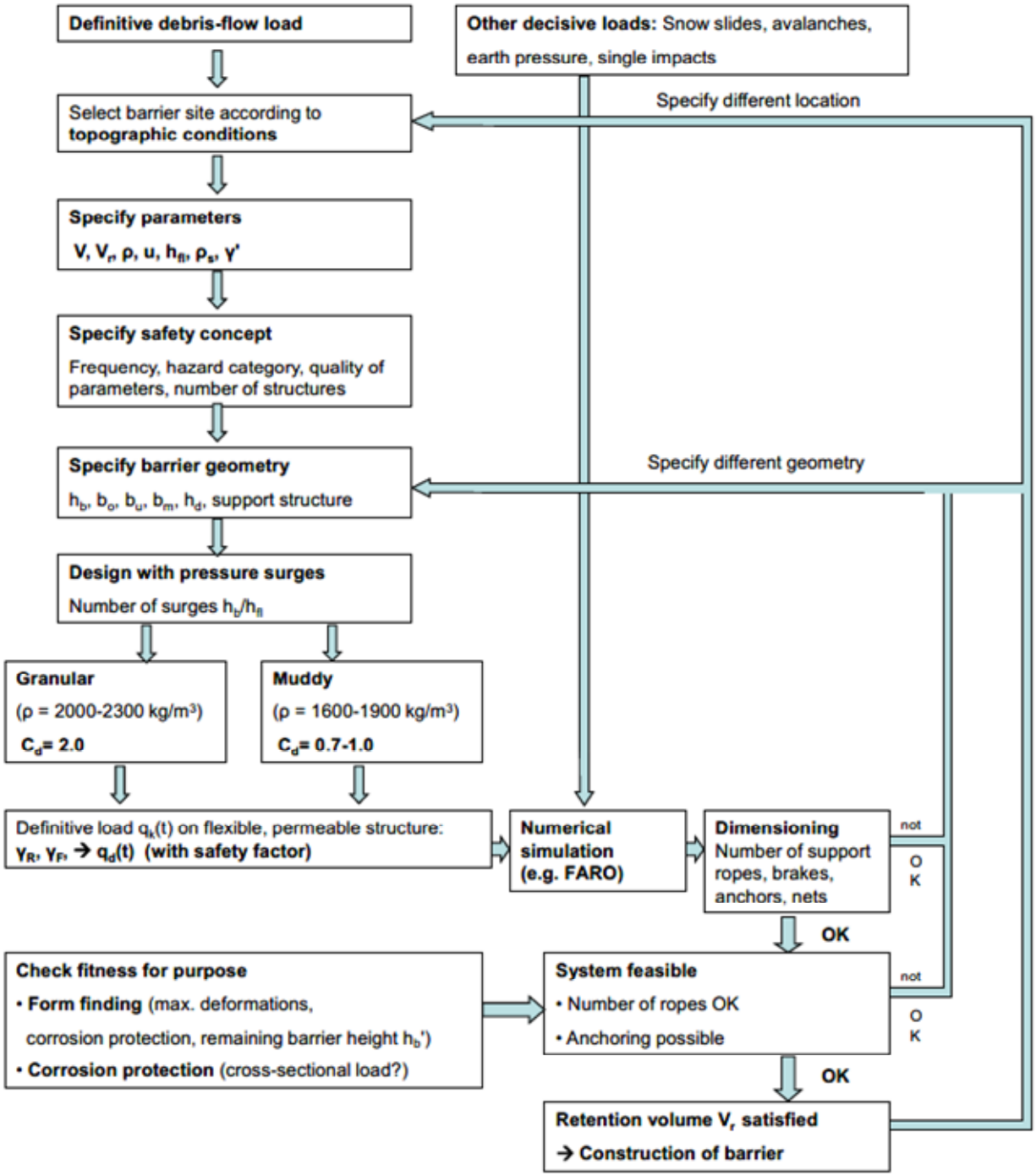
圖8.3：在Illgraben地區編號28柵欄經歷第1個土石流（左）和3個土石流事件後支柱底板的狀況（右）。

因此，直接在渠道中的填充環網柵欄鋼材部件上進行鋅塗層的處理，不是絕對必要的。目前尚未開發出可絕對耐受含砂水流和土石流磨蝕的合適替代塗層，塗層可使用不銹鋼或考頓鋼作為替代品，藉此耐受直接曝露於磨損和富含泥砂的溢流水份，但這也涉及成本問題。

另一個選擇就是在規劃階段採用特殊的柵欄造型，讓溢出的水流不會直接影響承重部件（環網、繩索）（見7.3.6節）。

8.5 設計流程

彈性環網柵欄的設計流程圖如圖8.4所示，顯示左側處理土石流的決定性加載條件，以及右側的其他加載條件其相關的流程。在確定彈性柵欄的尺寸時，應逐步遵循此流程圖，並使用樣本計算執行下一節所述的作業。



Definitive debris-flow load 經確定的土石載荷 Select barrier site according to topographic conditions 根據地形條件選擇柵欄設置場地 Specify parameters V, V_r, ρ, u, h_{fl}, ρ_s, γ' 指定參數V、V_r、ρ、u、h_{fl}、ρ_s、γ' Specify safety concept Frequency, hazard category, quality of parameters, number of structures 指定安全概念 頻率、危險類別、參數品質、結構體的數量 Specify barrier geometry h_b, b_o, b_u, b_m, h_d, support structure 指定柵欄幾何支撐結構h_b、b_o、b_u、b_m、h_d Design with pressure surges Number of surges h_b/h_{fl} 設計有壓力段流防護功能 段流數 h_b / h_{fl} Granular 顆粒狀 Muddy泥質狀 Definitive load $q_k(t)$ on flexible, permeable structure: γ_R, γ_F, → $q_d(t)$ (with safety factor) 在彈性和可滲透結構體的經確定載荷值$q_k(t)$: γ_R，γ_F，→q_d（t）（帶有安全係數） Specify different geometry 指定不同的幾何形狀	Check fitness for purpose 檢查目標合適性 • Form finding (max. deformations, corrosion protection, remaining barrier height h_b') • •找形（最大變形、腐蝕保護、剩餘柵欄高度 h_b' • Corrosion protection (cross-sectional load?) • •防腐蝕（橫斷面載荷？） Other decisive loads: Snow slides, avalanches, earth pressure, single impacts 其他具有決定性的載荷：雪滑、雪崩、土壓、單次衝擊 Specify different location 指定不同的位置 Numerical simulation (e.g. FARO) 數值模擬（如FARO） Dimensioning Number of support ropes, brakes, anchors, nets支撐繩、制動器、錨座、固定網的尺寸數量標示 System feasible • Number of ropes OK • Anchoring possible 可行的系統 • 繩索數量OK • 可能的錨座 Retention volume V_r satisfied → Construction of barrier 擋土量V_r 滿意→柵欄施工

圖8.4：用於攔阻土石流的彈性環網柵欄設計流程

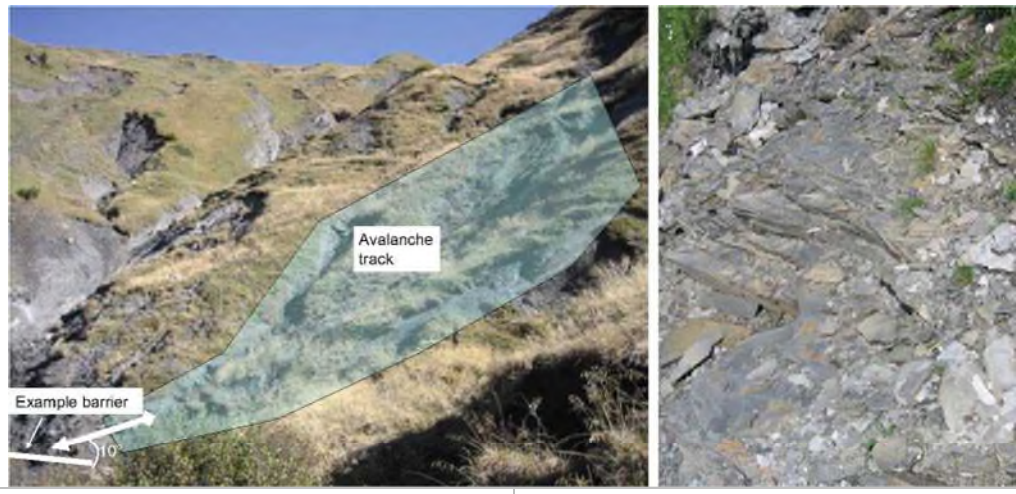
8.6 使用實例柵欄的設計流程

8.6.1 地形和地質情況

設計實例說明一個柵欄設計它被規劃為Hasliberg內Gummen地區幾個固定網柵欄的部份工程，Louwenenbach土石流的複發期為10-15年，Louwenenbach的平均河道坡度約30°。

柵欄被安裝在集水區以便於在土石流移動其他土石之前即可阻擋已移動的土石，需選定所有裝設固定網的位置，盡可能應用8.1節指定的位置，讓固定網發揮最大的擋土量。

為能夠證明所有相關的載荷條件，實例中的柵欄與預期雪崩的流入方向呈約10°的角度，復發期為10-15年。



Avalanche track雪崩軌跡	Example barrier實例柵欄

圖8.5：雪崩斜坡下方的柵欄位置（左）和Louwenenbach河床的片狀土石（右側）。

堤岸斜坡的土石主要是由平行於坡面底面移動的Alenien片岩所組成，特別容易受到風化（見圖8.5，右圖）。風化的土石包括黏土質、非常坋質/沙質細粒到中等礫石等，其中含有大量的石塊和巨石，同時也形成可用的土石流物質。在乾燥狀態下，斜坡的土石具有φ'= 25-28°的摩擦角，具有較低的內聚力c' = 0-3kN/m^2。在潮濕狀態下，內部摩擦角可快速降到15°以下，整個物質可作為土石流的流動成份物。

準確了解地面土石對於決定其相關的錨固長度也很重要，需藉由其他的土壤抽取測試來進行確認。

應在場地附近規劃1條通路和1個棄土場，便於進行必要的清空和維護作業（見第2.4.3節中的圖2.15）。所有柵欄的整個擋土系統設有兩個棄土場，一個在場地前端，一個在場地後端，容納量為15,000m^{3}和25,000m^3。

確定位置並考慮所有的地形條件後，即指定計算所需的輸入參數。

8.6.2 Louwenenbach土石流輸入數據

Hasliberg地區2005年的土石流物質被歸類為黏性泥流[71]，以下的土石流特徵數據即可作為設計實例的參考基準：

- 段流量 $V = 5000 m^3$
- 土石流密度 $\rho = 1600 - 2200 kg/m^3$
- 最大排放量 $Q_{max} = 60\text{-}100 m^3/s$，過載條件 $Q_{max} = 150\ m^3/s$。
- 土石流速度 $u = 6 - 9$ m/s
- 流動深度 $h_{fl} = 1.5 - 2.0$m

因此，所有與設計相關的土石流參數都是已知的數值，無需估算或確定漏缺的參數。此外，關於完全積雪和雪崩的載荷條件設計，Bern州林業處根據雪崩指南[15]提供以下的參數：
•10年積雪的積雪量為5米，滑動係數為2.4，可產生30 *kN/m*的雪壓。
•雪崩壓力其垂直衝擊力為120kN/m^2，復發間隔為10 - 15年。即假設先前的積雪量為2.5米，雪崩以銳角（10°）及2.5米流動深度撞擊柵欄。

8.6.3安全觀念

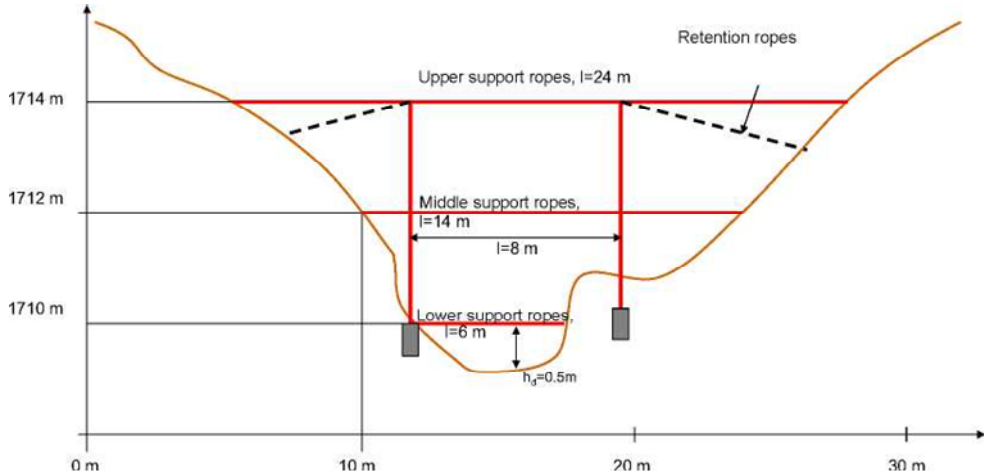
由於土石流事件的重現期預估為10-15年，要保護的基礎設施需具有一定的距離（約2公里以下），因此載荷需求$\gamma_F = 1.3$的安全係數，其危險類別2如圖8.2所示。但因為這是帶有13個保護網的柵欄系列，實例計算涉及其中1個柵欄，因此安全係數即降到$\gamma_F = 1.0$，因為在出現毀損時，可使用其他幾種的結構體來攔阻。根據SIA [94]，土石側γR的安全係數設定為1.05，這是鋼材的一般常用值。

8.6.4流量土石流載荷的計算

可使用6.3節中的壓力段波設計概念，由於Hasliberg的土石流為黏性泥質流，因此動態壓力係數q即假定為Cd= 1.0，但對快速流動含水的泥質流而言，即設定為Cd = 0.7（見第6.3.2節）。關於衝擊段波，應研究以下兩種的載荷條件：

1. 快速流動的泥流速度為u = 9m/s，但具有低密度ρ = 1600 kg/m3，低流動深度 hfl = 1.5m（連續性條件下的流動深度較低）等條件。

2. 緩慢流動的厚黏性泥流，u = 6m/s，ρ = 2200 kg/m3，最大流深 hfl = 2.0m。
為了安全起見，不考慮多層結構引起的土石流能量減少等狀況，圖8.6顯示河床橫斷面其柵欄規劃的系統圖。



Retention ropes攔阻繩 Upper support ropes, l=24 m上支撐繩，l = 24米	Middle support ropes,中支撐繩 Lower support ropes,下支撐繩

圖8.6：柵欄實例的橫斷面和系統圖。

考慮根據6.3節所得出的填充水平高度和載荷段流，雖然具有不同的流動深度，相較於Illgraben的2006土石流事件，直到完全填充狀態都存有不同的載荷段流分佈狀況，但其過程都是相同的。關於這兩種載荷條件，表8.4中顯示當前的土石流載荷。

從過渡狀態轉換到主動土壓，溢流載荷條件的載荷計算值並未減少（見第6.3.4.5節）。完全靜水土石流動載荷作用在柵欄上，藉由環網收集區可將載荷分配到各條支撐繩，表8.5顯示對應的填充水平高度（結構系列→γ_F= 1.0），其支撐繩上具有影響決定性的載荷。

因此，在每種情況下，載荷條件1的載荷明顯影響下支撐繩和上支撐繩，載荷條件2的載荷明顯影響中支撐繩。這些載荷值可用於執行動態設計的FARO模擬作業，本設計實例未對此提供進一步的說明（見第7.1節）。由於帶有支柱的柵欄幾何形狀使然，無法再藉助重複繩索描繪而設計得出繩索的作用力，因為繩索在每個支柱上都有一個支承點。

表8.4：根據圖6.32和6.17的各個土石填充階段，及根據6.3節的Louwenenbach土石流載荷。

條件	$F_{hyd}[kN/m]$	$F_{dyn}[kN/m]$	$F_{tot}[kN/m]$
載荷條件[1]			
第1級	8	91	99
第2級	50	136	186 [1]
第3級/完全填滿	130	136	266 [2]
溢流	224	σ = 24, τ = 2.4	227 [2]
載荷條件[2]			
第1級	44	158	202 [1]
第2級/完全填滿	223	198	421 [2]
溢流	351	σ = 44, τ = 4.4	355 [2]

[1] 作用於中支撐繩和下支撐繩

[2] 作用於所有的支持繩

表8.5：填充水平高度其支撐繩的決定性載荷額定值qd [kN/m]。]

	下支撐繩	中支撐繩	上支撐繩	條件
$q_{d,max}[kN/m]$	106	-	-	荷載條件1，第1級
$q_{d,max}[kN/m]$	32	154	-	荷載條件1，第2級
$q_{d,max}[kN/m]$	59	108	100	荷載條件1，第3級
$q_{d,max}[kN/m]$	121	179	58	荷載條件2，溢流

8.6.5 目前積雪載荷的計算

2.5米高的積雪導致柵欄下部（中間，下支撐繩）出現的雪壓為10 *kN/m*，剩餘的2米柵欄高度由流入的雪崩加載，以10°的角度撞擊柵欄，決定性的雪崩壓力降至$P_{law} = 120k\ N/m^2 \bullet \sin(10^0) \approx 21\ kN/m^2$。這會影響中支撐繩和上支撐繩，並在2.5米的流動深度下產生53 *kN/m*的衝擊載荷。

由於衝擊角約為10°，雪崩衝擊載荷條件不具決定性，且被土石流的載荷條件所覆蓋（見表8.5）。

8.6.6 柵欄設計

根據表8.5，在FARO中的土石流載荷模擬值所算出下列數量的Geobinex 22mm支撐繩（見第3.2.2.1節）：

表8.6：所需的支撐繩數量（Geobinex 22mm）及其載荷。

	數量	每繩載荷[*kN*]
下支撐繩	3	150
中支撐繩	3	200
上支撐繩	3	175
邊界繩索	2（每側）	200
攔阻繩索	4 (每柱)	200

GN-9017制動器佈置在每條下支撐繩的兩側，藉由Illgraben的現地測試發現兩側的佈置具有實用性（見4.6.3節）。在中支撐繩和上支撐繩當中，制動器在兩條繩索各側進行安裝可讓柵欄變形，每條擋土繩都裝有1個制動器，防止流動方向的過度移動（較小的擋土量）。一般而言，制動器的數量由形狀來決定，制動器的尺寸由支撐繩當前的載荷和一般系統的剛度來決定。

根據600*kN*的壓縮力和S_k = 4.5•1.5 = 7m的屈曲長度，選擇HEB 220角鋼用於兩根支柱上，支柱安裝在柱腳處進行鉸接。由於上支撐繩貫穿並固定繩索，因此頂部沒有完全自由移動的空間（裝有行程受到限制的彈簧），因而β= 2.0的屈曲長度減少到β= 1.5。

選擇的環網具有19個繞圈組合，其網孔尺寸為30cm（FARO模擬），由於支撐繩總共需要26個錨座（如Titan 40/16，容許許載荷300kN，安全係數η= 1.75）。根據Ostermayer法[12]，可按照經驗值確定軸向摩擦力。黏性地面（黏土和坋土、中等塑性、半固體）具有假定應力長度（大約相當於錨固長度）為8m的條件，所產生的軸向摩擦力為tm≈300kN/ m2（隨後進行灌漿）。由此可算出拉出時的作用力極限值，錨座長度約8m，Titan 40/16的直徑d為40mm，得出F_{crit} = 8·0.04•n·300≈300 kN。每個錨座當前的最大張力為≈200kN（見表8.6），得出的安全數值為η= 300/200 = 1.5，需藉由其他的拉出來檢查錨座的承載能力（見第3.2.2.4節）。

8.6.6.1 翼端繩索的尺寸調整

在FARO模擬和過去的繩索作用力設計中均未明確考慮翼端繩索，因為這只是土石流載荷流動方向上的臨時載荷。但翼端繩索主要在垂直線（鏈索）傳遞柵欄的靜載荷，為能夠確定其尺寸，請參考6.2.2節的繩索相關內容。

預期的柵欄凸起靜載荷由圖7.3的近似求解法來確定，為了簡化而轉移為翼端繩索的均勻分佈載荷。假設剩餘高度為 $h_b' = 3/4 \cdot h_b = 3/4 \cdot 4 = 3m$，由於大跨度的影響，柵欄的最大撓度和每側兩個制動器即假定為f = 3m，經阻擋的土石流物質密度即假定為2000 kg/m^3，即可得出 $F_g = 0.5 \cdot g \cdot f \cdot h_b' \cdot b_m \cdot \rho = 0.5 \cdot 9.81 \cdot 3 \cdot 3 \cdot (25+6)/2 \cdot 2000$ = 1370kN。這在垂直方向上，對翼端繩索產生q = 1370/25 = 55kN/m的均勻載荷。假設制動器每側的最大伸長量為l_{br} = 1m，對這些數值的繩索計算解得出的數值為$F_{rope,d}$ = 1043kN（見第6.2.2節）。因此，最小斷裂載荷≈400kN，即需要3條支撐繩（見第3.2.2.1節，表3.1）。

8.6.6.2 各別影響的研究

岩石塊體直接明顯影響支撐繩，因為已有證據顯示落石柵欄對環網的影響[45,103]。若岩石塊體m以速度u直接撞擊支撐繩，則塊體的所有動能都轉換為繩索的應變能量[83]。此外，有些能量被制動器吸收且很難以量化。繩索應變能量可確定為：

$$E_{pot,rope} = \frac{1}{2} k \Delta L^2 \qquad (8.8)$$

其中$k = EA/L$是繩索（彈性部件）的彈簧常數，ΔL 是繩索的彈性應變（式6.24），繩索長度為L，若繩索彈簧常數k採用胡克定律 $k = F_{rope}/\Delta L$ ，繩索應變能量也等於動能時，單一衝擊過程中的繩索作用力可得出：

$$F_{rope} = \sqrt{\frac{mu^2 EA}{L}} \qquad (8.9)$$

藉由過程的簡化，相同的彈簧常數k，其考慮比繩索長度重要，並忽略制動器所吸收的能量。

在設計實例中，若假設岩塊質量 = 500 kg，以u-9 m/s的土石流速度撞擊下支撐繩，則繩索的作用力 F_{rope} = $\sqrt{\frac{500 \cdot 9^2 \cdot 1.28 \cdot 10^{11} \cdot 2.56 \cdot 10^{-4}}{6}} = 470kN$ ，假設的支撐繩彈性模量E_{rope} = 1.28-1011 N/m^2（見6.2.2節）和標稱截面積A = 2.56•10^{-4} m^2（見表3.1）。因為有3條下支撐繩，所以，可將當前的衝擊載荷除以3，讓每條支撐繩的載荷峰值達到170 kN，因此，這是可以接受的。

8.6.7 確定擋土量

圖8.6中的繩索配置產生的柵欄高度為hb = 4m，因此，h_b' = $3/4 \cdot h_b \approx 3m$，寬度b0 = 24.0m，bu = 6.0m，渠道斜率θ≈30°= 57%，產生θ' = 2/3的淤積坡度Is•≈38%（見第4.6.4節），柵欄與渠道底部間的角度ξ為ξ≈60°，關於和緩坡度的渠道，ξ值通常為90°。

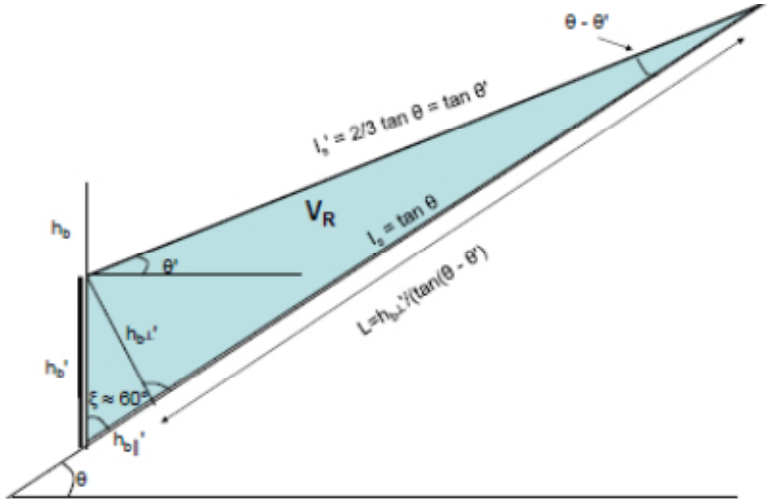


圖8.7：填充柵欄後方的擋土量

忽略土石流膨脹的體積，然後即可計算柵欄後面所規劃的擋土量，可得出：

$$V_r = 0.5 \cdot h_b \perp' \cdot L \cdot b_m + h_b \parallel' \cdot h_b \perp' \cdot b_m = 0.5 \cdot h_b'^2 \cdot b_m \cdot \sin(\xi) \left(\frac{\sin(\xi)}{\tan(\Theta - \Theta')} + \cos(\xi) \right)$$
$$= 3^2 \cdot 15.5 \cdot 0.5 \cdot \sin(60°) \left(\frac{\sin(60°)}{0.156} + \cos(60°) \right) = 365 m^3 \quad (8.10)$$

8.6.8 規劃多個柵欄配置的成本效益分析

採取此設計措施的好處是可藉此降低風險[60]，為此目的，需估計此措施所避免的人身傷害和財產損失價值。關於此模型的計算，整個柵欄系列的成本即作為整個保護概念重點的一部份，但實際上徹底執行整個保護概念才能夠完全發揮作用（見2.4.3節）。
由於保護措施的服務壽命有限，因此所預測的重現期（無限時間的平均值）無法用於計算再發生的機率。根據[60]，有限期間的事件發生率計算如下：

$$P = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (8.11)$$

其中，*P*是保護措施的服務壽命n期間，土石流的發生超過重現期T的機率。例如，關於Hasliberg的柵欄系列，$P = 1 - (1 - 1/15)^{20} = 0.74$，預測出環網柵欄的服務壽命[39]為20年，復發期為15年，30、100、300年的時期即視為離散的複發期，但僅作為輔助參考。

Bern高速公路局使用過去洪水事件，其先前的經驗值確定損失數量如表8.7。設置保護措施後的損壞價值是由土石流固定網的影響所得知，藉由此效應，即假設具有相同損壞情況的前30年事件，只發生在100年的事件中。此外，因為固定網的設置，30年的土石流事件導致1000萬瑞士法郎或更少的損失。然後，減少損失是由未設置時的損失與經設置時的殘餘損失之間的差異所產生。

表8.7：決定Hasliberg和Meiringen市其土石流造成損壞的程度R

復發期T	30	100	300
以前的損害程度[*CHF*]	6500萬	6900萬	7300萬
之後的損害程度[*CHF*]	1000萬	6500萬	6900萬
減少損害 S_m [*CHF*]	5500萬	400萬	400萬
機率P	0.49	0.18	0.064
機率ΔP	0.31	0.116	0.064
受益 N [*CHF*]	2695萬	46.4萬	25.6萬
受益年份 [年/瑞士法郎]	134萬	23,200	12,800
損害程度R [瑞士法郎/年]	134萬	137萬	138萬

關於固定網P其服務壽命期間土石流事件的發生機率，在每種情況下，其平均值為 $\Delta P_i = P_i - P_{i+1}$ ，其中最大可能事件在300年期間的事件中，其時間直接發生的機率為P，可藉由發生機率△Pi和受損的決定性損失算出此防護措施的受益額度：$N_i = \Delta P_i \cdot S_{m,i}$ 。每年受益為Nyear = Ni / 20，固定網的服務壽命為20年。在此情況下，實際損害程度R是根據所有年度的受益總和算出 $R = \sum N_{i,year}$ 。

在[80]說明用於計算損失R其受損程度的其他計算方法，如Wilhelm或Borter方法（由FOEN3在成本效益分析中所使用者）。但由於這些計算方法不適用於保護措施服務壽命期間的事件發生機率，因此，這就是為何選擇根據州政府建物保險法規[60]程序的原因。

因此，防止100年洪水事件損失，每年費用不得高於137萬瑞士法郎，已安裝的防護網最多可用於防護15年內發生的土石流事件。藉由部份的攔阻效果，可將30年內的土石流事件損失降到最低，因此，可將短復發期的損害最小化。

[3] FOEN = 聯邦環保處(FOEN)

8.6.8.1 環網柵欄防護措施的費用

環形網只是保護Meiringen市其整個保護措施計劃的一部份，防護網的投資約需220萬瑞士法郎，總體措施耗資1500萬瑞士法郎[50]。雖然保護措施只是整體計劃的一部份，但這裡只考慮環網設施。目前需將這些投資和運營成本轉換為年度成本，執行成本即根據表8.8的內容進行養護工程。

表8.8：環網柵欄的養護工程

間隔期間 [年]	預期事件	養護工程
0.5	基部開口的局部阻塞 局部側滑 局部側向輸入泥沙	渠道檢查 清空阻塞(人工) 制動器目視檢查
>10	V < 5000m^{3}的土石流事件	藉由河流沖蝕局部排空固定網 必要時，採用機械清空固定網。 土石運送到棄土場 修理固定網
10 - 15	雪崩對網絡的影響	更換制動器（彈簧）
30 - 100	V> 10,000m^{3}的土石流事件	採用機械清洗固定網 土石運送到棄土場 重大修理工程

表8.8中的任務即被視為10-30年期間發生的事件，更重要的是，事件成本未列入此計算中。轉換成年度成本後，其營運成本約30,000瑞士法郎[71]。

若將服務壽命定為20年且利率為3%的220萬瑞士法郎投資轉換為年度成本，根據[60]，資本回收係數k_w = 0.06722，則年度成本為K_j = 0.06722•2,200,000 = 146,784瑞士法郎。因此，包括養護工程在內的年度總成本為176,784≈177,000瑞士法郎。因此，這比每年預計災害損失137萬瑞士法郎還低上7倍，由此可見，這是具有經濟性的措施。

8.6.8.2 混凝土柵欄與環網柵欄成本的比較

本節計算比較在同一位置的混凝土柵欄所產生的相關成本。

環網柵欄的建設，包括運輸、鑽井和安裝等費用約為100,000瑞士法郎，此價格通常略低，因為施工是進行一系列柵欄的設置，因此這些施工成本由幾個柵欄的工程分攤，若屬單一結構的設施，總價約100,000瑞士法郎，但在數級上應足以進行此模型的計算。

具有相同擋土量的混凝土柵欄，其混凝土的體積約為4m•15.5m•1m = 62m3，但不包括基部和壩基。若增加1米寬，6米長，厚度約0.5米的基部，則需要65立方米的混凝土。假設這種混凝土柵欄的增強量約為100 kg/m3，所產生的施工成本包括模板和鑄造在內，大約為200,000瑞士法郎。若還包括≈38,000瑞士法郎所需的直升機運輸費用，則建造1個堅固的混凝土柵欄，其總費用約為238,000瑞士法郎。這是根據Illgraben剪力牆先前的建造成本（見第4.2.1節）和假設是5%通貨膨脹率（提供3年）來估算鋼筋和施工成本。

環網柵欄與固體混凝土柵欄的成本比值為110,000/238,000 = 0.46，大約是成本的一半。

此比值仍間接取決於工地位置，因為難以接近的工地，混凝土柵欄的運輸成本遠高於在道路狀況良好施工和運輸成本。

8.7 註釋和適用範圍

8.7.1 附註

柵欄的規劃仍需權衡每個案例其潛在危險的狀況（見8.3節），最重要的是，山區溪流的地形條件需能夠適於架設環網柵欄，並需仔細設定幾何參數，如柵欄的位置、結構體的高度、跨度、錨座和規劃的擋土量。由於土石流渠道中的邊界條件變化很大，因此有時參數具有很大的不確定性（土石流密度、流動深度、流速），規劃期間現場專家的經驗是不可或缺的。

豎立柵欄還需定期檢查填土的水平高度和柵欄的一般養護狀況，關於裝設在河床中提供垂直墜落效應的柵欄中，需定期維護經磨損的保護系統和制動器（剩餘制動能力）。

8.7.2 適用範圍

前一節已參考山區溪流地形條件對環網柵欄的適用性，此點也是擋土系統最重要的應用限制之一。由於柵欄會出現顯著的堆積行為（$h_b = 3/4 \cdot h'_{b,s}$）藉此導致的擋土體積不斷減少，超過25米的跨度設計是不切實際的。藉由UX系統的兩個附加支柱，可大幅確保跨度具有25m的剩餘柵欄高度h'_b。關於更大的跨度，需要加設更多的支柱，因為需傳遞更大的作用力，承載系統有些時候會耗盡。原則上，可採用四重支撐繩的設計，但由於繩索在撓曲點配置的限制，此方法不可行也無法將繩索綁到到環網上。

跨度限制的幾何因子間接影響擋土量，環網柵欄適用於擋土體積達≈1000-1500m^{3}的案例。關於更大的擋土量只能使用一系列的固定網或混凝土結構，可藉此促成更大的擋土量。

若渠道中的臨時沉積材料讓堤岸坡度和翼端繩索只具有中強度的性能時，環網柵欄的承重系統不適用，因為無法在堤壩的翼端繩索加上錨固設施。由於不穩定的路堤使然，坍塌的錨座造成柵欄破壞的風險變得太大，在此情況下，利用重力壁更能形成合適的擋土空間，重力壁藉由基部將其載荷壓縮傳導到渠道的底板。

已開發的載荷方法顯示在高流速的情況下，當土石流撞擊柵欄的結構體時，會出現非常快非常大的動態作用力，甚至在土壤顆粒前緣也會出現作用力加倍的情況。若屬非常陡峭的山區溪流，預計會有非常高的土石流速度，即超過10-12*m/s*的速度時，不建議使用彈性環網柵欄的擋土系統，因為當前的載荷，即承載系統很快就會達到其極限值。同時，一般會詢問擋土結構是否在極其陡峭的地形具有其實用性，這是因為填充過程中的高動態作用力和較小的擋土量所致。或是詢問是否柵欄結構更能夠重新移到較淺的土石跳動區?在此情況下，陡峭河床中採用小幅度垂直落差效應的「永久填充柵欄」是適當的解決方案，可藉由先前的填充土壤團塊來抵消動態的高載荷值。

用於土石流防護的彈性環網柵欄，其擋土系統通常適用於中小型的土石流規模，預期的段流量最大值為V = 5000 m3，中低流速的最大值為10-12 m/s，預期的排放量不超過100 m3/s。所規劃的擋土空間Vr可在幾個系列柵欄上發揮比單一柵欄更好的擋土功能，由於大跨度的過度堆積行為，可能因此就達到預期的擋土能力極限。一般而言，應考慮替代解決方案，藉此獲得良好的土石流擋土能量。

9 總結與展望

9.1 總結

最初設計為防落石的防護結構體，其彈性環網柵欄適用於土石流的擋土措施，這可能是傳統土石流擋土措施的有效替代方案。藉由現地和實驗即可優化這些柵欄其荷載系統的基部，可進行進一步開發設計，可使用模擬軟體FARO得出所需的載荷模型。

藉由不同的能量分析即可得知土石流相關的新見解，可更深入了解土石流和柵欄之間的交互作用，研究結果將進行簡短總結如下：

9.1.1 土石流程

現地和實驗進行不同的能量分析，可證實土石流內摩擦過程相關的新理論。在土石流的流動過程中，土石流的摩擦參數不得視為土石相關的常數，因為這些參數受到其他的附加參數所影響，如含水量、重力活動速率和流速，可使用現地和實驗來證明可變的摩擦參數。

不可確定的變量和隨機能量受到顆粒彼此間的部份塑性所影響，因此在土石流的能量分析出現明顯的影響，這會造成額外的摩擦能量損失，關於摩擦定律其影響的適用性取決於重力活動率的比值（見5.4.1.1節）。

平衡數據的詳細分析顯示，土石流中的平均速度大於土石流前緣的速度測量值u_{front}，因此，因為大幅度剪力梯度所致，粒狀土石流波的前緣即出現滾動現象，在前~~沿~~緣部位，漂浮快速流動的土石（通常由大石塊組成）逐漸被推到流動較慢靠近地面的土石下方，但前緣平均速度u_{front}可繼續用於網孔尺寸的設計，因為這是唯一在實務中可測量的數值。

9.1.2 載荷模型

根據歷史方法的綜合彙編並比較不同的土石流載荷計算結果，發現其間的巨大差異。

由於缺乏彈性柵欄法，根據現地和實驗的作業所發展出載荷模型，此模型用作為彈性環網柵欄設計程序方法。即根據易於估算的參數（密度ρ、流動深度h_{fl}和流速u）並運用物理基本原理，假設靜水壓的分佈和石流停止流動過程中突然發生的動量變化（見6.3節），即可分析來自兩個部份的測量數據，藉此作為各別實驗內容的一部份。到目前為止，流入過程中的結構彈性已被明確視為後續模擬的一部份內容，或可藉由繩索公式進行近似求解。

9.1.3阻礙方面

藉由全面的現地測試即開發出一種承載系統，可有效將新產生的載荷散佈到岸堤上。此測試在柵欄側可使用不同的承載系統。其結構細節如防磨損和翼端繩索等，已能夠成功完善解決問題。關於所需網孔尺寸M和基部開口hd尺寸的問題，可使用現地及比例實驗來解決問題。

Merdenson的3個連續柵欄顯示此應用可擴大擋土空間，提供多層次的柵欄功能。此外，這些柵欄也說明另一個應用領域：山區溪流中永久性的小落差設施，可用於特別保護壩基免受進一步的沖蝕和沖刷。

9.1.4數值模擬

在模擬軟體FARO中所實施的載荷方法，可在未來期間簡單省時測定柵欄的尺寸，模擬結果可用於現地測量值的數據檢定。此外，也可用於確認所開發的壓力-段流載荷模型。關於如制動元件的動態作用力-位移定律等方面，可藉由[103,45]的附加動態部件測試，擴展軟體的應用範圍。

藉由簡化的柵欄模型即可進行找形，可得出柵欄凸起1m所需的最大變形量，藉此達成良好的擋土效果。在後續的切割計算過程中，即可確定此均衡形式所需的制動器數量和環網行數。但在這些彈性結構下，找形不應只用於計算最大向量f，相反地，應列入規劃階段，藉此提供承載系統精確的結構設計，可用於防止腐蝕並達成有效的承載行為。

9.1.5 設計概念

根據SIA（瑞士工程師和建築師協會）260,261 [92,91]、GBV（州政府建物保險法規）[60]、DIN標準1055-9和1055-100 [28,27]，本文提出可測定柵欄尺寸的設計概念，藉此確保在難以確定的土石流載荷條件下，在目前和未來結構體都能夠具有最高的安全性。由於現地數據量較少，尚未對環網柵欄上的土石流載荷進行詳細的風險分析。

這些單獨元素讓彈性環網柵欄用於進行土石流攔阻的新方法都成為可能的解決方法，這些設施重量輕安裝快，已證明環形網柵欄有助於高山地形的水土保持。此外，相較於混凝土結構，它給人視覺上的美觀外型，成為合理的替代品，特別適用於中小型規模的土石流（段流量達5000立方米）。此應用即使在氣候變化激烈的時期，也可特別保護人員和基部設施免受天然災害和土石流的影響，也可讓高山定居區域得到合理的水土保持。

9.2 未來展望

潛在用戶已開始熱烈接受採用這些具有新保護概念的彈性柵欄，目前此專案計畫正在進行中。藉由研究各種不同的主題，即可開發設計土石流柵欄的用途，即為本研究的內容。

但此專案計畫期間，已出現促成改進載荷的新想法，更能夠提供更高效能的設計。此外，可將這些柵欄應用於其他的領域，這些應用已在後續的專案計畫中得到確認，即用於山坡土石流環網使用的追蹤驗證。

9.2.1 載荷

迄今為止，既有的載荷方法已針對過去的土石流事件進行驗證，可惜的是，在完成本研究工作前，仍無法進行顆粒狀土石流事件的測量作業。因此，需依靠過去文獻中的數據來確定顆粒狀土石流其動態組成的壓力係數[2]，這種差距需藉由內置式測量單元的彈性環網柵欄進行深入的現地測試來填補。

此外，迄今為止，這些研究值在兩個土石流的渠道（Merdenson、 Illgraben）中進行，並在實驗期間藉由其他地區的土石擴展研究範圍。關於柵欄系統在全球的應用，對具有不同土石成份物的其他土石流渠道，對進行額外的實驗將是非常有幫助的，這些深入的研究結果，可用於評估測量可轉移性，更能夠量化土石依變性的效應。

應發展一個防護結構體上其土石流載荷和風險安全概念的泛歐標準程序，雖然實際的土石流活動和材料組成會出現差異，在不久的將來仍不適用於跨國的實際應用。但根據瑞士境內不同集水區和防護結構體的位置風險分析，此應用是可行的，且可為工程師和實際用戶提供有關處理防護結構體土石流載荷的實證指南。

本文的另一項任務是讓特殊模擬程式趨於完善，此程式專門用於說明防護結構體，同時以必要的精度再現流體特性（土石流）。

本研究說明一種模擬工具（FARO），此模擬工具根據開發設計概念對具有準靜態等效載荷的結構體進行建模，為彈性環網柵欄的尺寸提供合理的估算結果。下一步就進行兩個物理推論過程的整合，即流入的流體和彈性環網柵欄（結構側）其過程中關於FSI1[1]計的算作業。例如，所有的這些估算都可藉由在FARO（用於流體和目前結構體估算的模擬工具）和新開發的RAMMS[2]的土石流程式促成相關的模擬估算。

到目前為止，承載系統主要用於平面上的預測和實際應用，進一步的形狀計算需藉由從平面突出更複雜的支撐結構和環網柵欄的曲率。這些可能是預設值，藉此估算設計出更多的可用擋土空間提供更有效的載荷轉移。

9.2.2 其他應用領域

若柵欄可用於防護平地的土石流，原則上也適用於防護山坡的土石流，土石流的演變過程在這兩方面非常相似（見2.1節）。山坡土石流在一定程度上，即出現在陡峭地形中，流速高達15m/s或更高，山坡土石流的啟動不受河床的影響，但可在任何地方發生土石流，不管是陡峭的草地和林地，坡度超過30°的地區都可能發生土石流。若特定位置的山坡土石流活動其風險是可預測的，例如，由先前的滑坡事件，環網柵欄即可用於防護目標結構體。

環網柵欄也可用作為防雪保護措施，將其設置於要防護的基部設施上（見[108]）。由於雪崩事件期間會產生巨大的作用力，就一個完全成熟的雪崩保護系統而言，這種微不足道的承載系統將來仍可能是不適用的。

[1] FSI = 流體-結構交互作用
[2] RAMMS = 快速質量移動

符號列表	符號說明	單位
A	渠道寬度，即流量寬度與$h_{fl}(x)$ 的函數關係。	m^2
α	纜繩撓曲角	°
α_m	與土石有關的土石流載荷係數	-
b	渠道寬度	m
RBF	在撓曲期間所減少的支撐繩斷裂作用力	%
b_m	柵欄平均寬度	m
b_0	上支撐繩的柵欄寬度	m
b_u	下支撐繩的柵欄寬度	m
β	土石流撞擊柵欄的撞擊角度	°
c	固態土石的黏結性	N
c_p	動態土石流載荷的壓力係數	-
c_d	流動路徑中物體的拖曳係數	-
C_v	懸浮液樣品中的泥砂濃度	-
$C_{s,DF}$	土石流中的泥砂體積濃度	-
$C_{s,DC}$	粒徑分佈曲線內其特定粒徑的比例	-
d_{90}	90%的粒徑小於此值	mm
d_{max}	土石流混合物中的最大粒徑	mm
d_{ring}	環網的環徑	m
$d\text{-}ring,\varphi$	單環的纏裹直徑	m
δ	鋼絞線中單根鋼絲的直徑	mm
η_b	賓漢黏度	P_{as}
η	動態黏度，安全係數	P_{as}
f	柵欄在流動方向上的最大變形量，作用力力矩陣	m
F_{rope}	柵欄支撐繩的繩索作用力	kN
g	重力常數	$\frac{m}{s^2}$
$\dot{\gamma}$	黏度測量期間的剪切速率	1/s
h_b	土石流填充柵欄的水平高度	m
$h'b$	經過土石流填充過程後的柵欄高度	m
h_d	最下面的支撐繩和河床間基部開口的高度	m
h_{end}	幾次土石流溢出過程後的柵欄高度	m
h_{fl}	土石流的流動深度	m
H_{fill}	土石流填充主要作用於實驗的柵欄水平高度	m
h_n	正常排水	m
H_{imp}	土石流的蓄積壓力	m
h_w	土石流的理論撞擊水平高度值	m

符號列表	符號說明	單位
I_R	開放流渠道中能量線	-
I_S	開放流渠道中的河床	-
I'_S	填充彈性柵欄後面的河床	-
I_W	露天河道中的水面	-
ΔI_W	水躍期間的能量頭消散	m
k_f	滲透係數（滲透率）	m/S
k_m	模型柵欄的剛度模量	N/m
k_n	所用環網的剛度模量	N/m
K_{ST}	STRICKLER係數用於表示渠道粗糙度	
$\frac{m^{1/3}}{s}$	多層柵欄的各柵欄間距	m
l_{br}	由制動距離引起的繩索伸長量	m
l_k	由於柵欄溢流所沖刷的長度	m
L_m	自然界中的特徵長度（原型）	m
L_n	模型中的特徵長度	m
L_s	根據 LN/LM 的模型縮尺因子	-
L_W	水躍距離	m
M	環網的網孔尺寸	m
μ	有效摩擦係數	-
μ_C	庫侖摩擦（乾摩擦）係數	-
ν_s	土石流中 d>0.05mm 的固體濃度（根據 IVERSON 的定義）	-
ν_f	土石流中液相部份+顆粒 d<0.05mm	-
P	流體壓力N	$\frac{N}{m^2}$
P_P	土石流中的孔隙水壓	$\frac{N}{m^2}$
ΔP	動態土石流的載荷增值	$\frac{N}{m^2}$
ϕ	內摩擦角	°
ϕ'	有效的內摩擦角	°
ϕ_{bas}	基部摩擦角	°
$\overline{Q}$	平均流量	m^3/S
Q'	過網流量	m^3/S
Q_{net}	填網流量	m^3/S
q	比流量	m^2/S
R	土石流渠道中的平均水力半徑	m
P	土石流密度	$\frac{kg}{m^3}$
ρ_f	液相密度	$\frac{kg}{m^3}$
ρ_s	固相密度	$\frac{kg}{m^3}$
σ	正應力	$\frac{N}{m^2}$
τ	剪應力	$\frac{N}{m^2}$
τ_{crit}	在破壞狀態下的限制剪應力	$\frac{N}{m^2}$
t_{imp}	對柵欄的影響持續時間	S
t_{sim}	FARO 中的當前柵欄模擬時間	S
Θ	渠道坡度	°
Θ'	填充柵欄後面的渠道坡度	°

符號列表	符號說明	單位
U	洪區溪流的渠道直徑	m
u	土石流速度	$\frac{m}{s}$
$\vec{u}$	土石流速度向量	$\frac{m}{s}$
u_{front}	土石流前緣的平均速度	$\frac{m}{s}$
υ	運動黏度	m^2/s
V	土石流的段流相關體積	m^3
V_r	彈性柵欄後面的可用攔阻體積	m^3
w	土石流中的相對含水量	%
w_r	潮濕土石流物質中的相對含水量	%

編譯：水土保持局技術研究發展小組

Research and Technology Development Team, SWCB, COA

December 2018

本文件之翻譯及轉載，均符合瑞士著作權法相關規定。