

Auftraggeber

Gemeinde Bozen
Amt für CO2-Plan, Energie und Geologie



Committente

Comune di Bolzano
Ufficio Piano CO2 Energia e Geologia

Altlast Sigmundskron "ALTE DEPONIE" SANIERUNG mit ATLASTSICHERUNG

Vor- und Einreichprojekt
(im Sinne des B.L.A. 1072/'05)

Discarica di Castelfirmiano "VECCHIA DISCARICA" BONIFICA con MESSA IN SICUREZZA

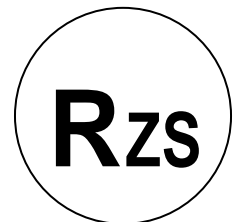
Progetto preliminare e definitivo
(ai sensi della D.G.P. 1072/05)

TECHNISCHER BERICHT ZUSATZ "SICKERWASSERSAMMELSYSTEM"

Statik: Vordimensionierung Betonbecken

RELAZIONE TECNICA SUPPLETIVA "SISTEMA DI RACCOLTA DEI PERCOLATI"

Statica predimensionamento vasche in c.a.



Datum / Data Auftraggeber / Committente

Mai 2015 / April 2016

Maggio 2015 / aprile 2016

Projekt - progetto
Dr. Geol. Mauro Platter

06/04

Pr. Nr.

S.D.

akt. / agg.

K.K.

bearb. / elab.

M.P.

gepr. / visto

gen. / appr.



Geologia e Ambiente

Bolzano - Via Kravogl 18 - tel. 0471 / 202125

Dott. Michele Nobile Dott. Stefano Paternoster
Dott. Lorenzo Cadrobbi Dott. Claudio Valle

Consulenza ambientale:
Dr. Geol. Lorenzo Cadrobbi

Consulenza ingegneristica:
Dr. Ing. Martin Weiss

büroweiss

ingenieurbüro studio d'ingegneria engineering consultancy
Schlachthofstraße / via Macello 65
I - 39100 Bozen / Bolzano
Tel.: +39 0471 97 83 56
Fax: +39 0471 97 86 57
info@buroweiss.it www.buroweiss.it

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI BOLZANO
Dr. Ing. MARTIN WEISS
Nr. 514
INGENIEURKAMMER
DER PROVINZ BOZEN

INHALT

Inhalt.....	1
1. Allgemeine Daten.....	3
1.1. Projektbeteiligte.....	3
1.2. Planungsgrundlagen.....	3
1.3. Allgemeine Projektbeschreibung.....	3
2. Bericht zur Berechnung der Tragstrukturen.....	4
2.1. Bemessungsgrundlagen.....	4
2.1.1. Gesetzesgrundlagen.....	4
2.1.2. Weitere Normen.....	4
2.1.3. Verwendete Literatur.....	4
2.1.4. Bemessungs-Software.....	4
2.2. Statisches Konzept.....	5
2.3. Nachweiskonzept.....	5
2.3.1. Kombinationsregeln.....	5
2.3.1.1. Nachweis der Tragfähigkeit (SLU).....	5
2.3.1.2. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLE).....	5
2.3.1.3. Erdbebenfall.....	6
2.3.1.4. Teilsicherheitsbeiwerte für Lasten und Kombinationskoeffizienten.....	6
2.4. Spezifische Bauwerksdaten.....	7
2.4.1. Nenn-Lebensdauer.....	7
2.4.2. Nutzungsklasse.....	7
2.4.3. Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung.....	7
2.4.4. Bodenklasse.....	7
2.4.5. Topografischer Koeffizient.....	7
2.4.6. Koordinaten des Bauwerks/der Standortgemeinde.....	7
2.4.7. Seismische Zone des Bauwerks.....	7
3. Bericht zu den Baumaterialien.....	8
3.1. Beton.....	8
3.2. Bewehrungsstahl.....	8
4. Baugrund.....	8
5. Lastannahmen.....	10
5.1. Ständige Lasten.....	10
5.1.1. Eigengewicht.....	10
5.1.2. Ständige Lasten aus zukünftiger Dachkonstruktion.....	10
5.2. Erdbebenlast.....	10
5.3. Erddruck.....	13
5.3.1. Bergseitige Wand.....	13
5.3.2. Übrige Wände.....	14
5.4. Nutzlasten.....	14
5.4.1. Nutzlast aus flächiger Geländeauflast.....	14
5.4.2. Nutzlast aus Sicherwasser.....	14
5.5. Schneelast.....	14
5.6. Windlast.....	15
6. Erklärungen gemäß NTC 2008 (Punkt 10.2).....	16
7. Anhang: Ausgaben Bemessungsprogramm.....	17
7.1. System.....	17
7.1.1. Flächen.....	17
7.1.2. Flächenbettung.....	17
7.2. Lasten.....	18
7.2.1. Lastfälle.....	18
7.2.1.1. LF2: Aktiver Erddruck.....	18
7.2.1.2. LF3: Erddruck aus Nutzlast auf Gelände.....	18
7.2.1.3. LF4: Wasserdruck Becken 1.....	18

7.2.1.4.	LF5: Wasserdruck Becken 2.....	19
7.2.1.5.	LF6: Erdbeben +X	19
7.2.1.6.	LF7: Erdbeben -X	19
7.2.1.7.	LF8: Erdbeben +Y	19
7.2.1.8.	LF9: Erdbeben -Y	19
7.2.1.9.	LF10: Eigengewicht zukünftige Dachkonstruktion	20
7.2.1.10.	LF10: Schneelast aus zukünftiger Dachkonstruktion	20
7.2.2.	Lastfallgruppen	21
7.2.3.	Lastfallkombinationen	21
7.3.	Schnittgrößen (für Tragfähigkeitsnachweise)	22
7.3.1.	m-x	22
7.3.2.	m-y	23
7.3.3.	m-xy.....	24
7.3.4.	q-x	25
7.3.5.	q-y	26
7.3.6.	q-xy.....	27
7.4.	Bodenpressungen.....	28
7.5.	Bewehrung.....	29
7.5.1.	Obere Bewehrung, x-Richtung: $a_{sx-oben}$	29
7.5.2.	Obere Bewehrung, y-Richtung: $a_{sy-oben}$	30
7.5.3.	Untere Bewehrung, x-Richtung: $a_{sx-unten}$	31
7.5.4.	Untere Bewehrung, y-Richtung: $a_{sy-unten}$	32
7.5.5.	Bügelbewehrung: $a_{s,w}$	33
7.5.6.	Mindestbewehrung nach UNI-EN 1992-1-1	34
7.6.	Bewehrungskonstruktion.....	35
7.6.1.	Grundbewehrung:	35
7.6.2.	Einspannung Wand/Fundament	35
7.6.3.	Mauerecken	36
7.6.4.	Mauerabschluss.....	36

1. Allgemeine Daten

1.1. Projektbeteiligte

Projekttitel	Altlast Sigmundskron „ALTE DEPONIE“ Sanierung mit Altlastsanierung Zusatz Sickerwassersammelsystem Vor- und Einreichprojekt
Projektstandort	Schloßweg, 39100 Bozen/Sigmundskron (BZ)
Bauherr	Gemeinde Bozen Amt für CO2-Plan, Energie und Geologie Rathausplatz 5, 39100 Bozen (BZ) Tel.: +39 0471 997869 Fax: +39 0471 997880 Mail: emanuele.sascor@gemeinde.bozen.it
Architektonische Planung	Dr. Ing. Martin Weiss Schlachthofstraße 65, 39100 Bozen (BZ) Tel.: +39 0471 978356 Fax: +39 0471 978357 Mail: info@buroweiss.it Web: www.buroweiss.it
Statikplanung	Dr. Ing. Martin Weiss Schlachthofstraße 65, 39100 Bozen (BZ) Tel.: +39 0471 978356 Fax: +39 0471 978357 Mail: info@buroweiss.it Web: www.buroweiss.it

1.2. Planungsgrundlagen

Das Projekt der Tragstrukturen wurde auf Basis folgender Unterlagen erstellt:

- Vor- und Einreichprojekt bestehend aus den im Projektverzeichnis enthaltenen Unterlagen.

1.3. Allgemeine Projektbeschreibung

Beim zu errichtenden Bauwerk handelt es sich um zwei Sickerwasserbecken am Fuße der sogenannten "Alten Deponie" in Sigmundskron.

Die Becken weisen einen trapezförmigen Grundriss mit folgenden Außenabmessungen (ca.): $L \times B \times H = 31.40 \times 30.70 (13.02) \times 5.00$

Somit weisen die Becken ein Speichervolumen von ca. $1.300 + 1.800 = 3.100 \text{ m}^3$ auf. Da die Becken zur Speicherung von anfallenden Deponie-Sickerwässern genutzt werden sollen, müssen sie Wasserdicht und mit entsprechender Betonqualität für die zu erwartenden Umwelteinwirkungen ausgeführt werden.

2. Bericht zur Berechnung der Tragstrukturen

2.1. Bemessungsgrundlagen

2.1.1. Gesetzesgrundlagen

- D.M 14.01.2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 – „Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per al disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica”.

2.1.2. Weitere Normen

- Eurocode 0: UNI EN 1990 – Grundlagen der Tragwerksplanung
- Eurocode 1: UNI EN 1991 – Einwirkungen auf Tragwerke
- Eurocode 2: UNI EN 1992 – Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- Eurocode 3: UNI EN 1993 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- Eurocode 4: UNI EN 1994 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
- Eurocode 5: UNI EN 1995 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten
- Eurocode 6: UNI EN 1996 – Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
- Eurocode 7: UNI EN 1997 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
- Eurocode 8: UNI EN 1998 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
- Eurocode 9: UNI EN 1999 – Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen

2.1.3. Verwendete Literatur

- Schneider Bautabellen für Ingenieure 17. Auflage
- Wommelsdorff Stahlbetonbau Teil 1
- Wommelsdorff Stahlbetonbau Teil 2
- Avak Stahlbetonbau in Beispielen Teil 1
- Avak Stahlbetonbau in Beispielen Teil 2
- Leonhardt Vorlesungen über Massivbau 3. Teil

2.1.4. Bemessungs-Software

Die Bemessung der Tragstrukturen wurde unter Zuhilfenahme folgender Berechnungssoftware ausgeführt:

- MB AEC GmbH. aus Kaiserslautern (D); Module Baustatik und Micro-FE; Version 2013.
- AZTEC INFORMATICA GmbH. aus Casole Bruzio (CS); Modul MAX; Version 2010.
- RSTAB und RFEM der Ing.-Software Dlubal GmbH. aus Tiefenbach (D).

Gemäß NTC2008 Kapitel 10.2 muss die Vertrauenswürdigkeit der Programme überprüft werden. Die Hersteller stellen dazu Vergleichsberechnungen zu Verfügung, in welchen die Ergebnisse der automatischen Berechnungen analytischen Berechnungen (Handrechnungen) gegenübergestellt werden, um die Plausibilität der Ergebnisse nachvollziehen zu können.

Es wird darauf hingewiesen, dass innerhalb der Programmroutine der MC-AEC sämtliche Beiwerte und Koeffizienten manuell an die Vorgaben der italienischen Normen (UNI-EN) angepasst worden sind, die in den Ausdruckprotokollen aufscheinenden Verweise auf DIN-EN-Normen können jedoch nicht abgeändert werden und sind somit irreführend.

2.2. Statisches Konzept

Das zu bemessende Sickerwasserbecken wird zur Gänze aus Stahlbeton errichtet. Die Bodenplatte wird mit einer konstanten Stärke von 40 cm ausgeführt. Da die Platte nicht in einem Betoniervorgang erstellt werden kann, müssen im Zuge des statischen Ausführungsprojektes entsprechende Arbeitsfugen festgelegt und dimensioniert werden.

Die Außen- und Trennwände werden ins Fundament eingespannt, da derzeit keine Überdachung der Struktur geplant ist. Auch die Verbindungen zwischen den Wänden werden als biegesteif betrachtet.

In den Lastannahmen wird eine eventuelle zukünftige leichte Überdachung der Becken mittels Stahlfachwerkträgern mit Blecheindeckung berücksichtigt.

In Absprache mit dem Geologen Dr. Geol. Lorenzo Cadrobbi, welcher die bisherigen Planungsschritte geologisch betreut hat, wurde entschieden, unterhalb der Becken ein tragfähiges Untergrundpaket zu realisieren. Entsprechende Betrachtungen finden sich in den nachfolgenden Kapiteln.

2.3. Nachweiskonzept

Gemäß Vorschriften der geltenden Normen müssen Tragstrukturen generell nach dem semiprobabilistischen Bemessungskonzept nachgewiesen werden. Dabei wird den während der Nenn-Lebensdauer zu erwartenden Einwirkungen die Beanspruchbarkeit der Tragstruktur entgegengestellt.

Um die Versagenswahrscheinlichkeit gering zu halten, werden diese statischen Werte mit Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert.

Es werden daher Lastkombinationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit betrachtet, sowohl für statische als auch für dynamische Lasteinwirkungen (Erdbeben).

Außerdem müssen die Belastungssituationen nachgewiesen werden, welche im Zuge der Bauausführung entstehen können. Dabei können aufgrund der geringen Dauer der Eintrittswahrscheinlichkeit teilweise reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte angewendet werden.

2.3.1. Kombinationsregeln

2.3.1.1. Nachweis der Tragfähigkeit (SLU)

Ständige und vorübergehende Situation:

$$E_d = \sum_{i=1} (Y_{G,i} \cdot G_{k,i}) + Y_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2} (Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

Außergewöhnliche Situation:

$$E_{d,A} = \sum_{i=1} (Y_{GA,i} \cdot G_{k,i}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

Erdbebensituation:

$$E_{d,AE} = \sum_{i=1} G_{k,i} + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

2.3.1.2. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLE)

Seltene Situation, für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mit irreversiblen Auswirkungen, auch anzuwenden für den Nachweis der Zulässigen Spannungen:

$$E_{d,rare} = \sum_{i=1} G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{i=2} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

Häufige Situation, für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mit reversiblen Auswirkungen:

$$E_{d,freq} = \sum_{i=1} G_{k,i} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

Quasi-ständige Situation, für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mit Langzeitauswirkungen:

$$E_{d,perm} = \sum_{i=1} G_{k,i} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

2.3.1.3. Erdbebenfall

Auch im Erdbebenfall wird die Struktur als Ganzes betrachtet, allerdings müssen die Nachweise sowohl für die Tragstruktur selbst als auch für etwaige Installationen erbracht werden. Daher werden die Nachweise detaillierter unterschieden:

1. Tragfähigkeitsnachweise:
 - Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
 - Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)
2. Gebrauchstauglichkeitsnachweise:
 - Stato limite di operatività (SLO)
 - Stato limite di danno (SLD)

Für den jeweiligen Grenzzustand ergeben sich unterschiedliche Wahrscheinlichkeiten der Überschreitung der Erdbebeneinwirkungen, auf Basis derer dann die Erdbebenlasten für den jeweiligen Grenzzustand ermittelt werden.

Stati limite	Pv: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

2.3.1.4. Teilsicherheitsbeiwerte für Lasten und Kombinationskoeffizienten

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Lastenwirkungen und die Kombinationskoeffizienten beziehen sich auf die Tabellen 2.5.1 und 2.6.1 der NTC 2008, welche in Folge dargestellt werden:

Tabella 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.1 il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.4. Spezifische Bauwerksdaten

2.4.1. Nenn-Lebensdauer

Tipi di Costruzione	Vita Nominale V_N (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

2.4.2. Nutzungsklasse

- I Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- II Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- III Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- IV Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung: $V_R = V_N \times C_U \geq 50$ Jahre

2.4.4. Bodenklasse

- A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

2.4.5. Topografischer Koeffizient

- T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
- T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
- T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

2.4.6. Koordinaten des Bauwerks/der Standortgemeinde

Längengrad:	46.48352°
Breitengrad:	11.30215°

2.4.7. Seismische Zone des Bauwerks

Das Bauwerk liegt im Gemeindegebiet von Bozen und somit in Erdbebenzone 4.
Auch für Bauwerke in dieser Zone muss gemäß Dekret des Landeshauptmanns vom 01.09.2015 Nr. 22 ein Erdbebennachweis geführt werden.

3. Bericht zu den Baumaterialien

Sämtliche Baumaterialien für Strukturen, die tragende Funktion haben müssen gemäß NTC 2008, Kapitel 11 zertifiziert sein. Der statische Bauleiter ist verpflichtet, die Annahme und Überprüfung der entsprechenden Dokumente vorzunehmen.

3.1. Beton

Für alle Strukturen gilt:

Betonsorte	C35/45 ▼
Expositionsklasse	XC4 XA2
Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	$R_{ck} = 45$ N/mm ²
Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen	$f_{ck} = 35$ N/mm ²
Bemessungswert der Festigkeit	$f_{cd} = 19,83$ N/mm ²
Mittlere Zugfestigkeit	$f_{ctm} = 3,20$ N/mm ²
Charakteristische untere Zugfestigkeit	$f_{ctk,005} = 2,20$ N/mm ²
Elastizitätsmodul	$E_{cm} = 34000$ N/mm ²
Betonspannung: SLS seltene Kombination	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 21,00$ N/mm ²
Betonspannung: SLS quasiständige Kombination	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 15,75$ N/mm ²
Zementtyp gemäß UNI EN 197/1	CEM II/A 32,5R
Zuschläge mit CE Kennung gemäß UNI EN 12620	
Wasser konform nach UNI EN 1008	
Zusätze konform nach UNI EN 7101	

3.2. Bewehrungsstahl

Typ	B 450C ▼
Charakteristische Streckgrenze	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Charakteristische Zugfestigkeit	$f_{tk} = 540$ N/mm ²
Elastizitätsmodul	$E_s = 200000$ N/mm ²
Stahlspannung: SLS alle Kombination	$\sigma_s < 0.8f_{yk} = 360$ N/mm ²

4. Baugrund

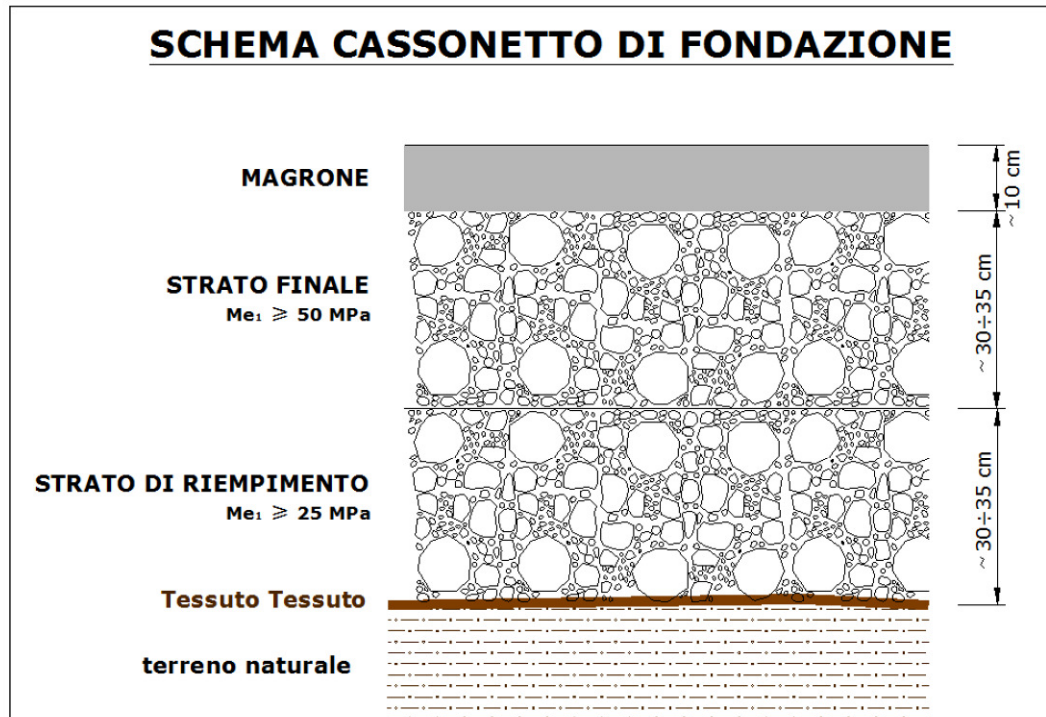
Die Bodenkennwerte und Klassifizierungen wurden in Absprache mit dem Geologen Dr. Geol. Lorenzo Cadrobbi vom Büro „Geologia Applicata“ aus Mezzocorona getroffen, welcher das Projekt bisher begleitet hat und im Zuge der Sanierung der „Deponie Sigmundskron“ hinreichende Erfahrungen vor Ort sammeln konnte. Dennoch muss vor Erstellung des statischen Ausführungsprojektes ein spezifisches, auf den tatsächlichen Projektstandort bezogenes geologisches Gutachten eingeholt werden, auf welches im statischen Ausführungsprojekt Bezug genommen werden kann.

Für das zu realisierende tragfähiges Untergrundpaket sowie das Aufschüttungsmaterial wurden folgende Bodenkennwerte den Berechnungen zu Grunde gelegt:

Wichte des feuchten Bodens (γ):	20,00 kN/m ²
Innerer Reibungswinkel (ϕ):	35 °
Kohäsion (c):	0,0 kN/m ²
Reibungswinkel Wand – Boden (δ):	1/3 ϕ °
Querdehnungskoeffizient (μ):	0,3
Bettungsmodul (nach Winkler):	60 MN/m ³
Maximale zulässige Bodenpressung (σ_{zul}):	300,0 kN/m ²
Das Flächenlager wird nach dem Steifeziffer nach Barwaschow modelliert.	

Alle Bodenkennwerte und geotechnischen Parameter müssen auch in Ausführungsphase überprüft werden.

SCHEMA CASSONETTO DI FONDAZIONE



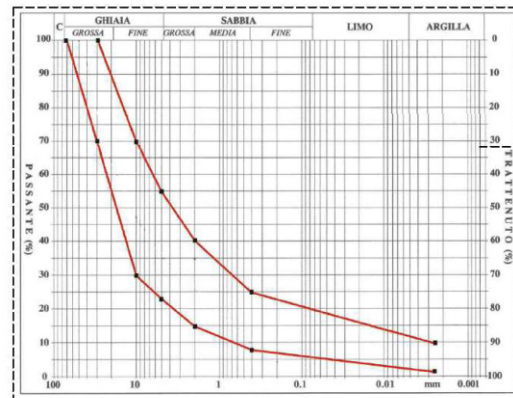
Geotessile tessuto in polipropilene con le seguenti caratteristiche minime:

- resistenza nominale a trazione: $\geq 60 \text{ kN/m}$ (nelle due direzioni)
- allungamento a rottura $< 16\%$
- Resistenza al punzonamento statico (C.B.R.): ≥ 8
- Permeabilità all'acqua: $K \geq 1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$
- Apertura caratteristica 090 $\geq 200 \text{ mm}$



Materiale di riempimento: terreno ghiaioso-sabbioso con fuso granulometrico 0-70 mm

FUSO 0-70



Caratteristiche geotecniche cassonetto:

$\gamma \sim 20 \text{ kN/m}^3$;

$\phi \sim 35^\circ \div 36^\circ$

$c' \sim 0$

Modulo di Winkler terreno naturale $K \sim 60.000 \div 80.000 \text{ kN/m}^3$

5. Lastannahmen

5.1. Ständige Lasten

5.1.1. Eigengewicht

Das Eigengewicht der Baumaterialien wird vom Bemessungsprogramm automatisch entsprechend der Geometrie des Bauteils berücksichtigt.

Eigengewicht Beton

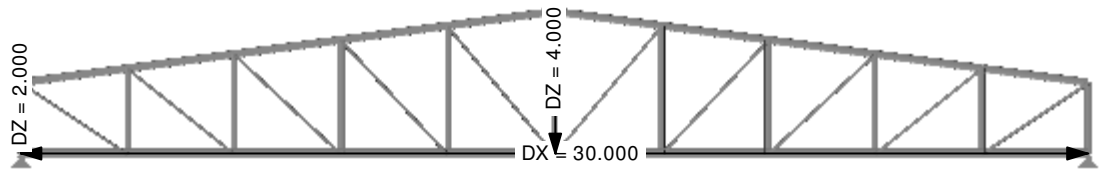
25,00 kN/m³

Eigengewicht Stahl

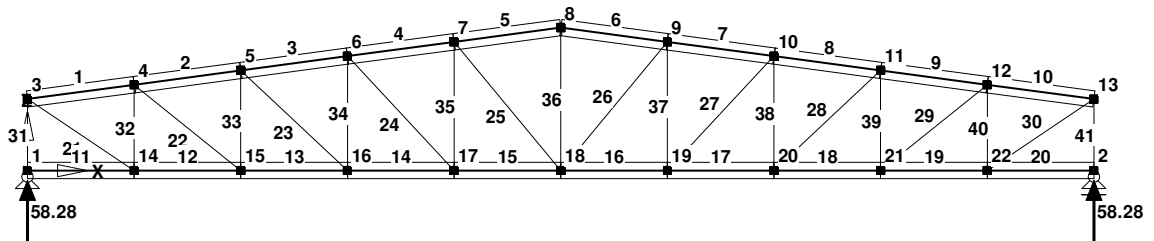
78,50 kN/m³

5.1.2. Ständige Lasten aus zukünftiger Dachkonstruktion

Um die Lasten einer eventuellen zukünftigen Überdachung der Becken zu berücksichtigen, wurden eine Tragkonstruktion mit folgenden Eigenschaften angenommen: Stahlkonstruktion mit Blecheindeckung, Fachwerkbinder mit Binderabstand 5 m, Flächenlast Eindeckung mit Unterkonstruktion 0.50 kN/m².



Daraus ergeben sich folgende Auflagerreaktionen des Fachwerkbinders aus Eigengewicht:



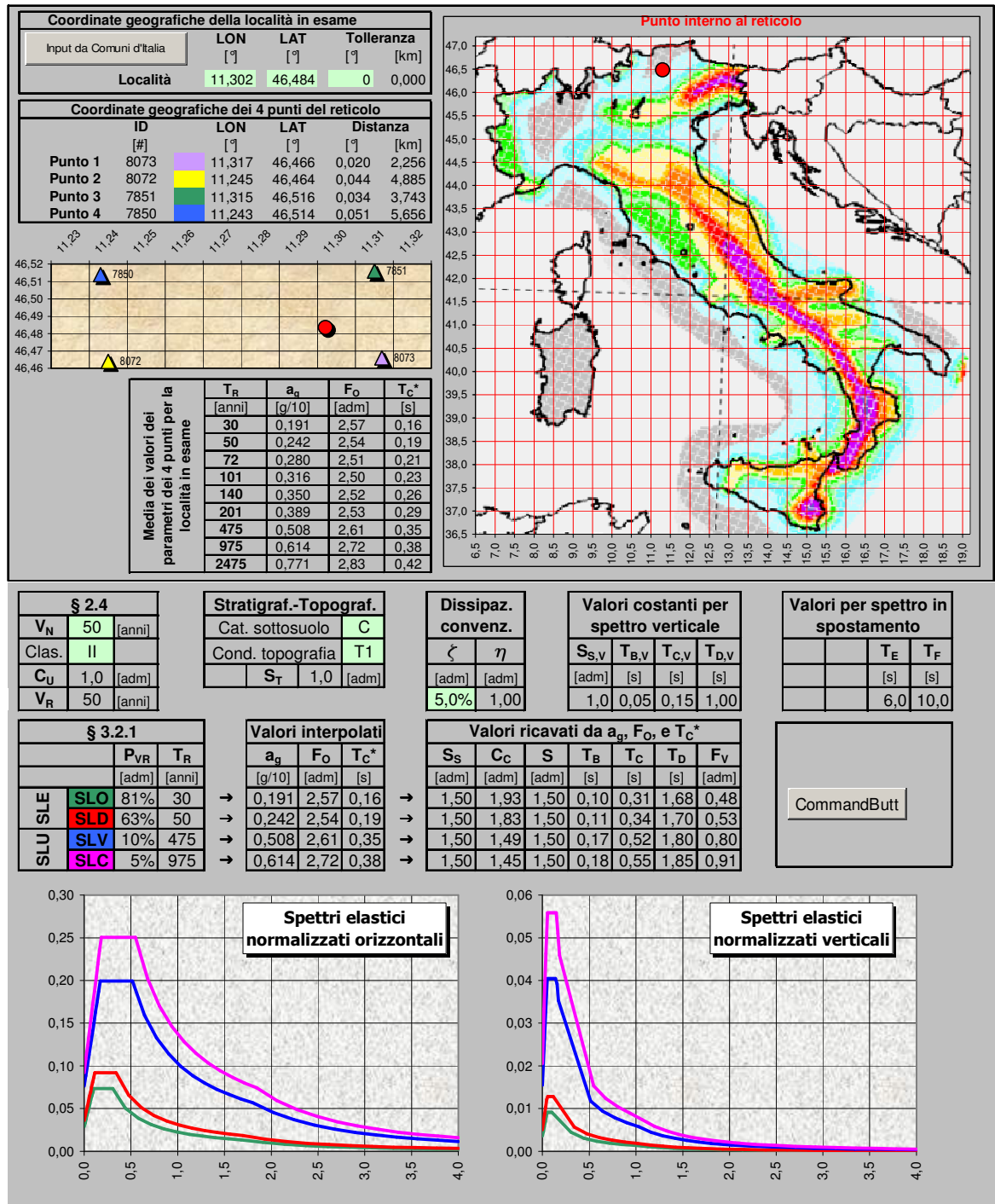
Da die Anordnung der Binder nicht genauer definiert werden kann, werden diese Auflagerlasten dividiert durch den Binderabstand als konstante Linienlast auf die Mauer aufgesetzt:

$$g = 58.28 / 5 = 11.66 \text{ kN/m.}$$

5.2. Erdbebenlast

Dem Projektstandort können gemäß NTC08 folgende seismischen Parameter zugewiesen werden:

latitudine:	46,483518 [°]
longitudine:	11,302149 [°]
Classe:	2 [-]
Vita nominale:	50 [anni]
Categoria sottosuolo:	C [-]
Categoria topografica:	T1 [-]
Periodo di riferimento:	50 [anni]
Coefficiente cu:	1,00 [-]



Gemäß NTC08 Kapitel 7.1 müssen die Tragfähigkeitsnachweise für den SLV, die Gebrauchstauglichkeitsnachweise für den SLD erbracht werden.

Parametri sismici
Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63 [%]
Tr:	50 [anni]
ag:	0,024 g
Fo:	2,536 [-]
Tc*:	0,186 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10 [%]
Tr:	475 [anni]
ag:	0,051 g
Fo:	2,613 [-]
Tc*:	0,345 [s]

Coefficienti Sismici
Danno (SLD):

Ss:	1,500 [-]
Cc:	1,830 [-]
St:	1,200 [-]
Kh:	0,008 [-]
Kv:	0,004 [-]
Amax:	0,427 [m/s²]
Beta:	0,180 [-]

Salvaguardia della vita (SLV):

Ss:	1,500 [-]
Cc:	1,490 [-]
St:	1,200 [-]
Kh:	0,016 [-]
Kv:	0,008 [-]
Amax:	0,896 [m/s²]
Beta:	0,180 [-]

Gemäß NTC kann für Bauwerke in Erdbebenzone 4 ein vereinfachter Nachweis mit statischen Ersatzlasten geführt werden.

Die Nachweise für die verschiedenen Bauteile finden sich in den folgenden Kapiteln, die Ausdruckprotokolle der EDV-gestützten Bauteilnachweise im Anhang.

Während der Erddruck im Erdbebenfall nach Mononobe-Okabe ermittelt werden kann, wird die Last, welche sich im Erdbebenfall aus der Flüssigkeitsfüllung ergibt (zusätzlich zum hydrostatischen Druck), vereinfacht gemäß folgender Formel, welche dem D.M. 24.03.1982 (Norme tecniche per la progettazione delle dighe di sbarramento) entnommen ist ermittelt:

resultierende Zusatzlast

$$F_h = C \cdot W; \text{ mit}$$

Koeffizient

$$C = (S-2)/100 = 0,03; \text{ mit}$$

Seismischer Parameter

$$S = 5 \text{ (für Bozen)}$$

Gewicht der auf die Wand wirkenden Wassersäule

$$W$$

W errechnet sich je Laufmeter Wand unter der Annahme einer mittleren Beckenbreite von 30 m und einer maximalen Wasserhöhe von 4.5 m wie folgt:

$$W = 30\text{m} \cdot 4.5\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 = 1.350 \text{ kN/m}$$

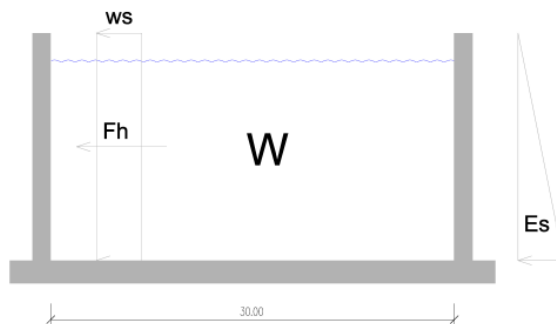
Daraus errechnet sich die resultierende Horizontalkraft je Laufmeter Wand zu:

$$F_h = C \cdot W = 0,03 \cdot 1.350 = 40.5 \text{ kN/m (wirkt auf H/2).}$$

Daraus lässt sich die Ersatzflächenlast w_s ermitteln:

$$w_s = 40.5/5 = 8.10 \text{ kN/m}^2$$

Zusätzlich muss eine vertikale Zusatzlast $F_v = \frac{1}{2} \cdot F_h = 20.25 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden.



Vereinfachend werden im Erdbebenfall auf der sicheren Seite liegende die Horizontallasten gemäß obiger Abbildung eingesetzt: auf einer Beckenwand der Erddruck im Erdbebenfall, auf der gegenüberliegenden Beckenwand die horizontale Lasten aus Wasserdruck (zusätzlich zum hydrostatischen Wasserdruck!). In Querrichtung werden die 0,3-fachen Werte angesetzt.

5.3. Erddruck

An den Wänden der neuen Struktur wirken Erddruckspannungen. Aufgrund der großen Mauerhöhen werden unter Belastung Verformungen auftreten, weswegen in den Bemessungen davon ausgegangen werden kann, dass man aktiven Erddruck ansetzen kann.

Es werden 2 Fälle von Erddruckbelastungen angenommen: gegen den höher gelegenen Radweg führt eine Steilböschung (30° Neigung), auf den anderen Seiten erreicht die Erdaufschüttung eine maximale Höhe von ca. 3 m über Fundamentkote wobei das angrenzende Gelände eben ist.

Der Beiwert für aktiven Erddruck wird nach Coulomb nach folgender Formel berechnet:

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi')}{\sin^2 \psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Im Erdbebenfall ergibt sich der Beiwert nach Mononobe-Okabe zu:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

5.3.1. Bergseitige Wand

Für die bergseitige Wand ergeben sich somit folgende Erddruckwerte:

Altezza parete	H =	4,50 [m]
Inclinazione della parete	ψ =	90,0000 [°]
Inclinazione piano campagna	β =	30,0000 [°]
Peso specifico terreno	γ =	20,00 [kN/m³]
Angolo d'attrito interno	ϕ =	35,0000 [°]
Angolo d'attrito parete/terreno	δ =	11,6667 [°]

Spinta statica

Coefficiente spinta attiva	K_A =	0,423 [-]
Spinta attiva statica	E_{agh} =	85,56 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{agh} =	38,03 [kN/m²]

Spinta dinamica

Coefficiente spinta attiva sismica	K_{AE} =	0,453 [-]
Spinta attiva statica	E_{aEh} =	91,69 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{aEh} =	40,75 [kN/m²]

Differenza delle spinte attive	ΔE_h =	6,12 [kN]
Differenza delle pressioni	Δe_h =	2,72 [kN/m²]

Hinter dem Becken befindet sich ein Felshang, es kann sich nicht aktiver Erddruck ausbilden. Es wird angenommen, dass in Ausführungsphase ein Arbeitsraum von etwa 2 m hinter den Becken mittels Aushub im Felsen hergestellt wird. Es kann sich somit Siloerddruck mit einer Einflussbreite von 2 m einstellen. Silodruck kann nach Terzaghi gemäß folgender Formel berechnet werden:

$$e_{sh} = \frac{\gamma \cdot b}{2 \cdot \tan \delta} \left[1 - e^{(-2 \cdot K_{sh} \cdot (z/b) \cdot \tan \delta)} \right]$$

In einer Tiefe von 5 m ergibt sich die horizontale Erddruckspannung somit zu 34,27 kN/m². Vereinfachend wird eine Dreieckslast mit diesem Wert über die gesamte Wandhöhe den Berechnungen zugrunde gelegt.

Die Spannungen im Erdbebenfall werden nicht abgemindert.

5.3.2. Übrige Wände

Für die übrigen Wände ergeben sich folgende Erddruckwerte:

Altezza parete	H =	3,00 [m]
Inclinazione della parete	ψ =	90,0000 [°]
Inclinazione piano campagna	β =	0,0000 [°]
Peso specifico terreno	γ =	20,00 [kN/m³]
Angolo d'attrito interno	ϕ =	35,0000 [°]
Angolo d'attrito parete/terreno	δ =	11,6667 [°]

Spinta statica

Coefficiente spinta attiva	K_A =	0,251 [-]
Spinta attiva statica	E_{agh} =	22,58 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{agh} =	15,05 [kN/m²]

Um in Vorprojektphase die Programmeingabe zu vereinfachen, wird eine Dreieckslast über die gesamte Mauerhöhe eingegeben, welche dasselbe Einspannmoment am Mauerfuß erzeugt. ($15,05 \cdot 3/2 \cdot 3/3 = 22,58$ kNm/m wird ersetzt durch $5,42 \cdot 5/2 \cdot 5/3$).

Spinta dinamica

Coefficiente spinta attiva sismica	K_{AE} =	0,260 [-]
Spinta attiva statica	E_{aEh} =	23,37 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{aEh} =	15,58 [kN/m²]
Differenza delle spinte attive	ΔE_h =	0,79 [kN]
Differenza delle pressioni	Δe_h =	0,53 [kN/m²]

5.4. Nutzlasten

5.4.1. Nutzlast aus flächiger Geländeauflast

Es wird folgende verteilte Nutzlast auf dem umliegenden Gelände angenommen:

$$q = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

Im Bereich der Zufahrtsstraße wird eine höhere Auflast angesetzt, da diese von Tankwagen zur Entleerung der Beckens befahren werden kann:

$$q = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

Aus den verschiedenen Beiwerten für aktiven Erddruck (Steilböschung und ebenes Gelände) ergeben sich folgende Erddruckspannungen am infolge flächiger Geländeauflast:

Bereich Steilböschung:	e_{aph} =	4,24 kN/m²
Bereich Zufahrtsstraße	e_{aph} =	5,02 kN/m²
Alle übrigen Wände	e_{aph} =	2,51 kN/m²

5.4.2. Nutzlast aus Sickerwasser

Für das Sickerwasser wird ein spezifisches Gewicht von 10 kN/m³ angenommen. Bei einer maximalen Wasserhöhe von 4.5 m ergibt sich daraus folgender Wert für die maximale Belastung im Wandfuß:

$$\text{Spannungen infolge Sickerwasser} \quad 45,00 \text{ kN/m}^2$$

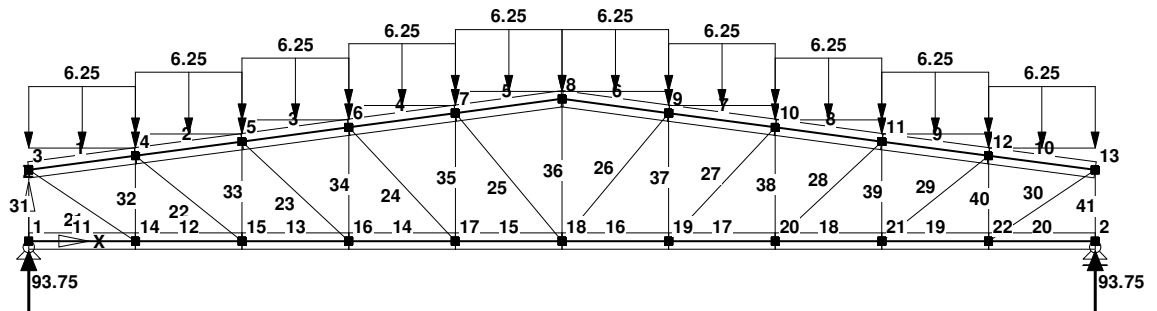
Da das Sickerwasser den ständigen Lasten infolge Erddruck entgegenwirkt, wird diese Belastung nur im Fall der Dichtheitsprüfung maßgebend. Die Dichtheitsprüfung findet vor Inbetriebnahme der Becken statt, möglicherweise bevor die Aufschüttung mit Erdreich erfolgt ist. Es handelt sich daher um eine einmalige Belastungssituation, daher wird diesem Lastfall der Teilsicherheitsbeiwert 1.0 zugeordnet.

5.5. Schneelast

Höhenlage des Bauwerks	a_s =	245 müdM
Regelschneelast am Boden	$q_{sk} = 1,39 \cdot [1 + (a_s / 728)^2]$	1,55 kN/m²

Die Schneelast findet in der Vorbemessung der eventuellen zukünftigen Überdachung Berücksichtigung. Aufgrund der hohen Auflasten aus Erddruck und Sickerwasser wird bei der Beckenbemessung die Schneelast nicht maßgebend und wird somit in diesen Berechnungen nicht berücksichtigt.

Die Auflagerlasten des Binders ergeben sich zu:



$$s = 93.75 / 5 = 18.75 \text{ kN/m}$$

5.6. Windlast

Auf eine eventuelle zukünftige Überdachung können Windlasten wirken, jedoch erzeugen diese für die Beckenbemessung vernachlässigbare Belastungen. Insbesondere sind abhebende Windlasten wesentlich geringer als Lasten aus dem Eigengewicht der Konstruktion, sodass ausgeschlossen werden kann, dass sich in Summe eine Zugkraft in Mauerrichtung ausbilden kann.

6. Erklärungen gemäß NTC 2008 (Punkt 10.2)

Der Unterfertigte erklärt in seiner Eigenschaft als Berechnungsingenieur der Tragstrukturen gemäß vorliegendem Projekt folgendes:

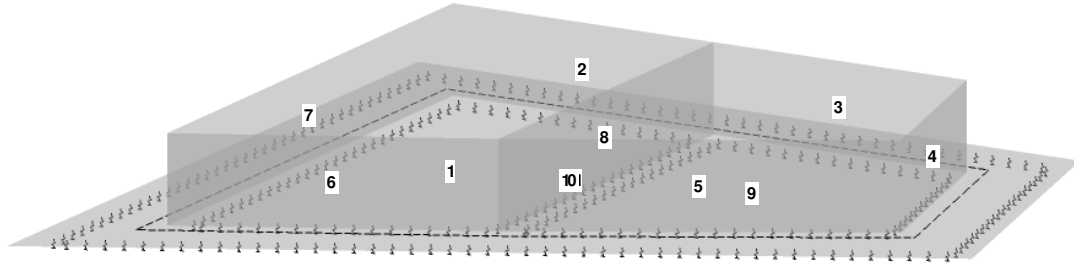
- Die Berechnungen und Bemessungen erfolgten unter Berücksichtigung der geltenden Normen und der Regeln des Ingenieurbaus.
- Die Bemessung der Tragstruktur erfolgte unter Zuhilfenahme einer automatischen Berechnungsroutine.
- Die Nachweise wurden gemäß Traglastverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten gemäß geltender Norm geführt.
- Der Erdbebennachweis wurde gemäß Kapitel 7 der NTC 2008 sowie unter Berücksichtigung des Dekrets des Landeshauptmanns vom 21. Juli 2009 Nr. 33 geführt.
- Die den Berechnungsprogrammen beiliegende Produktdokumentation erhält eine erschöpfende Erklärung der theoretischen Grundlagen, Berechnungsalgorithmen und zulässigen Anwendungsbereiche, welche der Software zu Grunde liegen.
- In den Berechnungsausgaben im Anhang sind alle maßgeblichen Eingangs- und Ausgangsdaten der Berechnung (Bauteildaten, Lastdetails, Lastkombinationen und Beiwerte, Bemessungsparameter, Schnittgrößen usw.) ausführlich dargestellt, die Ergebnisse sind in ihren Einzelheiten ablesbar und interpretierbar.
- Innerhalb der Berechnungsroutine werden geometrische und modelltechnische Grenzen automatischen Kontrollen unterzogen, eventuelle Über- oder Unterschreitungen werden entsprechend gekennzeichnet.
- Es liegen Vergleichsberechnungen des Softwareherstellers vor, in welchen die Ergebnisse von automatischen Berechnungen analytischen Berechnungen (Handrechnungen) gegenübergestellt werden. Durch diese ist die Zuverlässigkeit der Berechnungsroutine ausreichend dokumentiert.
- Den Berechnungsergebnissen der Software zum gegenständlichen Projekt wurden vom Berechnungsingenieur traditionelle (manuelle) Vergleichsberechnungen gegenübergestellt. Aufgrund dieser kann festgestellt werden, dass die Ergebnisse der automatischen Berechnungen vertretbar und plausibel sind.

Bozen, am 18.04.2016

Dr. Ing. Martin Weiss

7. Anhang: Ausgaben Bemessungsprogramm

7.1. System



7.1.1. Flächen

Fläche Nr.	Flächentyp	Liste der Linien	Mat. Nr.	Dicke Typ	Dicke [cm]	Punkte	Integrierte Objekte Linien	Öffnungen
1	Eben Bodenplatte Becken 1	11,2,20,21	1	Konstant	50.00			
2	Eben Wand Straßenseite 1	11,6,15,5	1	Konstant	40.00	17-18		
3	Eben Wand Straßenseite 2	12,7,16,6	1	Konstant	40.00	18-19		
4	Eben Wand Ostseite 2	19,7,18,8	1	Konstant	40.00	22,19		
5	Eben Wand Hangseite 2	13,8,17,9	1	Konstant	40.00	21-22		
6	Eben Wand Hangseite 1	20,9,14,10	1	Konstant	40.00	20-21		
7	Eben Wand Westseite 1	21,10,22,5	1	Konstant	40.00	20,17		
8	Eben Trennwand	2,9,4,6	1	Konstant	40.00	21,18		
9	Eben Bodenplatte Becken 2	12,19,13,2	1	Konstant	50.00			
10	Eben	23	1	Konstant	0.01		11-13,19-	1

N.B.: Fläche 10 wurde zur realistischen Modellierung des Baugrundmodells nach Kolar/Nemec eingefügt.

7.1.2. Flächenbettung

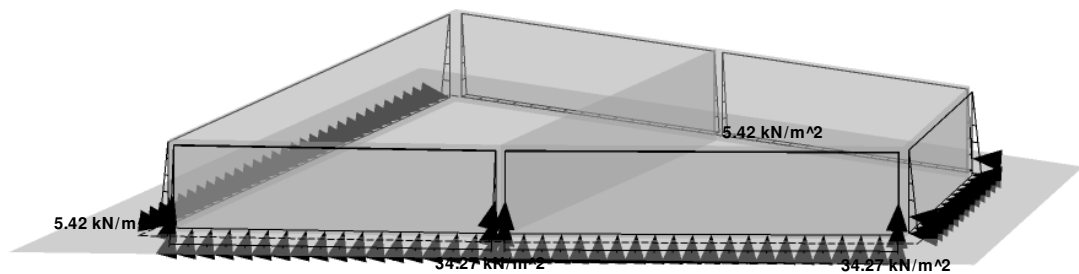
Bettung Nr.	Liste der Flächen	C1-x [kN/m ³]	C1-y [kN/m ³]	C1-z [kN/m ³]	C2-x [kN/m ³]	C2-y [kN/m ³]	Ausfall bei
1	1,9,10	36000.000	36000.000	60000.000	30000.000	30000.000	-

7.2. Lasten

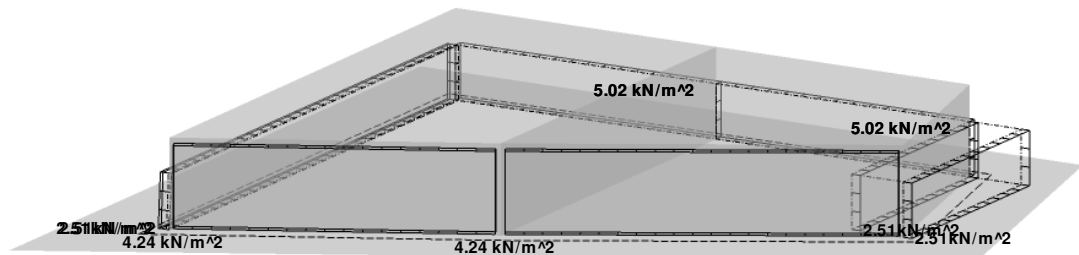
7.2.1. Lastfälle

LF-Nr	LF-Bezeichnung	Faktor	Überlagerungsart	Eigengewicht
1	Eigengewicht	1.00	Ständig	1.00
2	Eigengewicht	1.00	Veränderlich	-
3	Aktiver Erddruck	1.00	Veränderlich	-
4	Erddruck aus Nutzlast auf Gelände	1.00	Veränderlich	-
5	Wasserdruck Becken 1	1.00	Veränderlich	-
6	Wasserdruck in Becken 1	1.00	Veränderlich	-
7	Wasserdruck Becken 2	1.00	Veränderlich	-
8	Wasserdruck in Becken 2	1.00	Veränderlich	-
9	Erdbeben +X	1.00	Außergewöhnlich	-
10	Erdbeben in Richtung +X	1.00	Außergewöhnlich	-
11	Erdbeben -X	1.00	Außergewöhnlich	-
12	Erdbeben in Richtung -X	1.00	Außergewöhnlich	-
13	Erdbeben +Y	1.00	Außergewöhnlich	-
14	Erdbeben in Richtung +Y	1.00	Außergewöhnlich	-
15	Erdbeben -Y	1.00	Außergewöhnlich	-
16	Eigengewicht Dachkonstruktion	1.00	Ständig	-
17	Ständige Lasten aus eventueller zukünftiger Überdachung	1.00	Ständig	-
18	Schneelast auf Dachkonstruktion	1.00	Veränderlich	-
19	Schneelasten aus eventueller zukünftiger Überdachung	1.00	Veränderlich	-

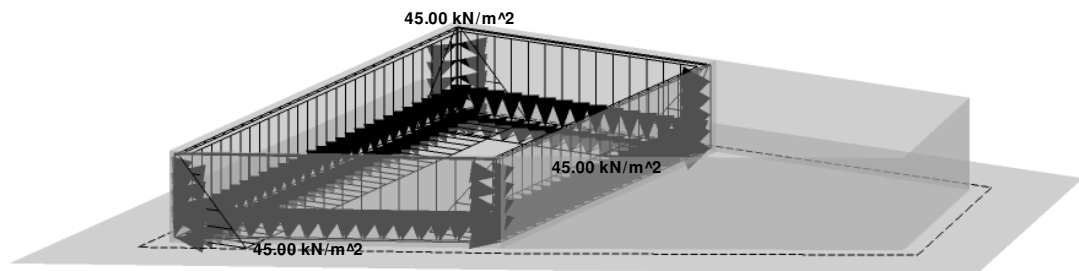
7.2.1.1. LF2: Aktiver Erddruck



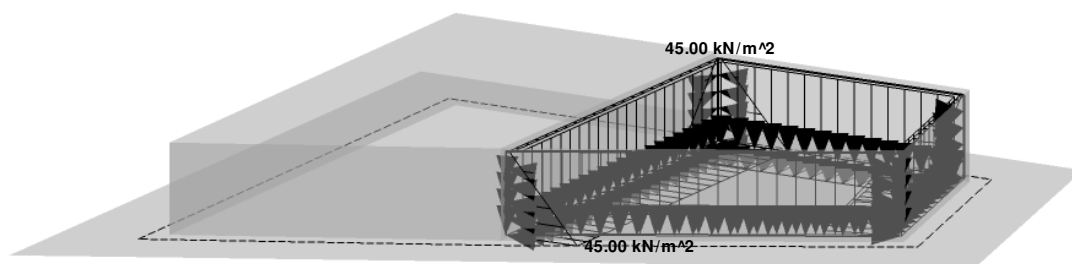
7.2.1.2. LF3: Erddruck aus Nutzlast auf Gelände



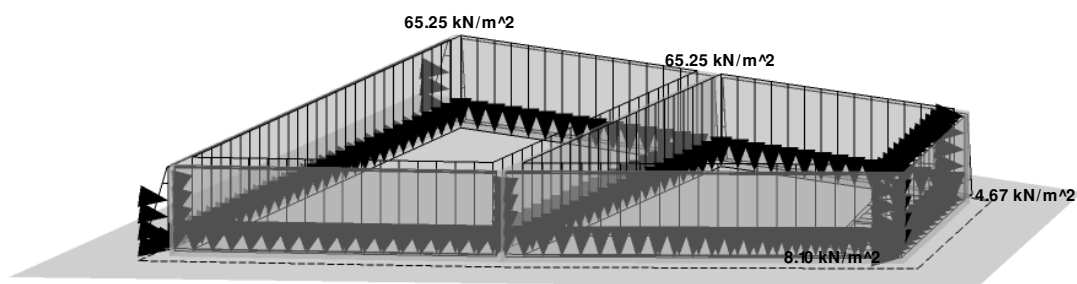
7.2.1.3. LF4: Wasserdruck Becken 1



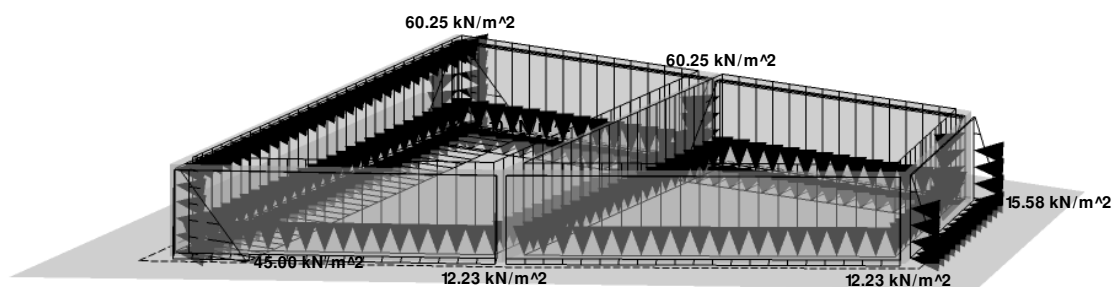
7.2.1.4. LF5: Wasserdruck Becken 2



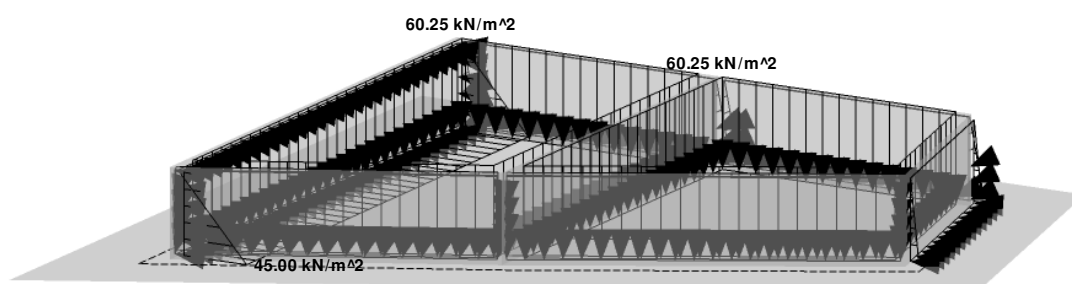
7.2.1.5. LF6: Erdbeben +X



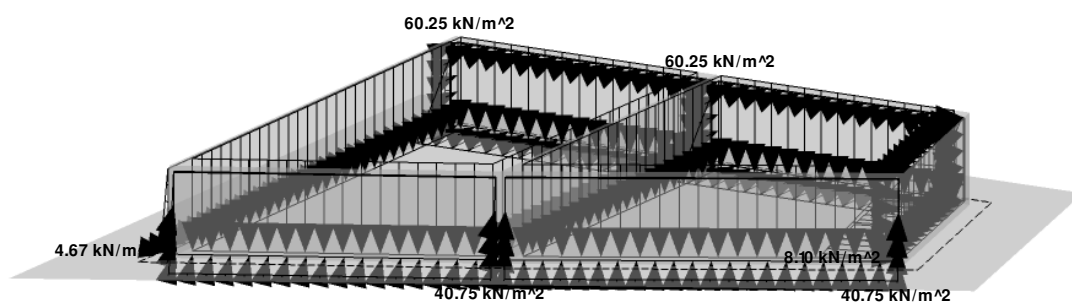
7.2.1.6. LF7: Erdbeben -X



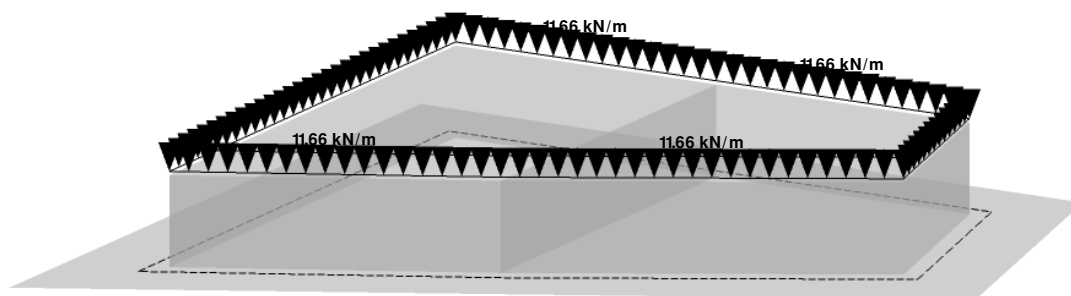
7.2.1.7. LF8: Erdbeben +Y



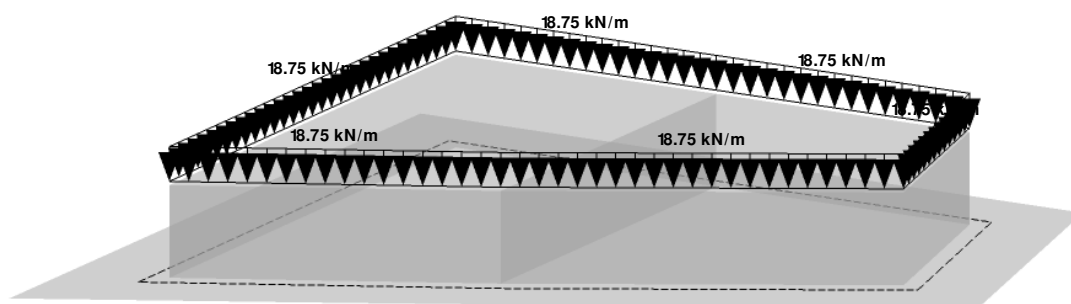
7.2.1.8. LF9: Erdbeben -Y



7.2.1.9. LF10: Eigengewicht zukünftige Dachkonstruktion



7.2.1.10. LF10: Schneelast aus zukünftiger Dachkonstruktion



7.2.2. Lastfallgruppen

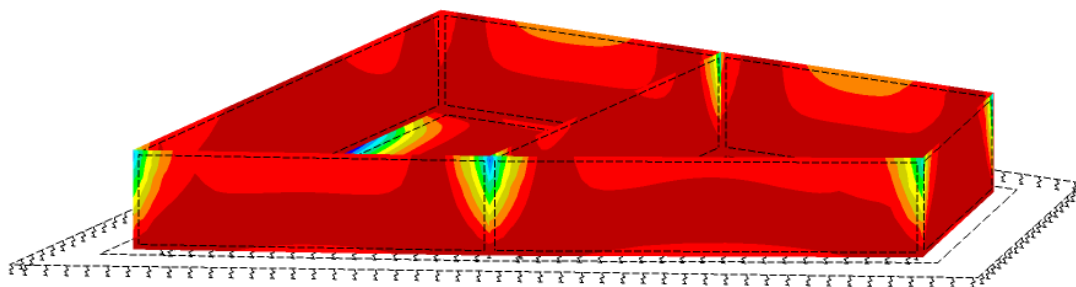
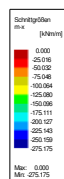
LG-Nr.	LG-Bezeichnung	Faktor	Beiwert Gamma-M	Lastfälle in LG
1	SLU 1	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF3
2	SLU 2	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF4 + 1.5*LF5
3	SLU 3	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF4
4	SLU 4	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF5
5	SLU 5	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF3 + 1.05*LF4 + 1.05*LF5
6	SLU 6	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.05*LF3 + 1.5*LF4 + 1.5*LF5
11	SLU 11 (außergewöhnlich)	1.00	1.00	1.3*LF1 + LF4 + LF5
12	SLU 12 (außergewöhnlich)	1.00	1.00	1.3*LF1 + LF4
13	SLU 13 (außergewöhnlich)	1.00	1.00	1.3*LF1 + LF5
21	SLU 21 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF6
22	SLU 22 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF7
23	SLU 23 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF8
24	SLU 24 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF9
31	SLU 31 (mit Überdachung)	1.00	1.10	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 0.9*LF3 + 1.3*LF10 + 1.5*LF11
32	SLU 32 (mit Überdachung)	1.00	1.10	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF3 + 1.3*LF10 + 0.75*LF11
41	SLU 41 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF6 + LF10
42	SLU 42 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF7 + LF10
43	SLU 43 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF8 + LF10
44	SLU 44 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF9 + LF10
101	SLE 1 (G+0.3*Q)	1.00	1.00	LF1 + LF2 + 0.30*LF3
102	SLE 2 (G+0.3*Q+0.3*W1)	1.00	1.00	LF1 + LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4
103	SLE 3 (G+0.3*Q+0.3*W2)	1.00	1.00	LF1 + LF2 + LF3 + LF5
104	SLE 4 (G+0.3*Q+0.3*W1+0.3*W2)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4 + 0.3*LF5
111	SLE 11 (G+0.3*Q; mit Überdachung)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 1.0*LF10
112	SLE 12 (G+0.3*Q+0.3*W1; mit Überdachung)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4 + 1.0*LF10
113	SLE 13 (G+0.3*Q+0.3*W2; mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF5 + LF10
114	SLE 14 (G+0.3*Q+0.3*W1+0.3*W2; mit Überdachung)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4 + 0.3*LF5 + 1.0*LF10

7.2.3. Lastfallkombinationen

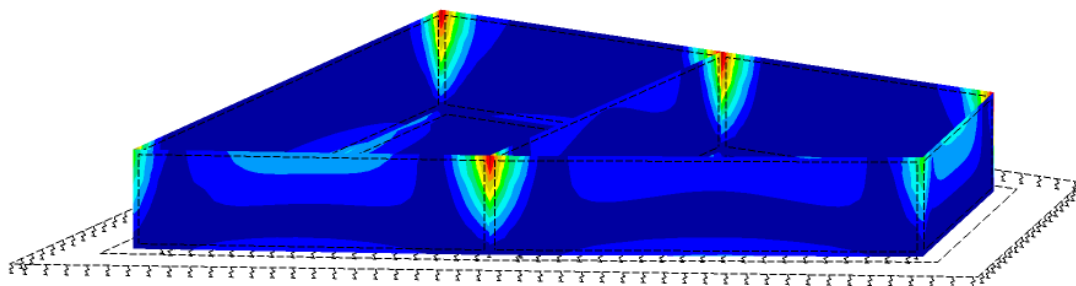
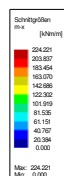
LK-Nr.	LK-Bezeichnung	Kombinationskriterium
1	Tragfähigkeitsnachweis	LG1 o LG2 o LG3 o LG4 o LG5 o LG6 o LG11 o LG12 o LG13 o LG21 o LG22 o LG23 o LG24 o LG31 o LG32 o LG41 o LG42 o LG43 o LG44
2	Gebrauchstauglichkeitsnachweis	LG101 o LG102 o LG103 o LG104 o LG111 o LG112 o LG113 o LG114

7.3. Schnittgrößen (für Tragfähigkeitsnachweise)

7.3.1. m-x

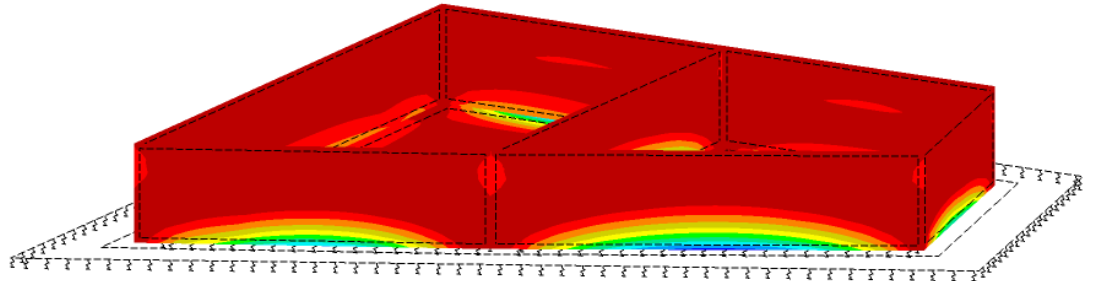
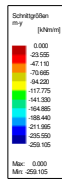


Min = -275.18 kNm/m

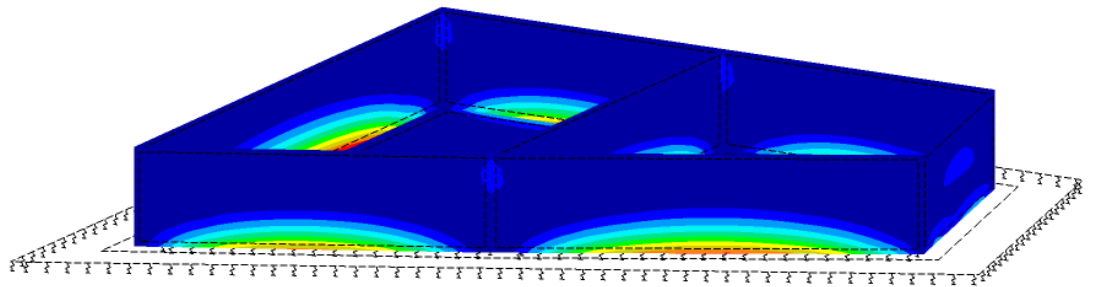
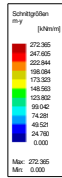


Max = 224.22 kNm/m

7.3.2. m-y

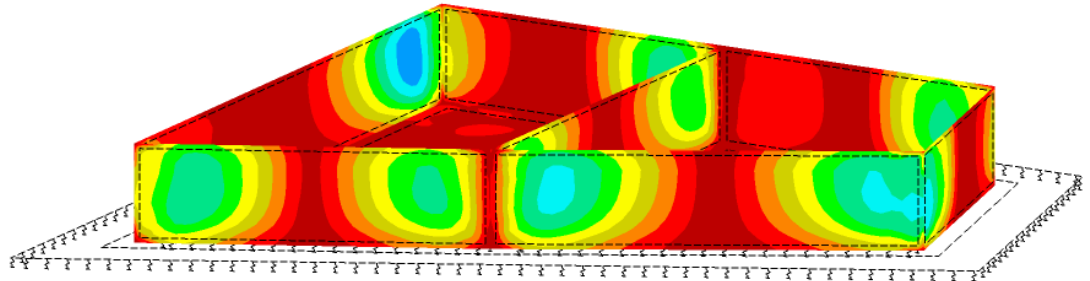
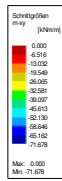


Min = -275.18 kNm/m

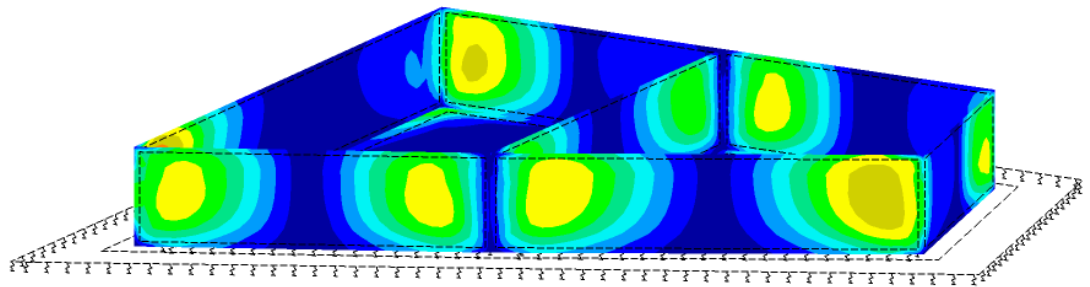
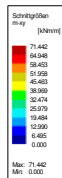


Max = 273.37 kNm/m

7.3.3. m-xy

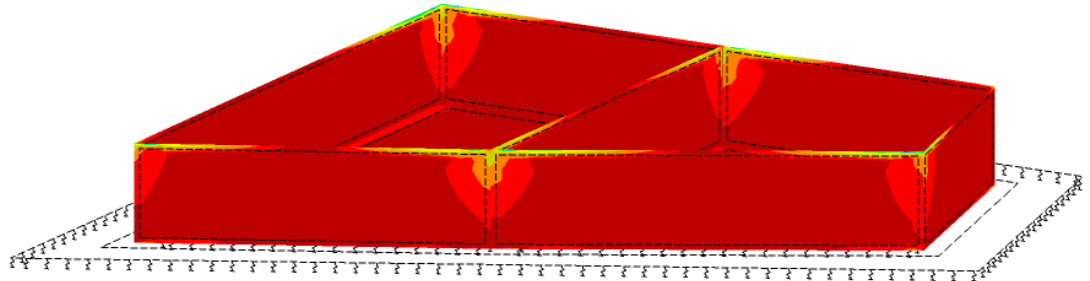
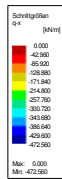


Min = -71.68 kNm/m

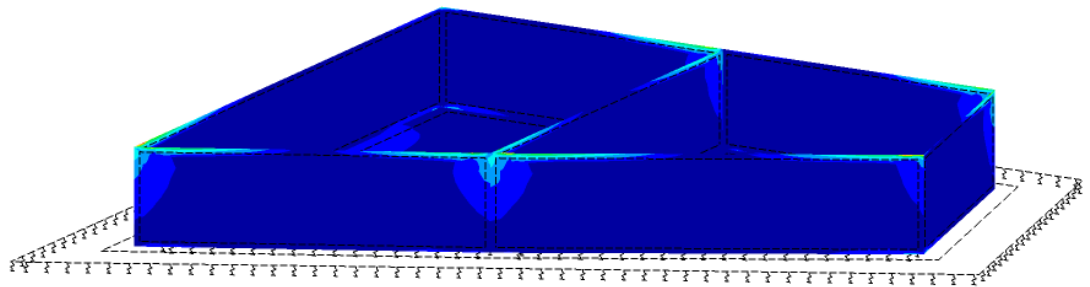
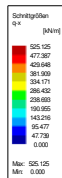


Max = 71.44 kNm/m

7.3.4. q-x

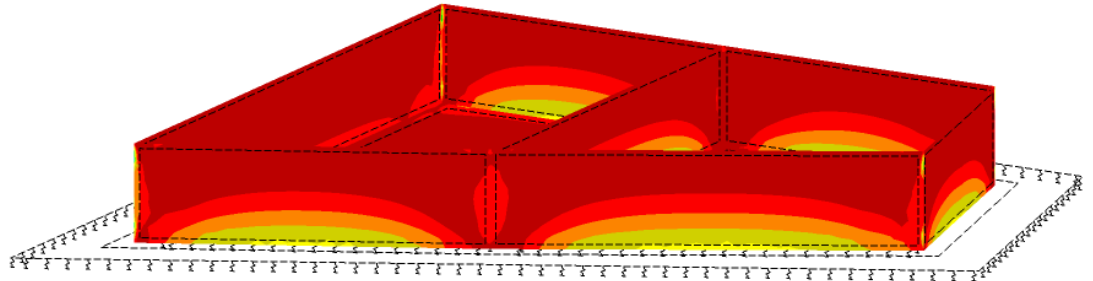
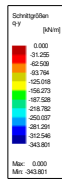


Min = -472.56 kN/m

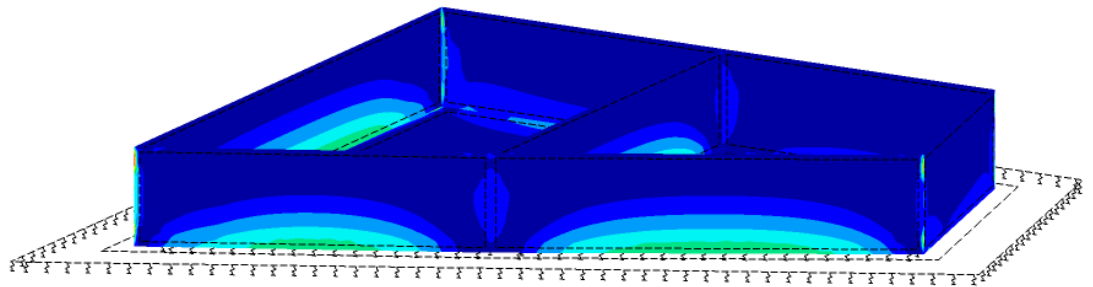
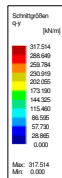


Max = 525.13 kN/m

7.3.5. q-y

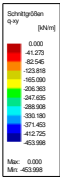


Min = -343.80 kN/m



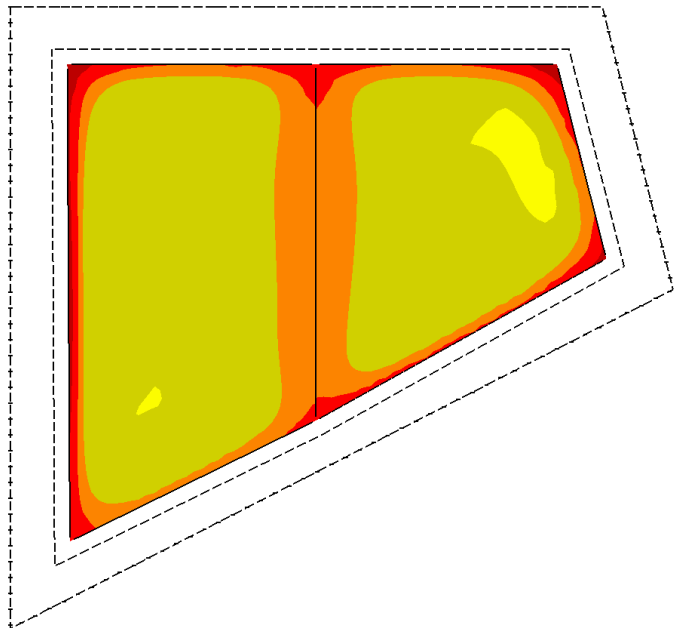
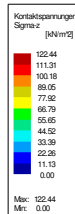
Max = 317.51 kN/m

7.3.6. **q-xy**



7.4. Bodenpressungen

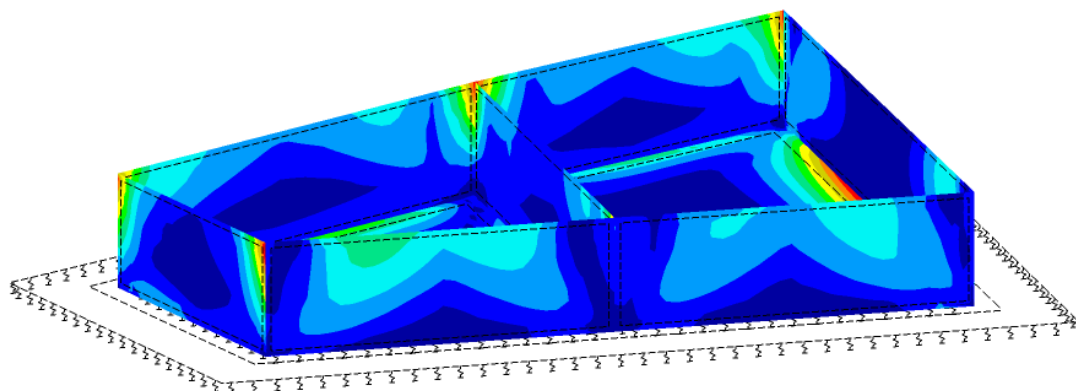
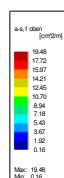
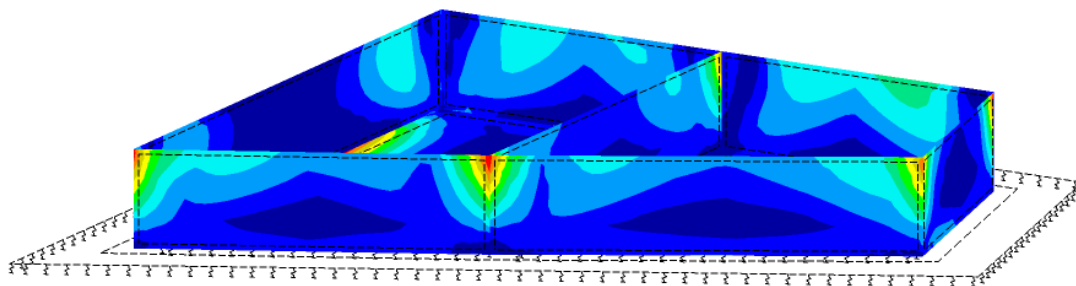
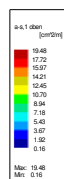
Die maximalen Bodenpressungen werden gemäß der geotechnischen Kombination 1 A1+M1+R1 geführt. Geotechnische Beiwerte und Widerstandsbeiwerte nehmen dabei den Wert 1,0 an. Lastkombinationsbeiwerte betragen gemäß Fall STR 1,3 für ständige und 1,5 für veränderliche Lasten. Der Maximalwert der Randspannungen erreicht dabei einen Wert von knapp 125 kN/m², was für die gegebenen Bodenverhältnisse akzeptiert werden kann.



$\sigma_{z, \max} = 122.44 \text{ kN/m}^2$
(aus der Lastkombination für den Tragfähigkeitsnachweis für Nachweis)

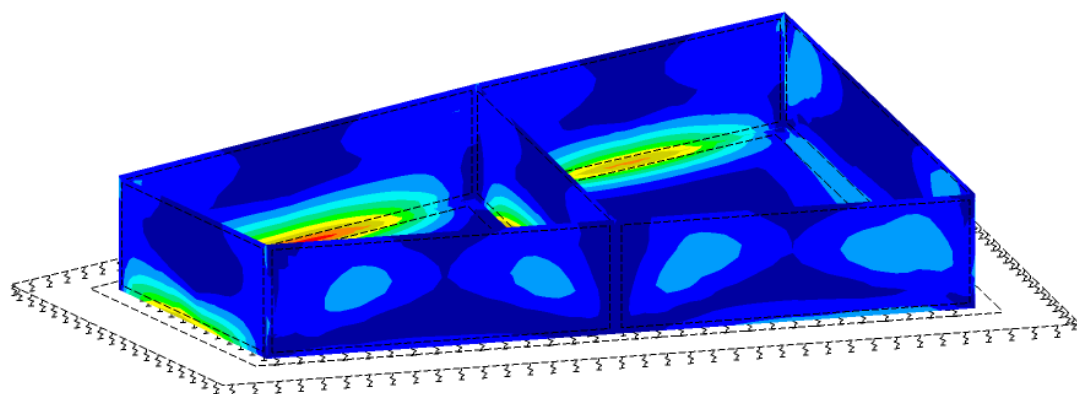
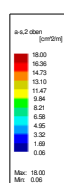
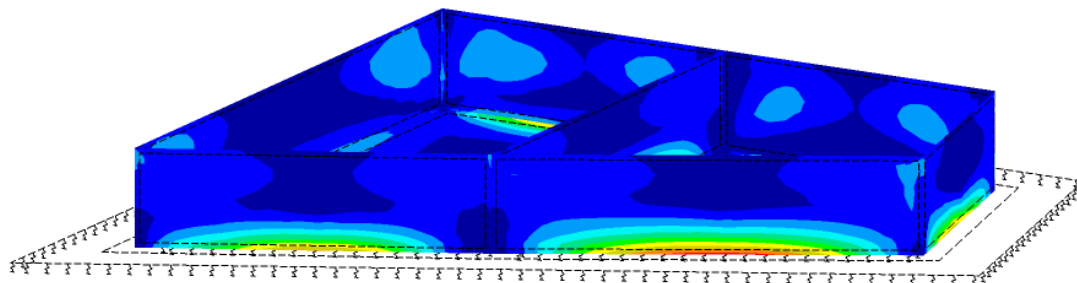
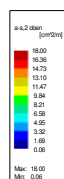
7.5. Bewehrung

7.5.1. Obere Bewehrung, x-Richtung: $a_{sx-oben}$



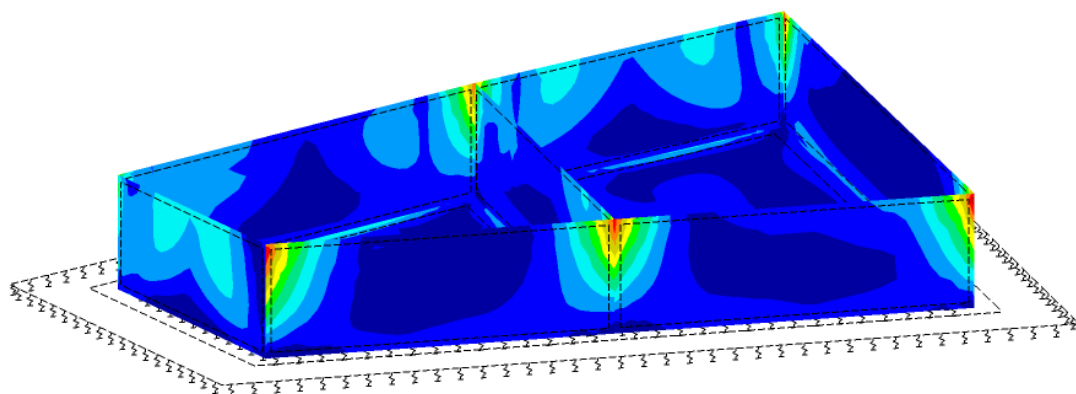
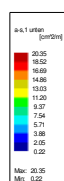
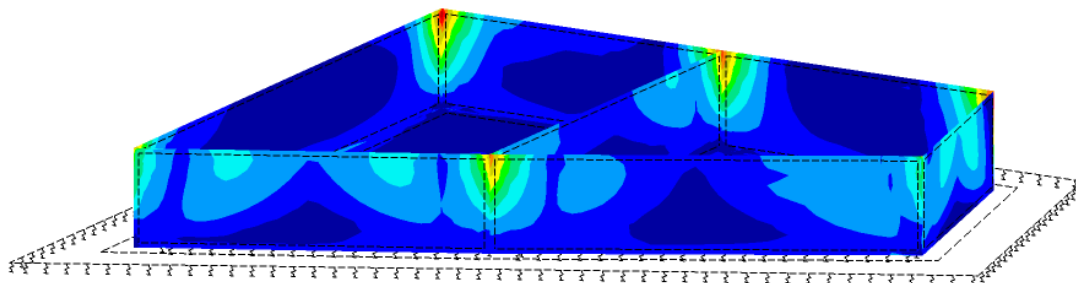
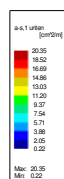
Max = 19.48 cm²/m

7.5.2. Obere Bewehrung, y-Richtung: $a_{s,y}$ -oben



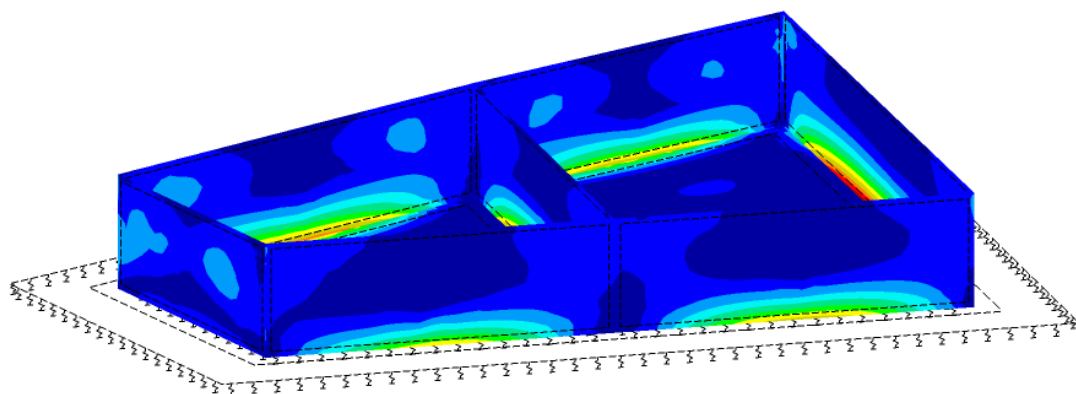
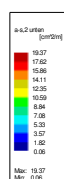
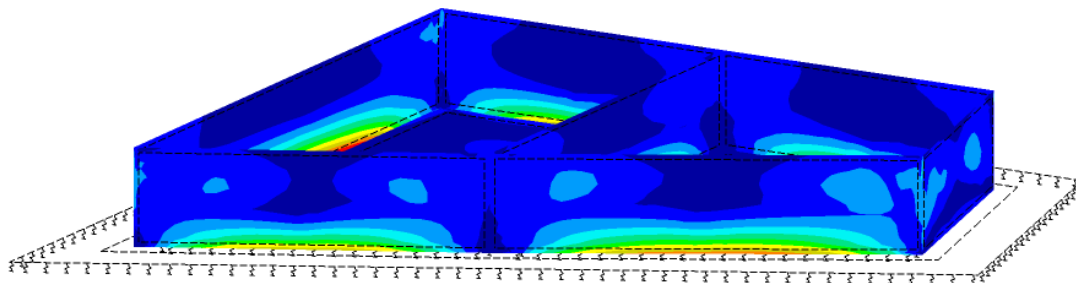
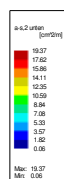
Max = 18.00 cm²/m

7.5.3. Untere Bewehrung, x-Richtung: $a_{s,x}$ -unten



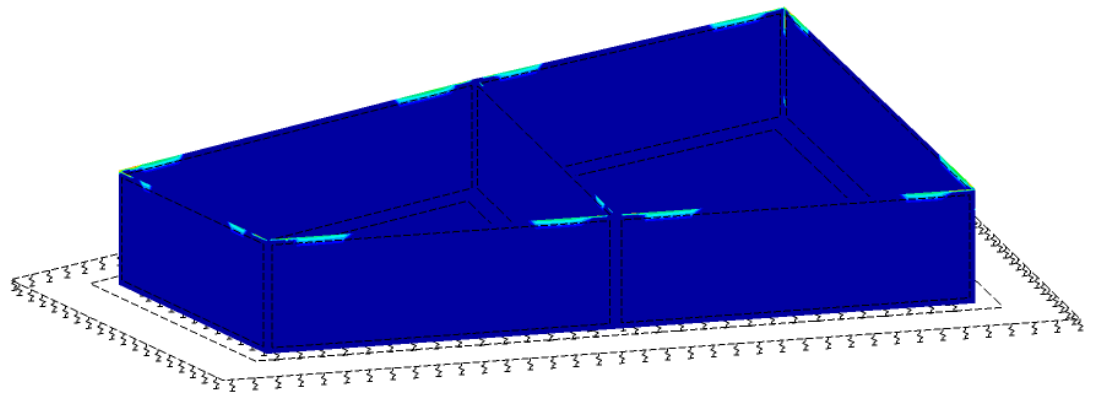
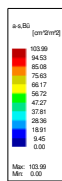
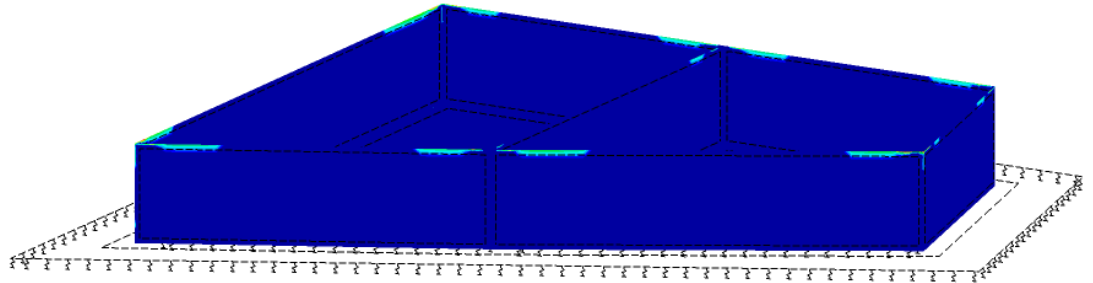
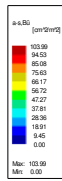
Max = 20.35 cm²/m

7.5.4. Untere Bewehrung, y-Richtung: $a_{s,y}$ -unten



Max = 19.37 cm²/m

7.5.5. Bügelbewehrung: $a_{s,w}$



Max = 103.99 cm²/m²

7.5.6. Mindestbewehrung nach UNI-EN 1992-1-1

Mindestbewehrung der Bauteile aufgrund der geometrischen Eigenschaften.

Die Mindestbewehrung infolge von Belastung wird in den jeweiligen Berechnungen berücksichtigt

Fundamente / fondazioni

Längsbewehrung/armature longitudinali

$$A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot h$$

Wände / pareti

Vertikalbewehrung/armature verticali

$$A_{s1,min} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

Horizontalbewehrung/armature orizzontali

$$A_{s2,min} = 0,001 \cdot b \cdot h$$

Jeweils die Hälfte dieser Fläche soll an jeder Seite des Querschnitts eingelegt werden.

Si raccomanda di disporre metà di questa area su ciascuna faccia.

Träger und Platten / lastre e travi

Längsbewehrung/armature longitudinali

$$A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot h$$

Querbewehrung Platten/armature trasversali lastre

$$A_{s2,min} = 0,25 \cdot A_{s1,min}$$

Stützen / pilastri

Längsbewehrung/armature longitudinali

$$A_{s1,min} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

Bauteil / struttura	b	h	$A_{s1,min} [cm^2]$	$A_{s2,min} [cm^2]$
Wand/parete	100	40	8,00	4,00
Wand/parete	100	50	10,00	5,00
Bodenplatte	100	40	5,20	1,04
Bodenplatte	100	50	6,50	1,30

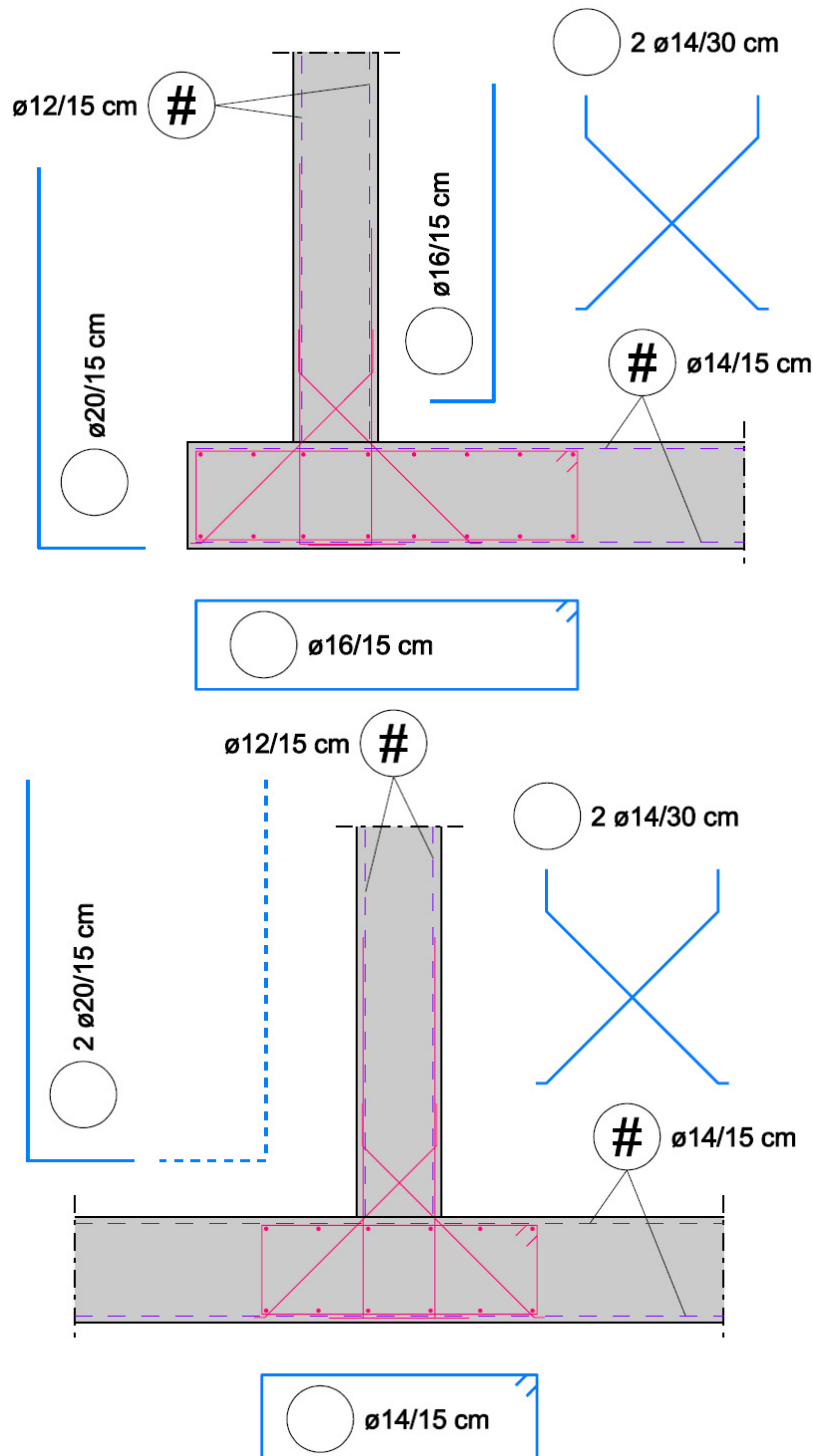
7.6. Bewehrungskonstruktion

7.6.1. Grundbewehrung:

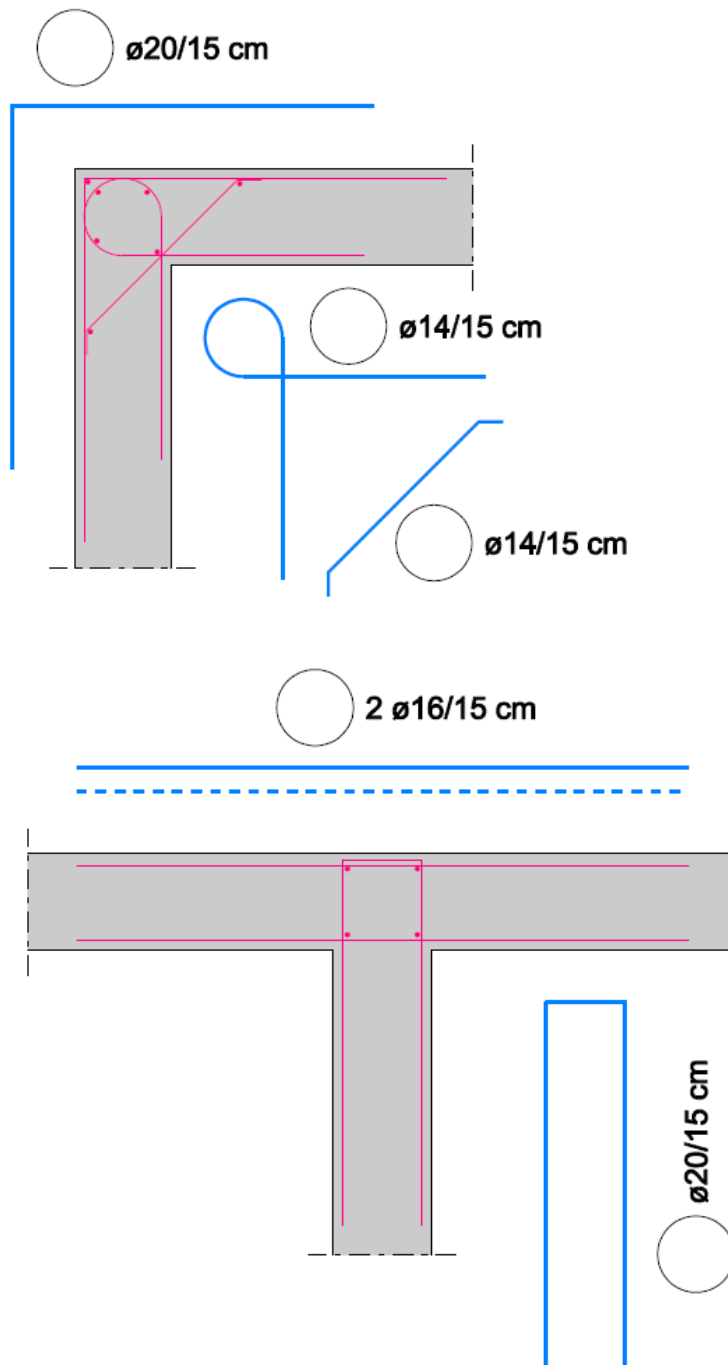
Aufgehende Mauern: beide Seiten je Richtung $\emptyset 12/15 \text{ cm} = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$
Fundamentplatte: oben und unten je Richtung $\emptyset 14/15 \text{ cm} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zur Abdeckung der Bewehrungsspitzen wird Zusatzbewehrung eingelegt.

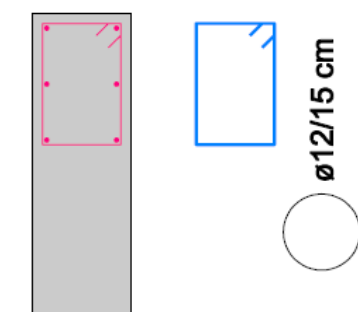
7.6.2. Einspannung Wand/Fundament



7.6.3. Mauerecken



7.6.4. Mauerabschluss



INDICE

INDICE.....	1
1. Dati generali.....	3
1.1. Partecipanti al progetto.....	3
1.2. Basi di progettazione.....	3
1.3. Descrizione generale del progetto.....	3
2. Relazione di calcolo delle strutture.....	4
2.1. Basi di calcolo.....	4
2.1.1. Normativa di riferimento.....	4
2.1.2. Weitere Normen.....	4
2.1.3. Verwendete Literatur.....	4
2.1.4. Bemessungs-Software.....	4
2.2. Concetto statico.....	5
2.3. Concetto di verifica.....	5
2.3.1. Combinazioni di calcolo.....	5
2.3.1.1. Verifica per stati limiti ultimi (SLU).....	5
2.3.1.2. Verifiche per stati limite di esercizio (SLE).....	5
2.3.1.3. Condizione sismica.....	6
2.3.1.4. Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione.....	6
2.4. Dati specifici delle strutture.....	7
2.4.1. Vita nominale.....	7
2.4.2. Classe d'uso.....	7
2.4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	7
2.4.4. Categoria di sottosuolo.....	7
2.4.5. Categorie topografiche.....	7
2.4.6. Coordinate del sito /del comune del sito.....	7
2.4.7. Zona sismica del sito.....	7
3. Relazione sui materiali.....	8
3.1. Calcestruzzo.....	8
3.2. Acciaio d'armatura.....	8
4. Terreno edificabile.....	8
5. Analisi dei carichi.....	10
5.1. Carichi permanenti.....	10
5.1.1. Peso proprio.....	10
5.1.2. Carichi permanenti da futura copertura.....	10
5.2. Azioni sismiche.....	10
5.3. Spinte del terreno.....	13
5.3.1. Parete lato monte.....	13
5.3.2. Altre pareti.....	14
5.4. Carichi variabili.....	14
5.4.1. Spinte del terreno da carichi superficiali ripartiti.....	14
5.4.2. Carichi idrostatici.....	14
5.5. Azioni della neve.....	14
5.6. Azioni del vento.....	15
6. Dichiarazioni secondo NTC 2008 (punto 10.2).....	16
7. Allegati: Esiti dei calcoli automatici.....	17
7.1. Sistema.....	17
7.1.1. Aree.....	17
7.1.2. Appoggio.....	17
7.2. Carichi.....	18
7.2.1. Condizioni di carico.....	18
7.2.1.1. LF2: Spinta attiva.....	18
7.2.1.2. LF3: Spinta variabile da carico superficiale ripartito.....	18
7.2.1.3. LF4: Spinta idrostatica vasca 1.....	18

7.2.1.4.	LF5: Spinta idrostatica vasca 2	19
7.2.1.5.	LF6: Sisma in direzione +X.....	19
7.2.1.6.	LF7: Sisma in direzione -X.....	19
7.2.1.7.	LF8: Sisma in direzione +Y.....	19
7.2.1.8.	LF9: Sisma in direzione -Y.....	19
7.2.1.9.	LF10: Peso proprio futura copertura	20
7.2.1.10.	LF10: Azione della neve su futura copertura	20
7.2.2.	Combinazioni di calcolo	21
7.2.3.	Sintesi delle combinazioni di calcolo.....	21
7.3.	Forze interne (per verifiche SLU).....	22
7.3.1.	m-x	22
7.3.2.	m-y	23
7.3.3.	m-xy.....	24
7.3.4.	q-x	25
7.3.5.	q-y	26
7.3.6.	q-xy.....	27
7.4.	Pressioni sul terreno	28
7.5.	Armature	29
7.5.1.	Armature superiori, direzione x: a_{sx} -oben	29
7.5.2.	Armature superiori, direzione y: a_{sy} -oben	30
7.5.3.	Armature inferiori, direzione x: a_{sx} -unten	31
7.5.4.	Armature inferiori, direzione y: a_{sy} -unten	32
7.5.5.	Armatura a staffe: $a_{s,w}$	33
7.5.6.	Aree minime di armatura secondo UNI-EN 1992-1-1	34
7.6.	Disegni strutturali	35
7.6.1.	Armature di base:	35
7.6.2.	Incastro parete/soletta.....	35
7.6.3.	Angoli pareti	36
7.6.4.	Terminali pareti.....	36

1. Dati generali

1.1. Partecipanti al progetto

Titolo progetto	Discarica di Castelfirmiano „VECCHIA DISCARICA“ Bonifica e messa in sicurezza Progetto preliminare e definitivo
Sito	Via Castello, 39100 Bolzano (BZ)
Committente	Comune di Bolzano Ufficio Piano CO ₂ , Energia e Geologia Piazza Municipio 5, 39100 Bolzano (BZ) Tel.: +39 0471 997869 Fax: +39 0471 997880 Mail: emanuele.sascor@gemeinde.bozen.it
Progettazione architettonica	Dott. ing. Martin Weiss Via Macello 65, 39100 Bolzano (BZ) Tel.: +39 0471 978356 Fax: +39 0471 978357 Mail: info@buroweiss.it Web: www.buroweiss.it
Progettazione strutturale	Dott. ing. Martin Weiss Via Macello 65, 39100 Bolzano (BZ) Tel.: +39 0471 978356 Fax: +39 0471 978357 Mail: info@buroweiss.it Web: www.buroweiss.it

1.2. Basi di progettazione

Il progetto strutturale è stato elaborato sulla base dei seguenti elaborati:

- Progetto preliminare e definitivo composto dagli elaborati elencati nell'indice degli allegati.

1.3. Descrizione generale del progetto

Le strutture da realizzarsi sono due vasche di accumulo percolati alla base delle così detta „Vecchia Discarica“ di Castel Firmiano.

Le vasche presentano una forma trapezoidale delle seguenti dimensioni (ca.): $L \times B \times H = 31.40 \times 30.70 (13.02) \times 5.00 \text{ m}$.

Il volume di accumulo si aggira a ca. $1.300 + 1.800 = 3.100 \text{ m}^3$.

Visto che le vasche dovranno raccogliere percolati dalla discarica, saranno eseguite stagne con calcestruzzo di idonea qualità per poter resistere alle azioni ambientali avverse.

2. Relazione di calcolo delle strutture

2.1. Basi di calcolo

2.1.1. Normativa di riferimento

- D.M 14.01.2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 – „Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica”.

2.1.2. Weitere Normen

- Eurocodice 0: UNI EN 1990 – Criteri generali di progettazione strutturale
- Eurocodice 1: UNI EN 1991 - Azioni sulle strutture
- Eurocodice 2: UNI EN 1992 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- Eurocodice 3: UNI EN 1993 - Progettazione delle strutture di acciaio
- Eurocodice 4: UNI EN 1994 - Strutture composte acciaio-calcestruzzo
- Eurocodice 5: UNI EN 1995 - Progettazione di strutture in legno
- Eurocodice 6: UNI EN 1996 – Progettazione delle strutture in muratura
- Eurocodice 7: UNI EN 1997 - Progettazione geotecnica
- Eurocodice 8: UNI EN 1998 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
- Eurocodice 9: UNI EN 1999 – Progettazione delle strutture in alluminio

2.1.3. Verwendete Literatur

- Schneider Bautabellen für Ingenieure 17. Auflage
- Wommelsdorff Stahlbetonbau Teil 1
- Wommelsdorff Stahlbetonbau Teil 2
- Avak Stahlbetonbau in Beispielen Teil 1
- Avak Stahlbetonbau in Beispielen Teil 2
- Leonhardt Vorlesungen über Massivbau 3. Teil

2.1.4. Bemessungs-Software

Le verifiche delle strutture sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti codici di calcolo:

- MB AEC srl. di Kaiserslautern (D); moduli „Baustatik“ e „Micro-FE“ versione 2013.
- AZTEC INFORMATICA srl. di Casole Bruzio (CS); modulo “MAX”; versione 2010.

Secondo NTC 2008 capitolo 10.2 deve essere verificata l'affidabilità dei codici di calcolo. I produttori dei calcoli automatici mettono a disposizione delle verifiche di controllo che raffrontano i risultati dei calcoli automatici con verifiche analitiche (eseguite a mano) per verificare la plausibilità e affidabilità dei risultati.

Inoltre si segnala che all'interno della routine di calcolo dei programmi della MC-AEC sono stati adeguati tutti i coefficienti alla normativa italiana vigente (UNI-EN). Nelle stampe delle verifiche figurano riferimenti alla DIN-EN. Questi testi generati in automatico non possono essere variati e risultano di conseguenza ingannevoli.

2.2. Concetto statico

Le vasche saranno eseguite in cemento armato.

La soletta di fondazione presenta un'altezza costante pari a 40 cm. Viste le dimensioni, con il progetto esecutivo dovranno essere progettati anche le riprese di getto e i rispettivi giunti.

La pareti (esterne e di divisione) sono incernierate nella soletta di fondazione, visto che per il momento non è prevista una copertura delle vasche. Anche le connessioni tra le pareti sono considerate rigide.

Con il calcolo delle sollecitazioni si è tenuto conto di una futura copertura delle vasche tramite struttura leggera in travatura in acciaio e copertura in lamiera.

In accordo con il geologo Dott. Geol. Lorenzo Cadrobbi che aveva seguito in passato i lavori di risanamento nei pressi di Castel Firmiano, si è deciso di realizzare un pacchetto di fondazione portante al di sotto delle vasche. Le rispettive considerazioni seguiranno nei capitoli precedenti.

2.3. Concetto di verifica

Le norme precisano che le strutture devono essere verificate in genere secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Secondo questo metodo vengono raffrontati i valori di sollecitazione che potranno verificarsi con una certa probabilità durante la vita nominale della struttura con i valori di resistenza delle strutture.

Per minimizzare la possibilità di cedimento questi valori statistici vengono combinati con coefficienti parziali di sicurezza.

La garantire la sicurezza e le prestazioni delle strutture saranno verificati sia gli stati limite ultimi che di esercizio, sia per carichi statici come per carichi dinamici (sismici).

Inoltre si deve verificare la robustezza in confronto a condizioni di carico che si possono verificare durante la fase di esecuzione delle strutture. In base alla breve durata di queste situazioni si possono in parte adottare coefficienti parziali di sicurezza ridotti.

2.3.1. Combinazioni di calcolo

2.3.1.1. Verifica per stati limiti ultimi (SLU)

Combinazione fondamentale (azioni permanenti e variabili):

$$E_d = \sum_{i=1} (Y_{G,i} \cdot G_{k,i}) + Y_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2} (Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

Combinazione eccezionale:

$$E_{d,A} = \sum_{i=1} (Y_{GA,i} \cdot G_{k,i}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

Combinazione sismica:

$$E_{d,AE} = \sum_{i=1} G_{k,i} + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

2.3.1.2. Verifiche per stati limite di esercizio (SLE)

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$E_{d,rare} = \sum_{i=1} G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{i=2} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$E_{d,freq} = \sum_{i=1} G_{k,i} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

Combinazione quasi-permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) per effetti di lungo termine:

$$E_{d,perm} = \sum_{i=1} G_{k,i} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

2.3.1.3. Condizione sismica

Anche in condizione sismica la struttura viene considerata nel suo complesso, le verifiche devono essere condotte sia per le strutture portanti che per eventuali installazioni. Per questo motivo vengono condotti per vari stati limite:

1. Verifiche per stati limiti ultimi:
 - Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
 - Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)
2. Verifiche per stati limiti di esercizio:
 - Stato limite di operatività (SLO)
 - Stato limite di danno (SLD)

Per i vari stati limite sono definiti diverse probabilità di superamento nel periodo di riferimento, dalle quali si ricavano i valori di calcolo delle azioni sismiche per il rispettivo stato limite.

Stati limite	PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

2.3.1.4. Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

I coefficienti parziali per le azioni e per l'effetto delle azioni si riferiscono alle tabelle 2.5.1 e 2.6.1 delle NTC 2008, riportate in seguito:

Tabella 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.1 il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.4. Dati specifici delle strutture

2.4.1. Vita nominale

Tipi di Costruzione	Vita Nominale V_N (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

2.4.2. Classe d'uso

- I Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- II Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- III Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- IV Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung: $V_R = V_N \times C_U \geq 50$ Jahre

2.4.4. Categoria di sottosuolo

- A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

2.4.5. Categorie topografiche

- T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
- T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
- T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

2.4.6. Coordinate del sito /del comune del sito

longitudine:	46.48352°
latitudine:	11.30215°

2.4.7. Zona sismica del sito

La struttura è situata in comune di Bolzano e in zona 4
Anche per strutture situate in questa zona secondo il Decreto del Presidente della Provincia del 01.09.2015 Nr. 22 deve essere effettuata la verifica sismica.

3. Relazione sui materiali

Tutti i materiali e prodotti per uso strutturale devono essere qualificati dal produttore secondo le modalità previste dal capitolo 11 delle NTC 2008. Il Direttore dei Lavori deve acquisire e verificare questa documentazione di qualificazione in fase di accettazione.

3.1. Calcestruzzo

Per tutte le strutture vale:

Classe di resistenza	C35/45 ▼
Classe di esposizione	XC4 XA2
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck}= 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$f_{ck}= 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd}= 19,83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}= 3,20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,005}= 2,20 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E_{cm}= 34000 \text{ N/mm}^2$
Tensione cls: SLE combinazione rara	$\sigma_c < 0.6 f_{ck}= 21,00 \text{ N/mm}^2$
Tensione cls: SLE combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}= 15,75 \text{ N/mm}^2$
Tipo di cemento conforme a UNI EN 197/1	CEM II/A 32,5R
Aggregati con marcatura CE conformi a UNI EN 12620	
Acqua conforme a UNI EN 1008	
Additivi conformi a UNI EN 7101	

3.2. Acciaio d'armatura

Tipologia	B 450C ▼
Resistenza caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 450 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk}= 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E_s= 200000 \text{ N/mm}^2$
Tensione acciaio: SLE in tutte le combinazioni	$\sigma_s < 0.8 f_{yk}= 360 \text{ N/mm}^2$

4. Terreno edificabile

I valori di calcolo e le classificazioni del sottosuolo sono state fissate in accordo con il geologo Dott. Geol. Lorenzo Cadrobbi dello studio „Geologia Applicata“ di Mezzocorona, che ha seguito il progetto di risanamento della discarica di Castel Firmiano e quindi ha potuto acquistare sufficiente conoscenza del sito.

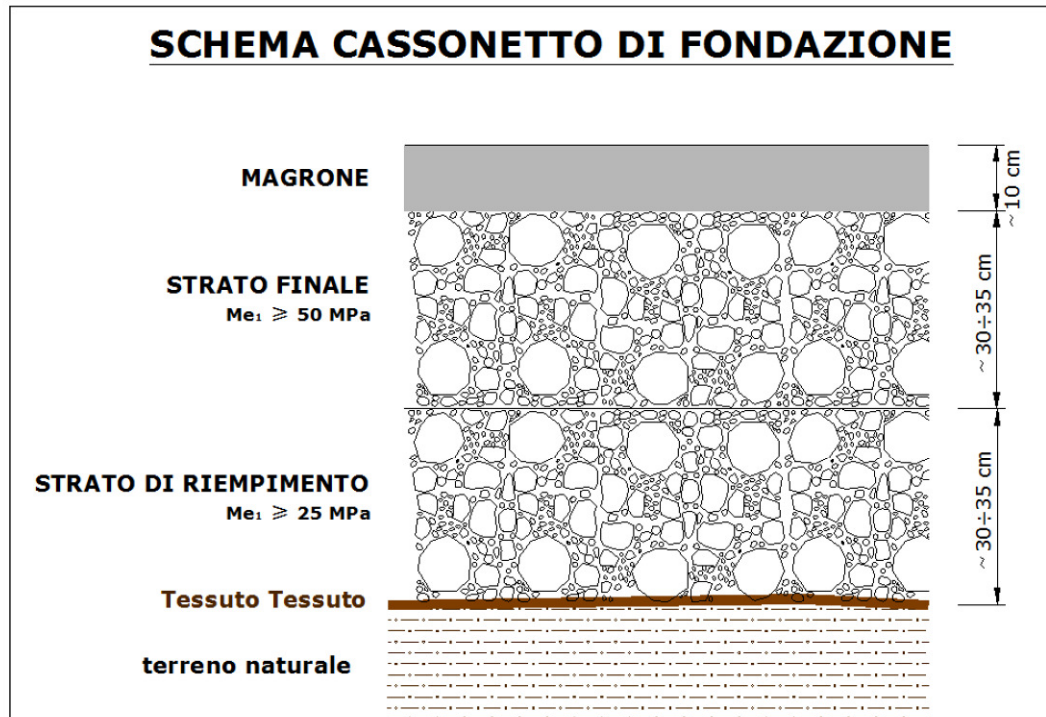
Per l'esecuzione del progetto strutturale esecutivo comunque è indispensabile una relazione geologico/geotecnica specifica per questa struttura al quale lo strutturista possa fare riferimento per l'esecuzione delle verifiche.

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti con i seguenti valori caratteristici del pacchetto di sottofondo e il materiale di riporto:

densità naturale del terreno (γ):	20,00	kN/m ²
angolo d'attrito interno (ϕ):	35	°
coesione (c):	0,0	kN/m ²
angolo d'attrito parete – terreno (δ):	1/3 ϕ	°
coefficiente di Poisson (μ):	0,3	
modulo elastico del terreno (nach Winkler):	60	MN/m ³
tensione ammissibile (σ_{zul}):	300,0	kN/m ²
L'appoggio della platea viene verificato secondo il modello di Barwaschow.		

Tutti i valori del terreno e i parametri geotecnici devono essere verificati in cantiere durante le fasi esecutive.

SCHEMA CASSONETTO DI FONDAZIONE



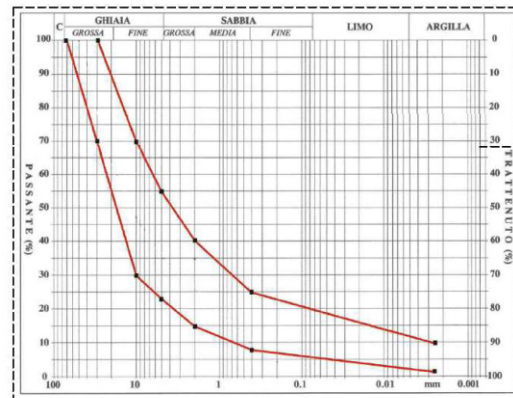
Geotessile tessuto in polipropilene con le seguenti caratteristiche minime:

- resistenza nominale a trazione: $\geq 60 \text{ kN/m}$ (nelle due direzioni)
- allungamento a rottura $< 16\%$
- Resistenza al punzonamento statico (C.B.R.): ≥ 8
- Permeabilità all'acqua: $K \geq 1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$
- Apertura caratteristica 090 $\geq 200 \text{ mm}$



Materiale di riempimento: terreno ghiaioso-sabbioso con fuso granulometrico 0-70 mm

FUSO 0-70



Caratteristiche geotecniche cassonetto:

$\gamma \sim 20 \text{ kN/m}^3$;

$\phi \sim 35^\circ \div 36^\circ$

$c' \sim 0$

Modulo di Winkler terreno naturale $K \sim 60.000 \div 80.000 \text{ kN/m}^3$

5. Analisi dei carichi

5.1. Carichi permanenti

5.1.1. Peso proprio

I carichi derivanti dai pesi propri delle strutture vengono considerati in automatico dai codici di calcolo a secondo della geometria della struttura.

peso proprio cemento armato

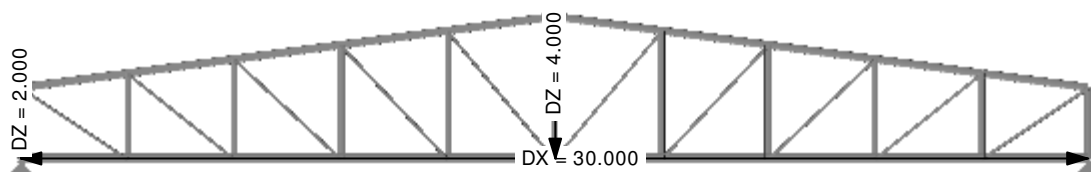
25,00 kN/m³

peso proprio acciaio

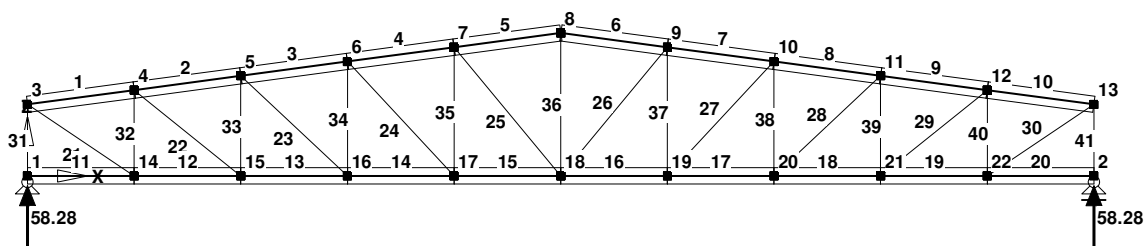
78,50 kN/m³

5.1.2. Carichi permanenti da futura copertura

Per considerare i carichi di un'eventuale futura struttura di copertura delle vasche si è tenuto conto di una struttura con le seguenti caratteristiche: struttura in acciaio con copertura in lamiera, capriata con larghezza d'influsso di 5 m, peso della copertura e sottostruttura portante 0.50 kN/m².



Le azioni vincolari della singola capriata per i carichi permanenti si sommano a:



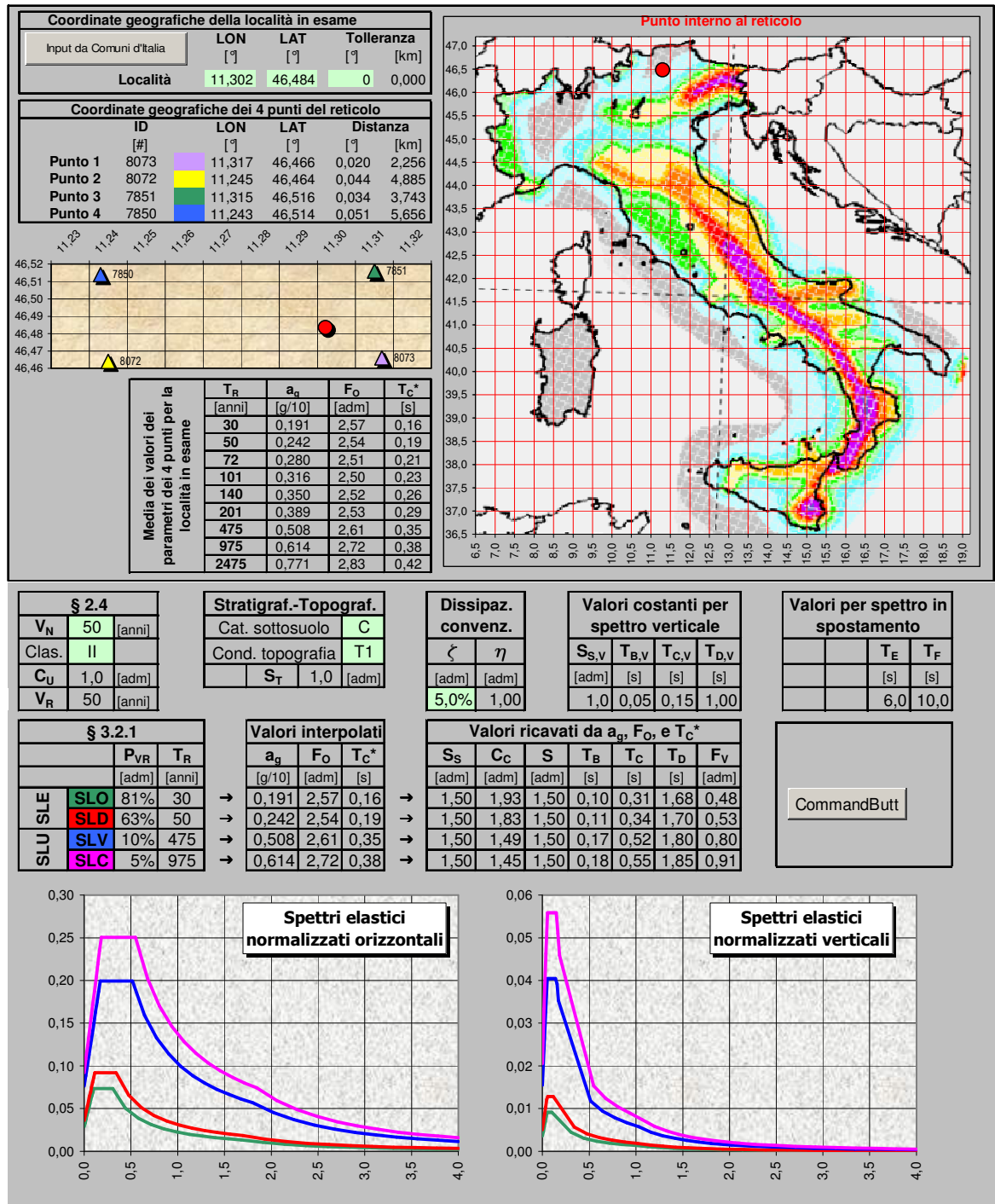
Visto che non si può in questo momento stabilire la posizione esatta delle capriate, le reazioni vincolari sono state ripartite in carichi lineari, applicati sull'intera circonferenza delle vasche:

$$g = 58.28 / 5 = 11.66 \text{ kN/m.}$$

5.2. Azioni sismiche

Il sito presenta i seguenti parametri sismici secondo le NTC08:

latitudine:	46,483518 [°]
longitudine:	11,302149 [°]
Classe:	2 [-]
Vita nominale:	50 [anni]
Categoria sottosuolo:	C [-]
Categoria topografica:	T1 [-]
Periodo di riferimento:	50 [anni]
Coefficiente cu:	1,00 [-]



Secondo NTC08 capitolo 7.1 le verifiche allo stato limite ultimo devono essere condotte per lo stato limite SLV e le verifiche allo stato limite d'esercizio per lo stato limite SLD.

Parametri sismici**Danno (SLD):**

Probabilità di superamento:	63 [%]
Tr:	50 [anni]
ag:	0,024 g
Fo:	2,536 [-]
Tc*:	0,186 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10 [%]
Tr:	475 [anni]
ag:	0,051 g
Fo:	2,613 [-]
Tc*:	0,345 [s]

Coefficienti Sismici**Danno (SLD):**

Ss:	1,500 [-]
Cc:	1,830 [-]
St:	1,200 [-]
Kh:	0,008 [-]
Kv:	0,004 [-]
Amax:	0,427 [m/s²]
Beta:	0,180 [-]

Salvaguardia della vita (SLV):

Ss:	1,500 [-]
Cc:	1,490 [-]
St:	1,200 [-]
Kh:	0,016 [-]
Kv:	0,008 [-]
Amax:	0,896 [m/s²]
Beta:	0,180 [-]

Secondo NTC per strutture situate in zone sismica 4 possono essere eseguite verifiche semplificate con azioni statiche equivalenti.

Le verifiche per le rispettive strutture si trovano nei capitoli seguenti, i risultati dei calcoli automatizzati dei software di calcolo nell'appendice a questa relazione.

La spinta dei terreni in caso sismico può essere calcolata secondo Mononobe-Okabe. L'azione del liquido (percolato) all'interno delle vasche in caso sismico (in aggiunta al carico statico) viene calcolata in accordo al D.M. 24.03.1982 (Norme tecniche per la progettazione delle dighe di sbarramento) secondo la seguente formula:

carico aggiuntivo risultante

$$F_h = C \cdot W; \text{ mit}$$

coefficiente

$$C = (S-2)/100 = 0,03; \text{ mit}$$

parametro sismico

$$S = 5 \text{ (per Bolzano)}$$

Peso del liquido sulla parete della struttura

$$W$$

W viene calcolato per metro lineare di vasca considerando una larghezza media della vasca di 30 m e una profondità dell'acqua massima di 4.5 m come segue:

$$W = 30\text{m} \cdot 4.5\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 = 1.350 \text{ kN/m}$$

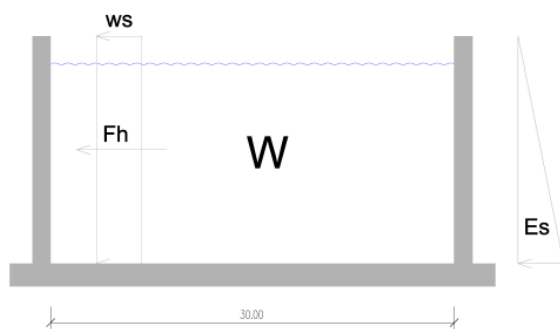
Da questi risulta la forza orizzontale per metro lineare:

$$F_h = C \cdot W = 0,03 \cdot 1.350 = 40.5 \text{ kN/m (applicata a H/2).}$$

Da questi risulta il carico equivalente w_s :

$$w_s = 40.5/5 = 8.10 \text{ kN/m}^2$$

In aggiunta deve essere applicato un carico verticale di $F_v = 1/2 \cdot F_h = 20.25 \text{ kN/m}^2$.



In modo semplificato i carichi sismici vengono applicati secondo lo schema visibile nella figura sovrastante, rimanendo sul lato sicuro: su un lato della vasca vengono applicati le pressioni del terreno in caso sismico, sul lato opposto la spinta idrodinamica (in aggiunta alla spinta idrostatica!).

In direzione ortogonale vengono applicati i valori moltiplicati con il fattore di 0,3.

5.3. Spinte del terreno

Sulle pareti interrato delle nuove strutture agiscono le tensioni del terreno. Viste le dimensioni e le altezze delle pareti si verificheranno degli spostamenti, che giustificano l'applicazione delle spinte attive.

Si registrano due stati di spinte: verso la ciclabile si sviluppa una scarpata con inclinazione di 30°, sugli altri lati il rinterro raggiunge solamente un'altezza di ca. 3 m sopra quota fondazione con terreno pianeggiante.

Il coefficiente di spinta viene calcolato secondo la formula di Coulomb:

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi')}{\sin^2 \psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Nel caso sismico il coefficiente viene calcolato secondo Mononobe-Okabe:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

5.3.1. Parete lato monte

Le spinte verso monte si calcolano:

Altezza parete	H =	4,50 [m]
Inclinazione della parete	ψ =	90,0000 [°]
Inclinazione piano campagna	β =	30,0000 [°]
Peso specifico terreno	γ =	20,00 [kN/m³]
Angolo d'attrito interno	ϕ =	35,0000 [°]
Angolo d'attrito parete/terreno	δ =	11,6667 [°]

Spinta statica

Coefficiente spinta attiva	K_A =	0,423 [-]
Spinta attiva statica	E_{agh} =	85,56 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{agh} =	38,03 [kN/m²]

Spinta dinamica

Coefficiente spinta attiva sismica	K_{AE} =	0,453 [-]
Spinta attiva statica	E_{aEh} =	91,69 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{aEh} =	40,75 [kN/m²]

Differenza delle spinte attive	ΔE_h =	6,12 [kN]
Differenza delle pressioni	Δe_h =	2,72 [kN/m²]

Sul lato monte delle vasche si sviluppa un versante roccioso, la spinta attiva non può svilupparsi. Si assume che in fase di esecuzione delle opere sarà realizzata una trincea di lavoro larga 2 m a tergo delle vasche. Si sviluppa la cosiddetta spinta a superficie limitata con larghezza di 2 m. Questa spinta si calcola secondo la seguente formula di Terzaghi:

$$e_{sh} = \frac{\gamma \cdot b}{2 \cdot \tan \delta} \left[1 - e^{(-2 \cdot K_{sh} \cdot (z/b) \cdot \tan \delta)} \right]$$

A quota 5 m sotto filo terreno la spinta orizzontale raggiunge un valore di 34,27 kN/m². In modo semplificato viene applicata una spinta triangolare con questo valore su tutta l'altezza della parete.

Le spinte in caso sismico non vengono diminuite al livello di spinta a superficie limitata.

5.3.2. Altre pareti

Le spinte sulle altre pareti si calcolano:

Altezza parete	H =	3,00 [m]
Inclinazione della parete	ψ =	90,0000 [°]
Inclinazione piano campagna	β =	0,0000 [°]
Peso specifico terreno	γ =	20,00 [kN/m ³]
Angolo d'attrito interno	ϕ =	35,0000 [°]
Angolo d'attrito parete/terreno	δ =	11,6667 [°]

Spinta statica

Coefficiente spinta attiva	K_A =	0,251 [-]
Spinta attiva statica	E_{agh} =	22,58 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{agh} =	15,05 [kN/m ²]

Um in Vorprojektphase die Programmeingabe zu vereinfachen, wird eine Dreieckslast über die gesamte Mauerhöhe eingegeben, welche dasselbe Einspannmoment am Mauerfuß erzeugt. ($15,05 \cdot 3/2 \cdot 3/3 = 22,58$ kNm/m wird ersetzt durch $5,42 \cdot 5/2 \cdot 5/3$).

Spinta dinamica

Coefficiente spinta attiva sismica	K_{AE} =	0,260 [-]
Spinta attiva statica	E_{aEh} =	23,37 [kN]
Pressione terreno a base muro	e_{aEh} =	15,58 [kN/m ²]
Differenza delle spinte attive	ΔE_h =	0,79 [kN]
Differenza delle pressioni	Δe_h =	0,53 [kN/m ²]

5.4. Carichi variabili**5.4.1. Spinte del terreno da carichi superficiali ripartiti**

Viene considerata il seguente carico ripartito sulle superfici confinanti:

$$q = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

Sul lato strada questo carico viene aumentato, considerando il transito di autobotti che asportano il percolato:

$$q = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

Considerando i diversi coefficienti di spinta attiva (versante, terreno pianeggiante) si calcolano le spinte da carichi superficiali ripartiti come segue:

lato monte:	$e_{aph} =$	4,24 kN/m ²
lato strada d'accesso	$e_{aph} =$	5,02 kN/m ²
pareti laterali	$e_{aph} =$	2,51 kN/m ²

5.4.2. Carichi idrostatici

Il percolato presenta un peso specifico di 10 kN/m³. Con altezza massima di percolato all'interno delle vasche di 4.5 m si calcola la spinta idrostatica al piede del muro:

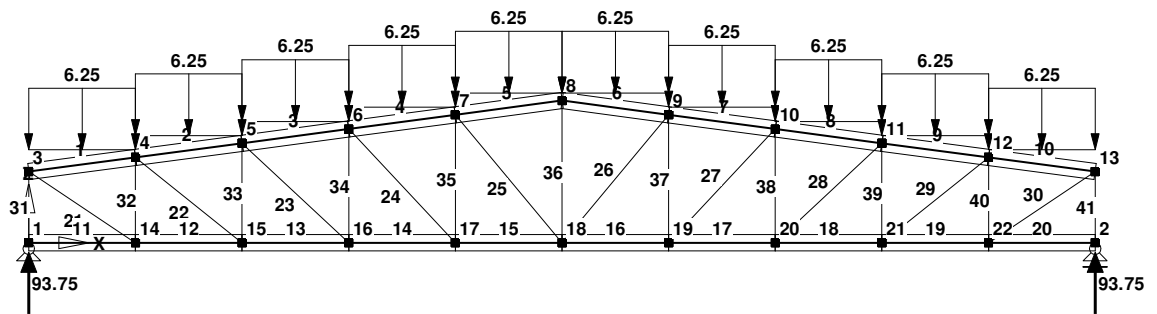
$$\text{Spinta idrostatica} = 45,00 \text{ kN/m}^2$$

Visto che la spinta idrostatica agisce contro le spinte del terreno, queste spinte sono decisive solo nel caso della prova di pressione. Questa prova sarà effettuata prima di eseguire il rinterro e prima della messa in funzione delle vasche. Si tratta quindi di una situazione eccezionale della quale potrà essere tenuto conto applicando dei coefficienti di sicurezza parziali ridotti (valore 1.0).

5.5. Azioni della neve

Quota del sito	$a_s =$	245 mÜdM
valore riferimento	$q_{sk} = 1,39 \cdot [1 + (a_s / 728)^2]$	1,55 kN/m ²

Questa azione viene considerata nel predimensionamento dell'eventuale futura copertura. Viste i valori elevati delle sollecitazioni da spinta dei terreni e spinte idrostatiche, le azioni della neve non vengono applicate nelle verifiche delle vasche. Le reazioni vincolari dei graticci delle azioni della neve si calcolano:



$$s = 93.75 / 5 = 18.75 \text{ kN/m}$$

5.6. Azioni del vento

Su una eventuale futura copertura saranno da applicare le azioni del vento. Questi però non generano sollecitazioni notevoli da applicare nel dimensionamento delle vasche. Specie l'azione sollevante del vento è sempre minore dei carichi permanenti in maniera da rendere impossibile lo sviluppo di forze di trazione nelle pareti delle vasche.

6. Dichiarazioni secondo NTC 2008 (punto 10.2)

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue:

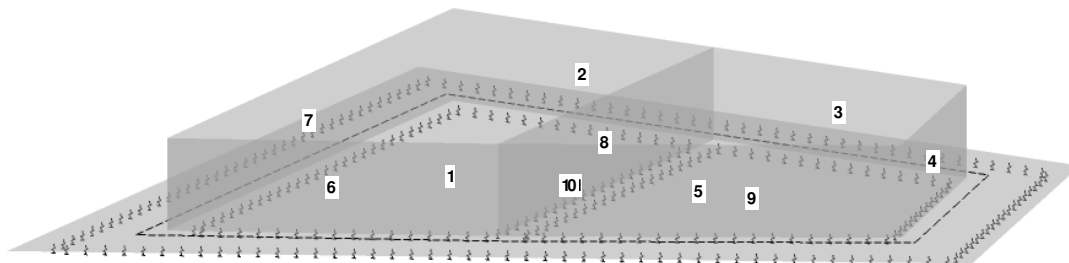
- calcoli e verifiche sono eseguite in rispetto alla normativa vigente e alla scienza delle costruzioni.
- l'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.
- le analisi e verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite con coefficienti parziali secondo normativa.
- L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta secondo le disposizioni del capitolo 7 delle NTC 2008 e del DPP 21. luglio 2009 n° 33.
- La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.
- Le relazioni di calcolo allegati illustrano in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati (dati geometrici, azioni e combinazioni delle azioni, parametri alla base delle verifiche, sollecitazioni ecc.) delle verifiche, garantendo la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.
- Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche, eventuali superamenti vengono individuati in automatico.
- Sono disponibili verifiche di controllo eseguiti dai produttori dei codici di calcolo che raffronto i risultati dei calcoli automatici con verifiche analitiche (eseguite a mano). Sulla base di questi l'affidabilità del codice di calcolo può essere ritenuta documentata.
- I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.
-

Bolzano, li 18.04.2016

dott. ing. Martin Weiss

7. Allegati: Esiti dei calcoli automatici

7.1. Sistema



7.1.1. Aree

Fläche Nr.	Flächentyp	Liste der Linien	Mat. Nr.	Dicke Typ	Dicke [cm]	Punkte	Integrierte Objekte Linien	Öffnungen
1	Eben	11,2,20,21	1	Konstant	50.00			
2	Bodenplatte Becken 1	11,6,15,5	1	Konstant	40.00	17-18		
3	Eben	12,7,16,6	1	Konstant	40.00	18-19		
4	Eben	19,7,18,8	1	Konstant	40.00	22,19		
5	Eben	13,8,17,9	1	Konstant	40.00	21-22		
6	Eben	20,9,14,10	1	Konstant	40.00	20-21		
7	Eben	21,10,22,5	1	Konstant	40.00	20,17		
8	Eben	2,9,4,6	1	Konstant	40.00	21,18		
9	Eben	12,19,13,2	1	Konstant	50.00			
10	Bodenplatte Becken 2	23	1	Konstant	0.01		11-13,19-	1

N.B.: area 10 è stata inserita per una modellazione realistica del sottofondo portante secondo Kolar/Nemec.

7.1.2. Appoggio

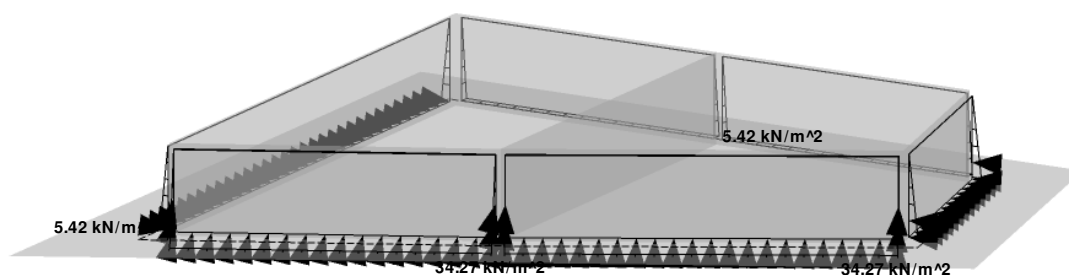
Bettung Nr.	Liste der Flächen	C1-x [kN/m ³]	C1-y [kN/m ³]	C1-z [kN/m ³]	C2-x [kN/m ³]	C2-y [kN/m ³]	Ausfall bei
1	1,9,10	36000.000	36000.000	60000.000	30000.000	30000.000	-

7.2. Carichi

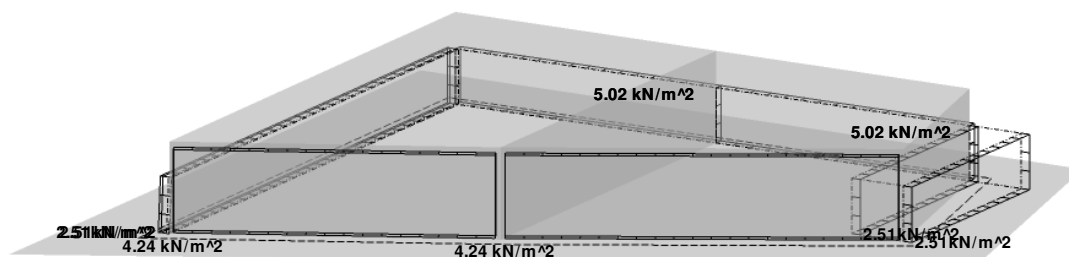
7.2.1. Condizioni di carico

LF-Nr	LF-Bezeichnung	Faktor	Überlagerungsart	Eigengewicht
1	Eigengewicht	1.00	Ständig	1.00
2	Aktiver Erddruck	1.00	Veränderlich	-
3	Aktiver Erddruck aus Nutzlast auf Gelände	1.00	Veränderlich	-
4	Wasserdruck Becken 1	1.00	Veränderlich	-
5	Wasserdruck in Becken 1	1.00	Veränderlich	-
6	Wasserdruck Becken 2	1.00	Veränderlich	-
7	Wasserdruck in Becken 2	1.00	Veränderlich	-
8	Erdbeben +X	1.00	Außergewöhnlich	-
9	Erdbeben in Richtung +X	1.00	Außergewöhnlich	-
10	Erdbeben -X	1.00	Außergewöhnlich	-
11	Erdbeben in Richtung -X	1.00	Außergewöhnlich	-
12	Erdbeben +Y	1.00	Außergewöhnlich	-
13	Erdbeben in Richtung +Y	1.00	Außergewöhnlich	-
14	Erdbeben -Y	1.00	Außergewöhnlich	-
15	Erdbeben in Richtung -Y	1.00	Außergewöhnlich	-
16	Eigengewicht Dachkonstruktion	1.00	Ständig	-
17	Ständige Lasten aus eventueller zukünftiger Überdachung	1.00	Ständig	-
18	Schneelast auf Dachkonstruktion	1.00	Veränderlich	-
19	Schneelasten aus eventueller zukünftiger Überdachung	1.00	Veränderlich	-

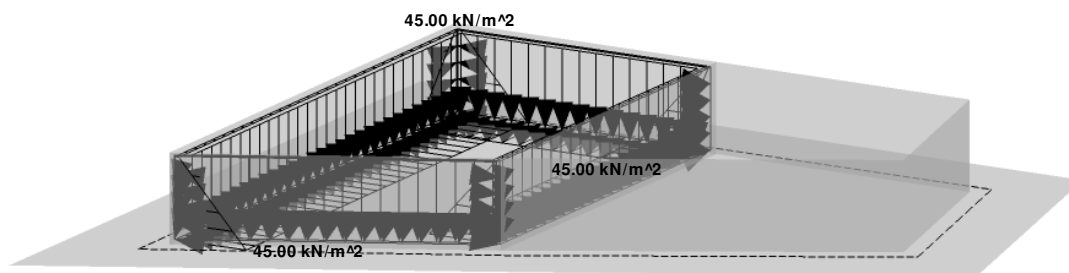
7.2.1.1. LF2: Spinta attiva



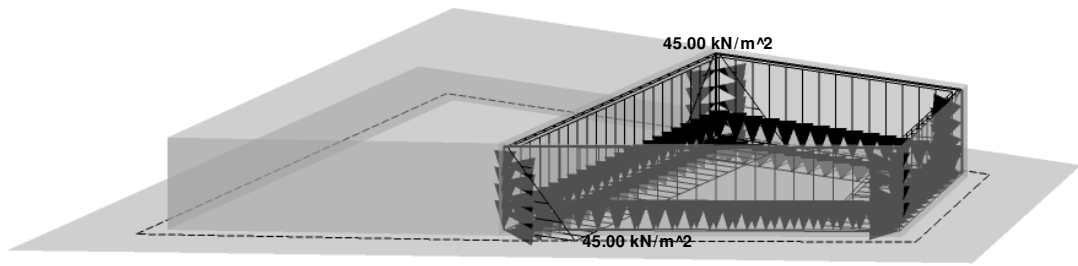
7.2.1.2. LF3: Spinta variabile da carico superficiale ripartito



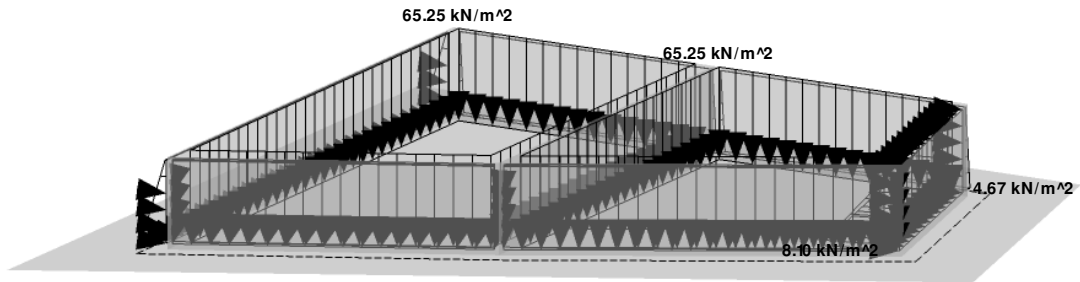
7.2.1.3. LF4: Spinta idrostatica vasca 1



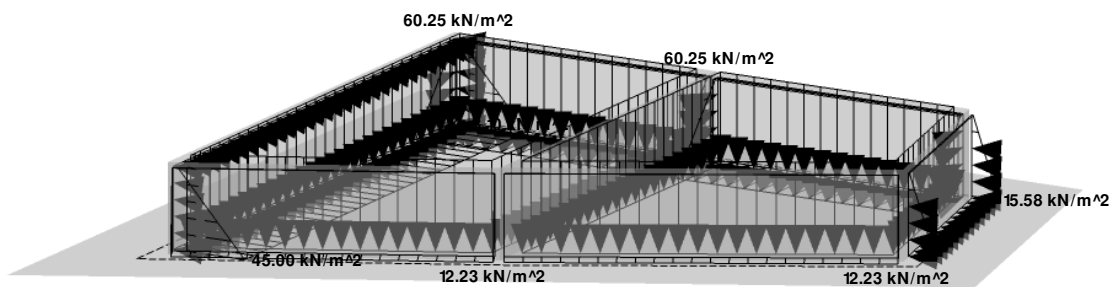
7.2.1.4. LF5: Spinta idrostatica vasca 2



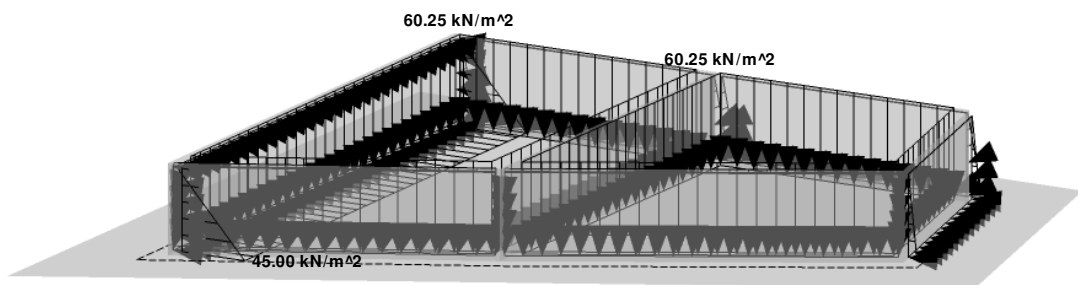
7.2.1.5. LF6: Sisma in direzione +X



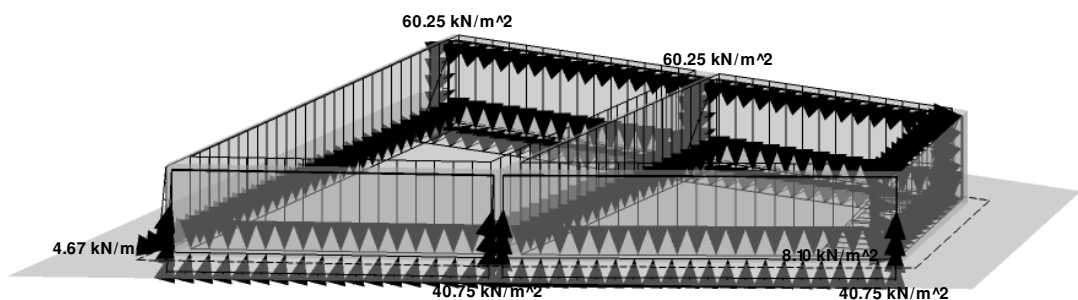
7.2.1.6. LF7: Sisma in direzione -X



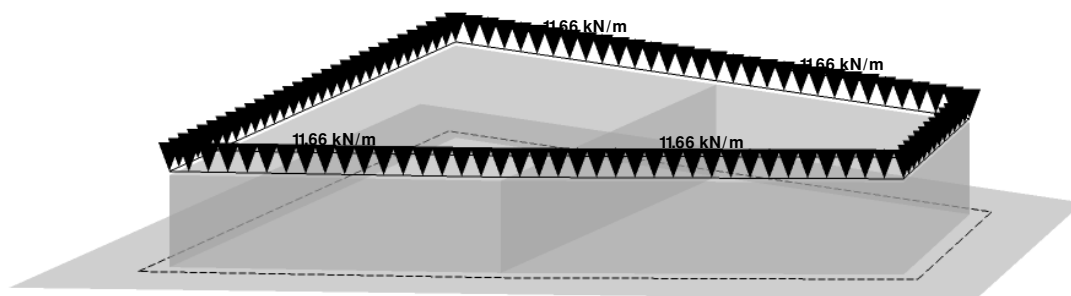
7.2.1.7. LF8: Sisma in direzione +Y



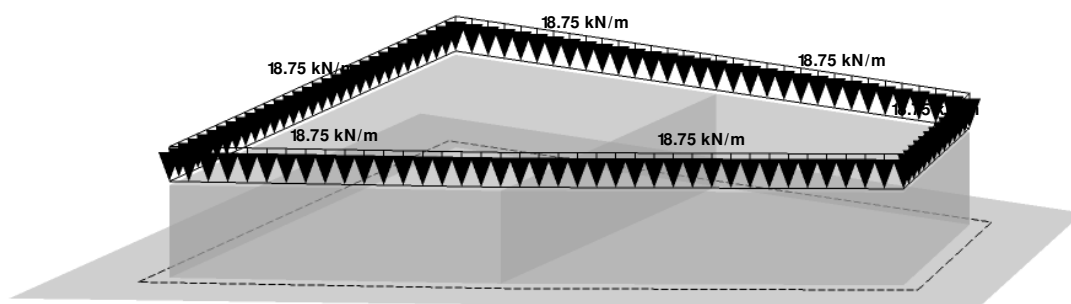
7.2.1.8. LF9: Sisma in direzione -Y



7.2.1.9. LF10: Peso proprio futura copertura



7.2.1.10. LF10: Azione della neve su futura copertura



7.2.2. Combinazioni di calcolo

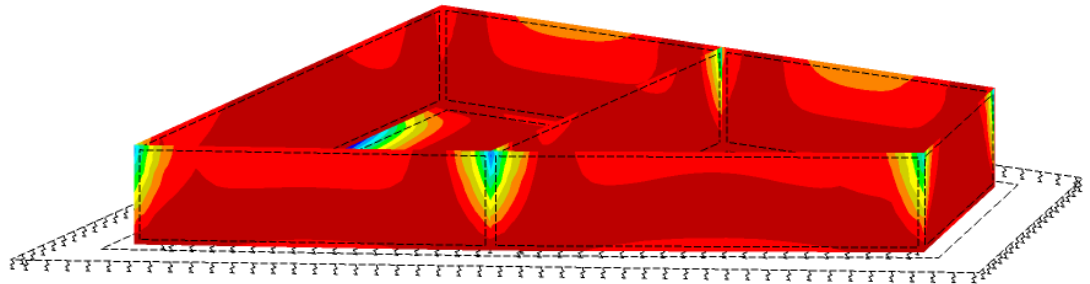
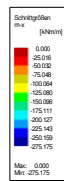
LG-Nr.	LG-Bezeichnung	Faktor	Beiwert Gamma-M	Lastfälle in LG
1	SLU 1	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF3
2	SLU 2	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF4 + 1.5*LF5
3	SLU 3	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF4
4	SLU 4	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF5
5	SLU 5	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF3 + 1.05*LF4 + 1.05*LF5
6	SLU 6	1.00	1.00	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.05*LF3 + 1.5*LF4 + 1.5*LF5
11	SLU 11 (außergewöhnlich)	1.00	1.00	1.3*LF1 + LF4 + LF5
12	SLU 12 (außergewöhnlich)	1.00	1.00	1.3*LF1 + LF4
13	SLU 13 (außergewöhnlich)	1.00	1.00	1.3*LF1 + LF5
21	SLU 21 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF6
22	SLU 22 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF7
23	SLU 23 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF8
24	SLU 24 (Erdbeben)	1.00	1.00	LF1 + 0.45*LF3 + LF9
31	SLU 31 (mit Überdachung)	1.00	1.10	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 0.9*LF3 + 1.3*LF10 + 1.5*LF11
32	SLU 32 (mit Überdachung)	1.00	1.10	1.3*LF1 + 1.3*LF2 + 1.5*LF3 + 1.3*LF10 + 0.75*LF11
41	SLU 41 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF6 + LF10
42	SLU 42 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF7 + LF10
43	SLU 43 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF8 + LF10
44	SLU 44 (Erdbeben mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + 0.45*LF3 + LF9 + LF10
101	SLE 1 (G+0.3*Q)	1.00	1.00	LF1 + LF2 + 0.30*LF3
102	SLE 2 (G+0.3*Q+0.3*W1)	1.00	1.00	LF1 + LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4
103	SLE 3 (G+0.3*Q+0.3*W2)	1.00	1.00	LF1 + LF2 + LF3 + LF5
104	SLE 4 (G+0.3*Q+0.3*W1+0.3*W2)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4 + 0.3*LF5
111	SLE 11 (G+0.3*Q; mit Überdachung)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 1.0*LF10
112	SLE 12 (G+0.3*Q+0.3*W1; mit Überdachung)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4 + 1.0*LF10
113	SLE 13 (G+0.3*Q+0.3*W2; mit Überdachung)	1.00	1.10	LF1 + LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF5 + LF10
114	SLE 14 (G+0.3*Q+0.3*W1+0.3*W2; mit Überdachung)	1.00	1.10	1.0*LF1 + 1.0*LF2 + 0.3*LF3 + 0.3*LF4 + 0.3*LF5 + 1.0*LF10

7.2.3. Sintesi delle combinazioni di calcolo

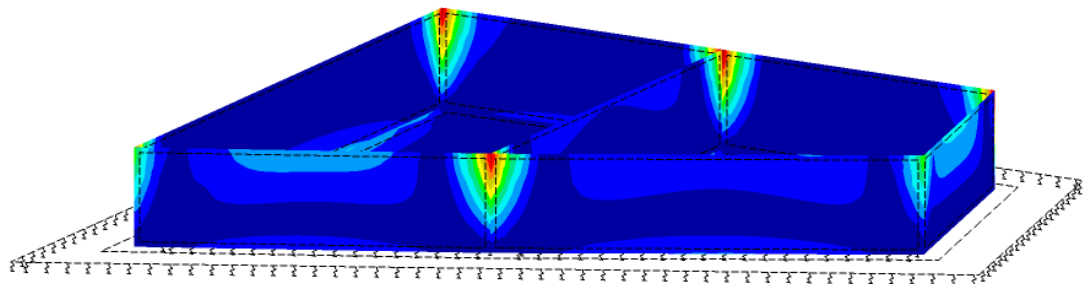
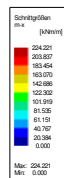
LK-Nr.	LK-Bezeichnung	Kombinationskriterium
1	Tragfähigkeitsnachweis	LG1 o LG2 o LG3 o LG4 o LG5 o LG6 o LG11 o LG12 o LG13 o LG21 o LG22 o LG23 o LG24 o LG31 o LG32 o LG41 o LG42 o LG43 o LG44
2	Gebrauchstauglichkeitsnachweis	LG101 o LG102 o LG103 o LG104 o LG111 o LG112 o LG113 o LG114

7.3. Forze interne (per verifiche SLU)

7.3.1. m-x

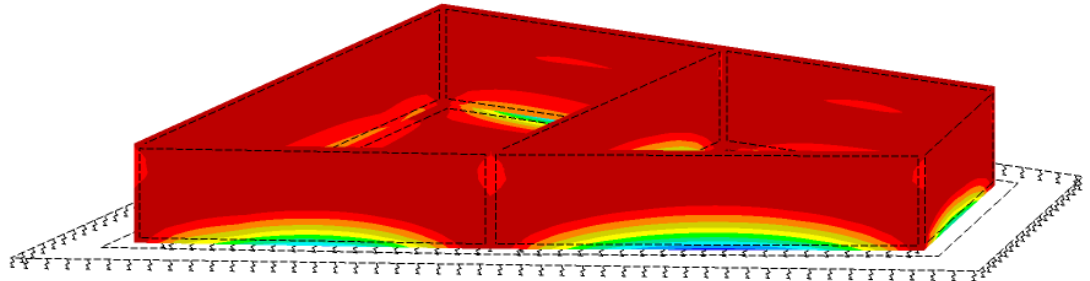
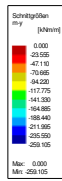


Min = -275.18 kNm/m

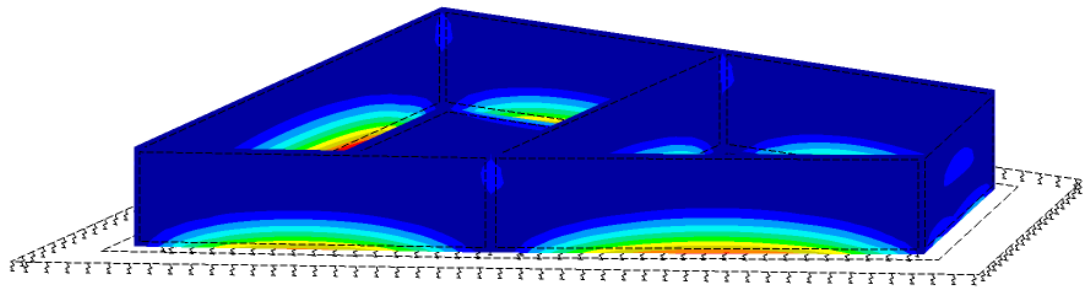
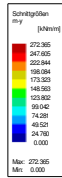


Max = 224.22 kNm/m

7.3.2. m-y

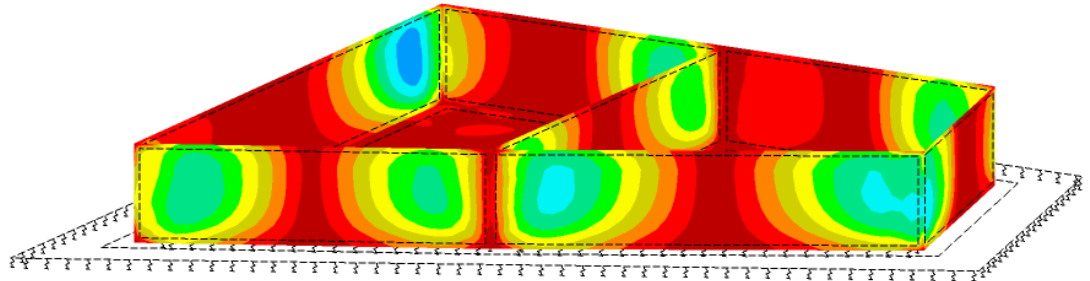
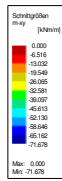


Min = -275.18 kNm/m

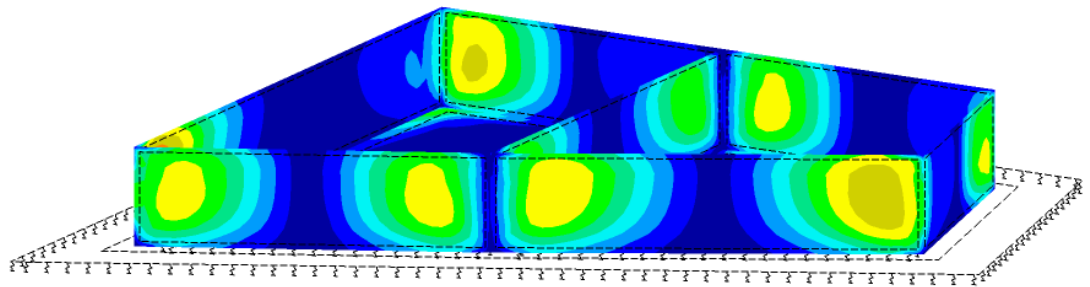
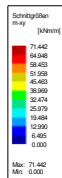


Max = 273.37 kNm/m

7.3.3. m-xy

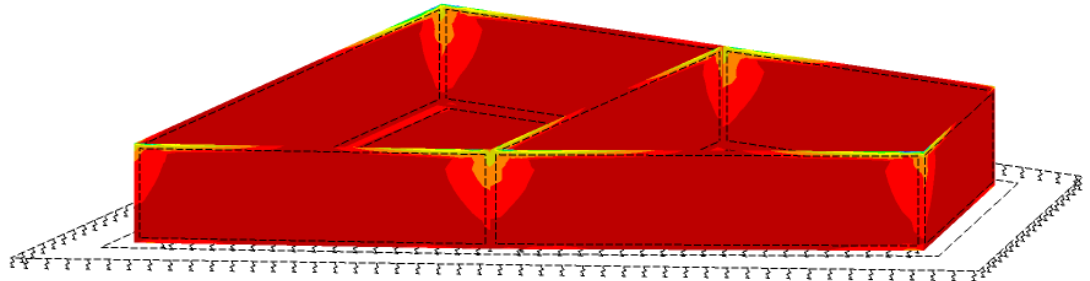
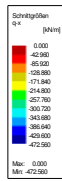


Min = -71.68 kNm/m

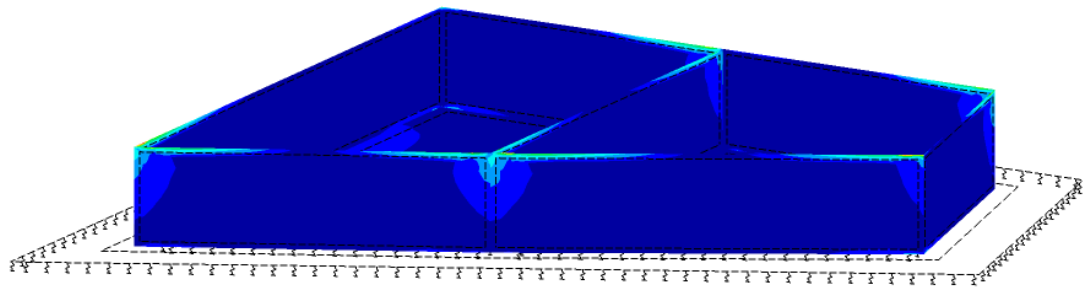
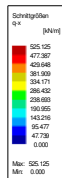


Max = 71.44 kNm/m

7.3.4. q-x

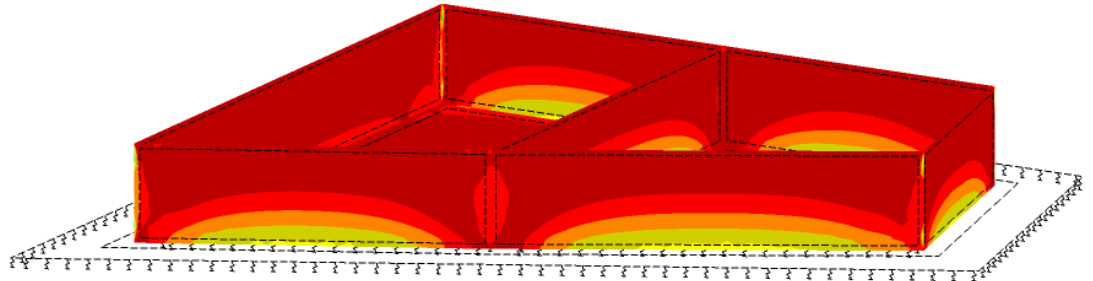
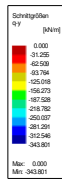


Min = -472.56 kN/m

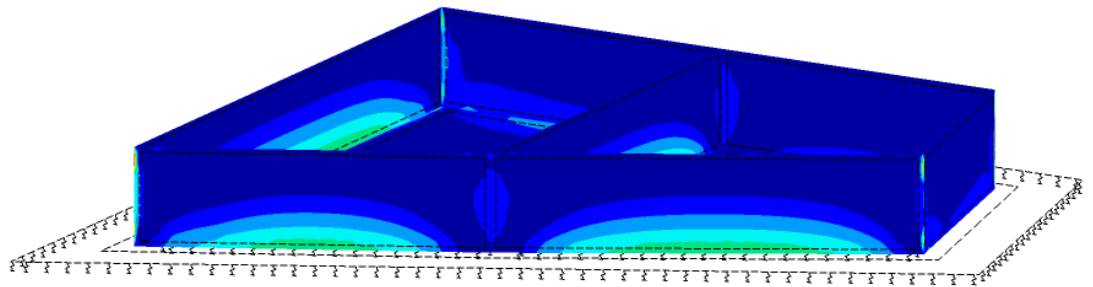
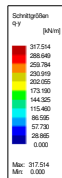


Max = 525.13 kN/m

7.3.5. q-y

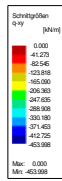


Min = -343.80 kN/m



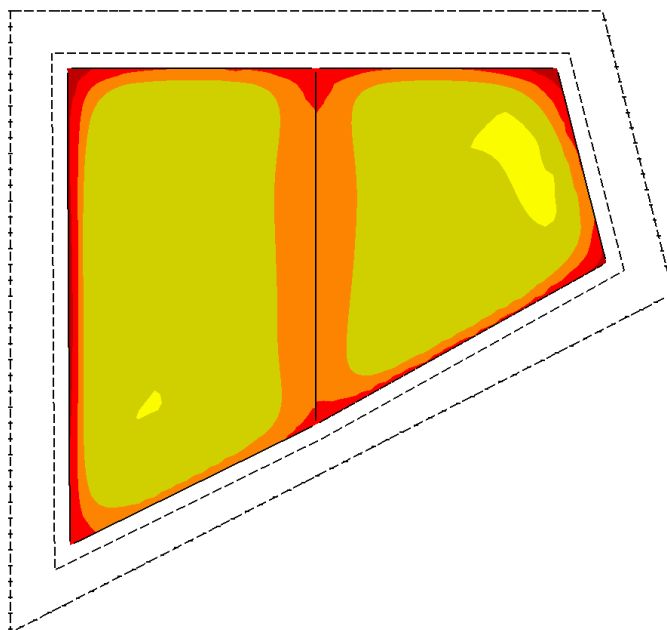
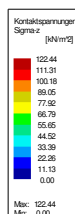
Max = 317.51 kN/m

7.3.6. q-xy



7.4. Pressioni sul terreno

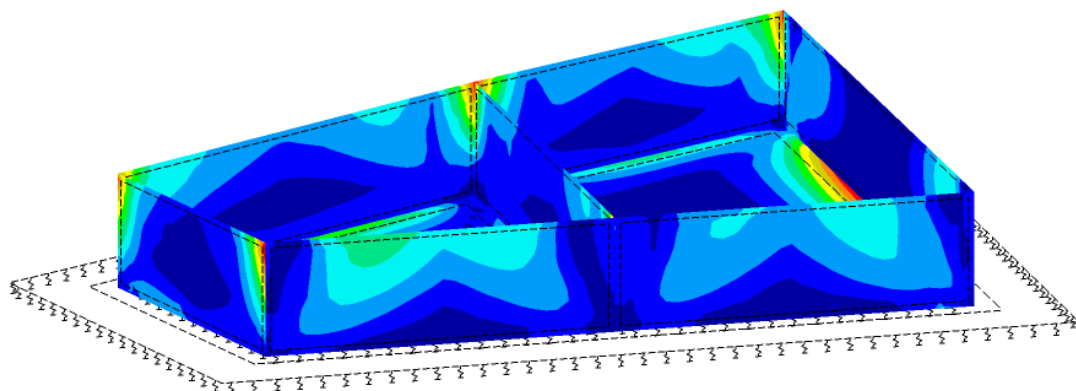
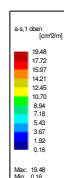
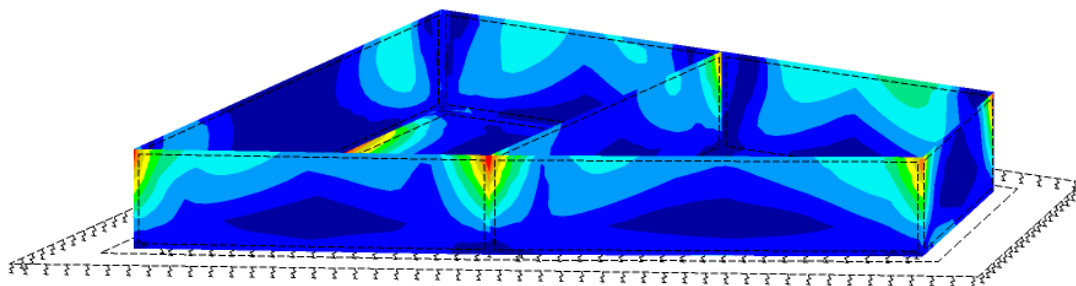
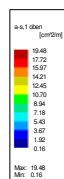
Le pressioni massimali sul terreno si calcolano secondo la combinazione geotecnica 1 A1+M1+R1. I coefficienti geotecnici e i coefficienti di resistenza assumono il valore di 1,0. I coefficienti di calcolo per azioni valgono per il caso STR 1,3 per carichi permanenti e 1,5 per carichi variabili. La pressione massima sul terreno raggiunge il valore di ca. 125 kN/m², valore ragionevole che può senz'altro essere accettato per il sottofondo esistente.



$$\sigma_{z, \max} = 122.44 \text{ kN/m}^2 \text{ (dalla combinazione SLU)}$$

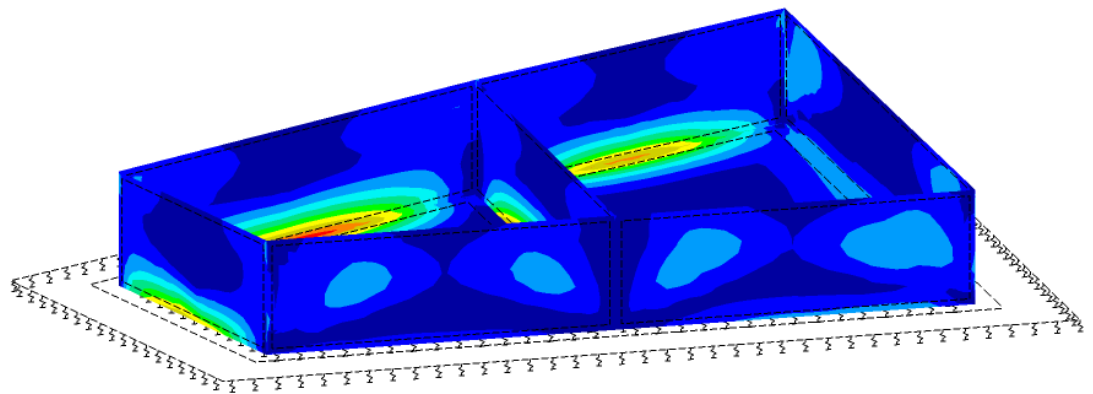
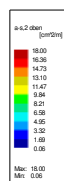
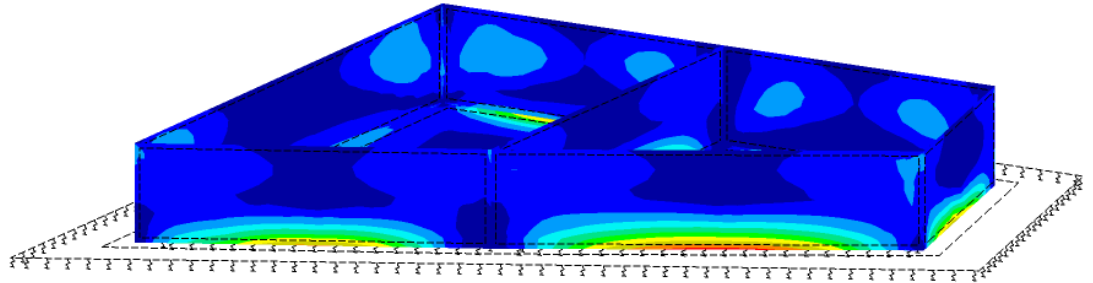
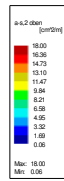
7.5. Armature

7.5.1. Armature superiori, direzione x: $a_{sx-oben}$



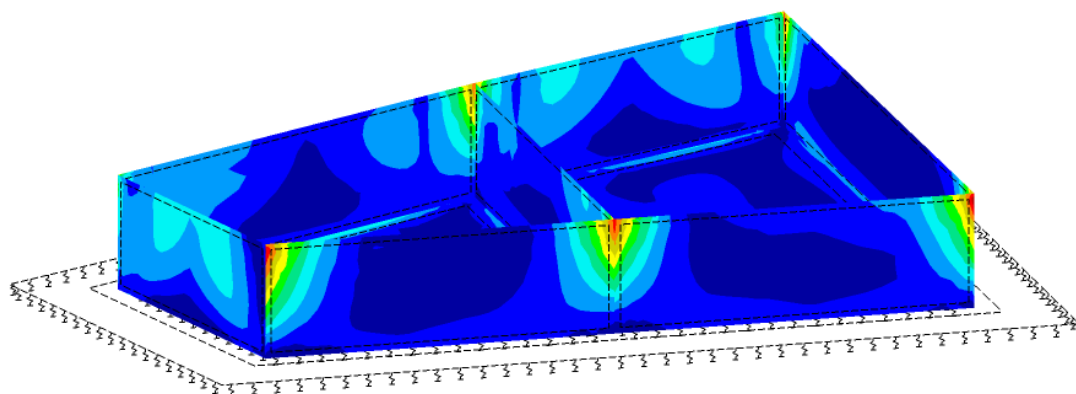
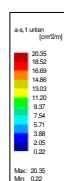
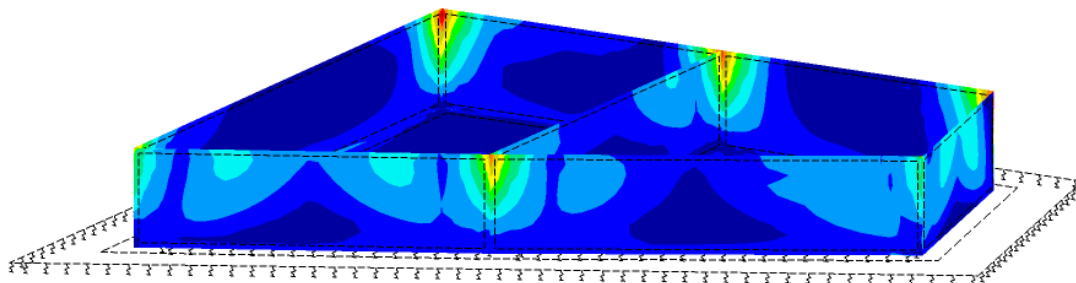
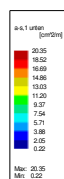
Max = 19.48 cm²/m

7.5.2. Armature superiori, direzione y: $a_{s,y}$ -oben



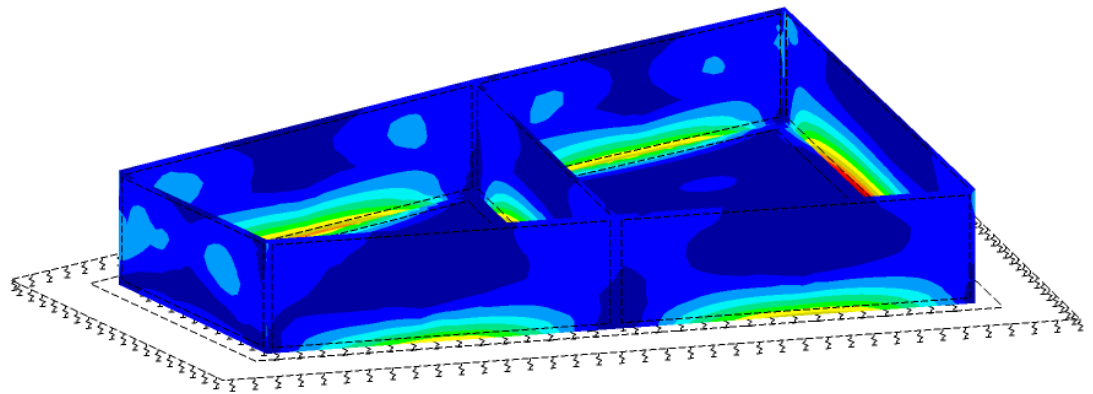
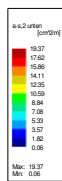
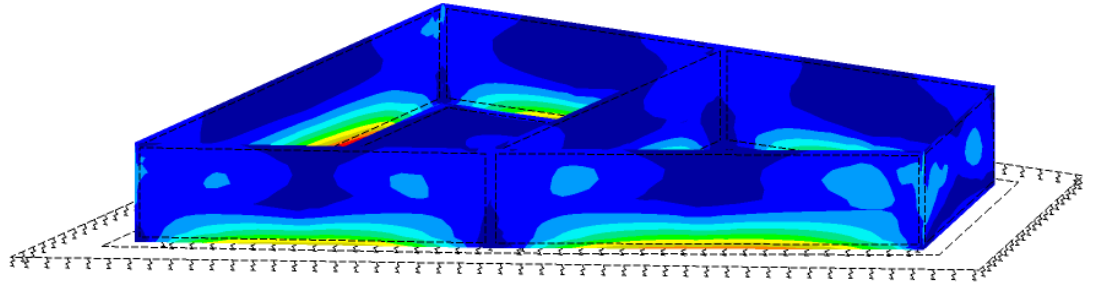
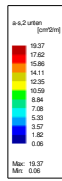
Max = 18.00 cm²/m

7.5.3. Armature inferiori, direzione x: $a_{s,x}$ -unten



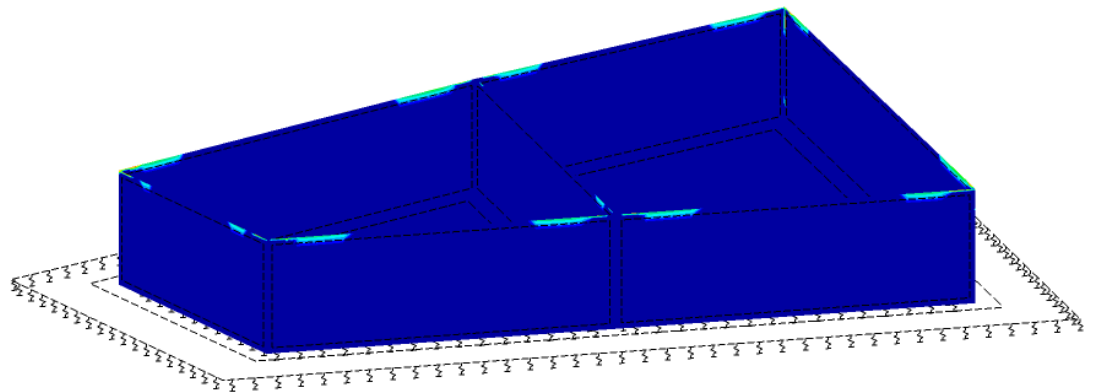
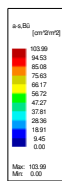
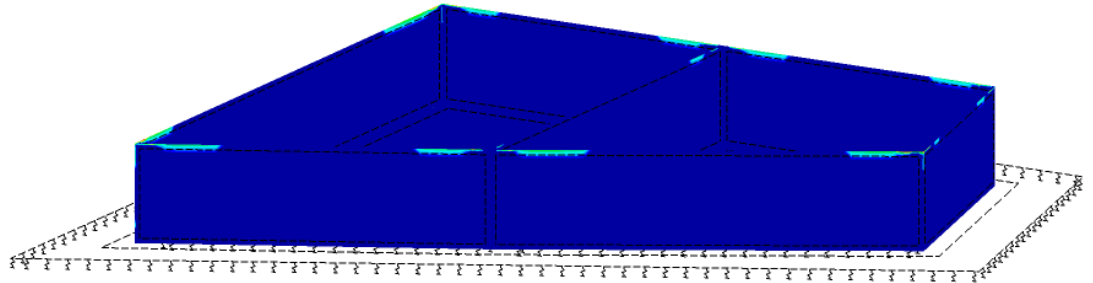
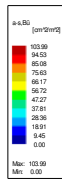
Max = 20.35 cm²/m

7.5.4. Armature inferiori, direzione y: $a_{s,y}$ -unten



Max = 19.37 cm²/m

7.5.5. Armatura a staffe: $a_{s,w}$



Max = 103.99 cm²/m²

7.5.6. Aree minime di armatura secondo UNI-EN 1992-1-1

Area minima di armatura delle strutture in base alla geometria.

Area minima di armatura risultante da carichi viene considerata nei rispettivi calcoli.

Fundamente / fondazioni

Längsbewehrung/armature longitudinali

$$A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot h$$

Wände / pareti

Vertikalbewehrung/armature verticali

$$A_{s1,min} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

Horizontalbewehrung/armature orizzontali

$$A_{s2,min} = 0,001 \cdot b \cdot h$$

Jeweils die Hälfte dieser Fläche soll an jeder Seite des Querschnitts eingelegt werden.

Si raccomanda di disporre metà di questa area su ciascuna faccia.

Träger und Platten / lastre e travi

Längsbewehrung/armature longitudinali

$$A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot h$$

Querbewehrung Platten/armature trasversali lastre

$$A_{s2,min} = 0,25 \cdot A_{s1,min}$$

Stützen / pilastri

Längsbewehrung/armature longitudinali

$$A_{s1,min} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

Bauteil / struttura	b	h	$A_{s1,min} [cm^2]$	$A_{s2,min} [cm^2]$
Wand/parete	100	40	8,00	4,00
Wand/parete	100	50	10,00	5,00
Bodenplatte/soletta	100	40	5,20	1,04
Bodenplatte/soletta	100	50	6,50	1,30

7.6. Disegni strutturali

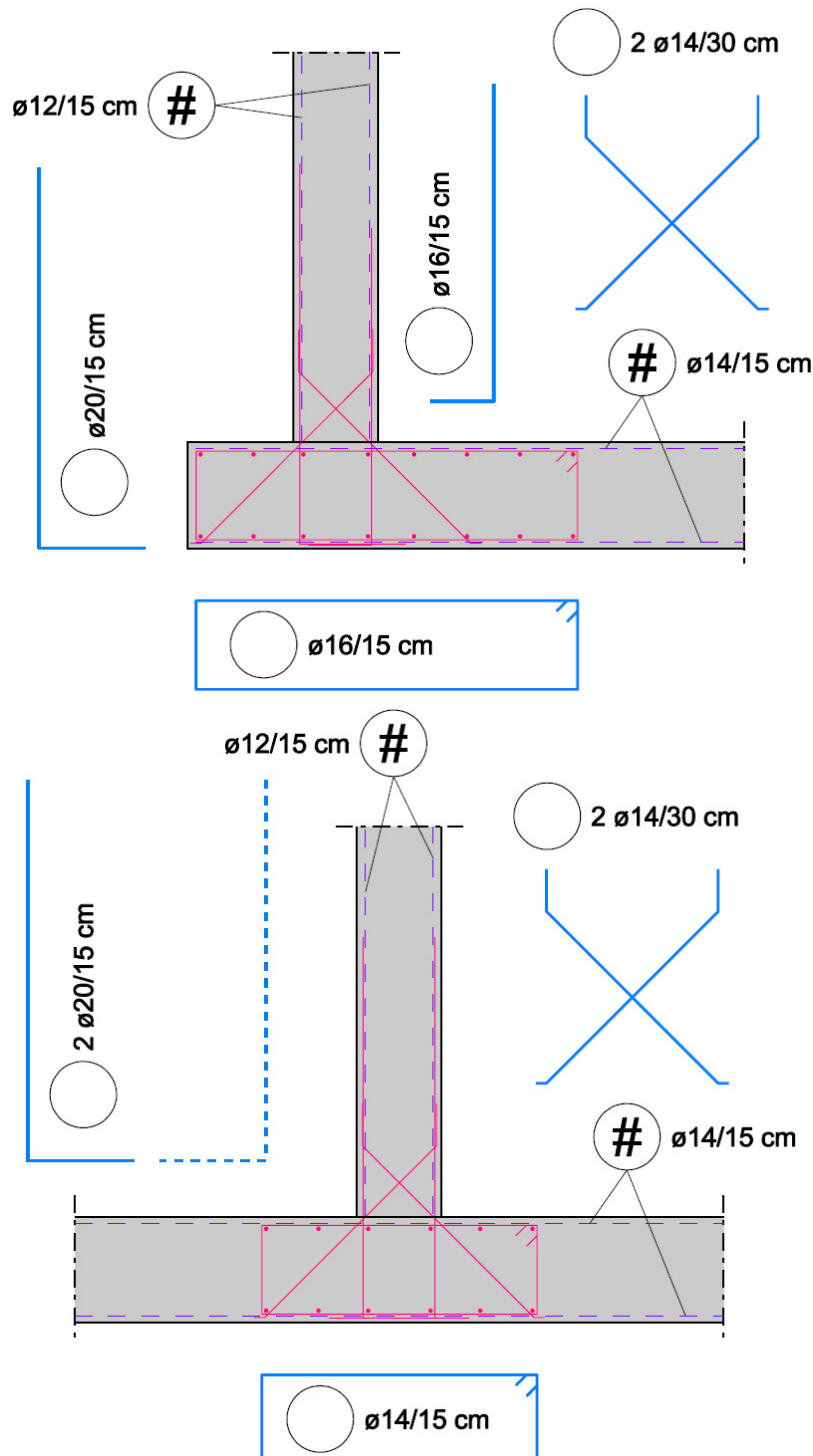
7.6.1. Armature di base:

Pareti: ogni lato, ambe le direzioni $\emptyset 12/15 \text{ cm} = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$

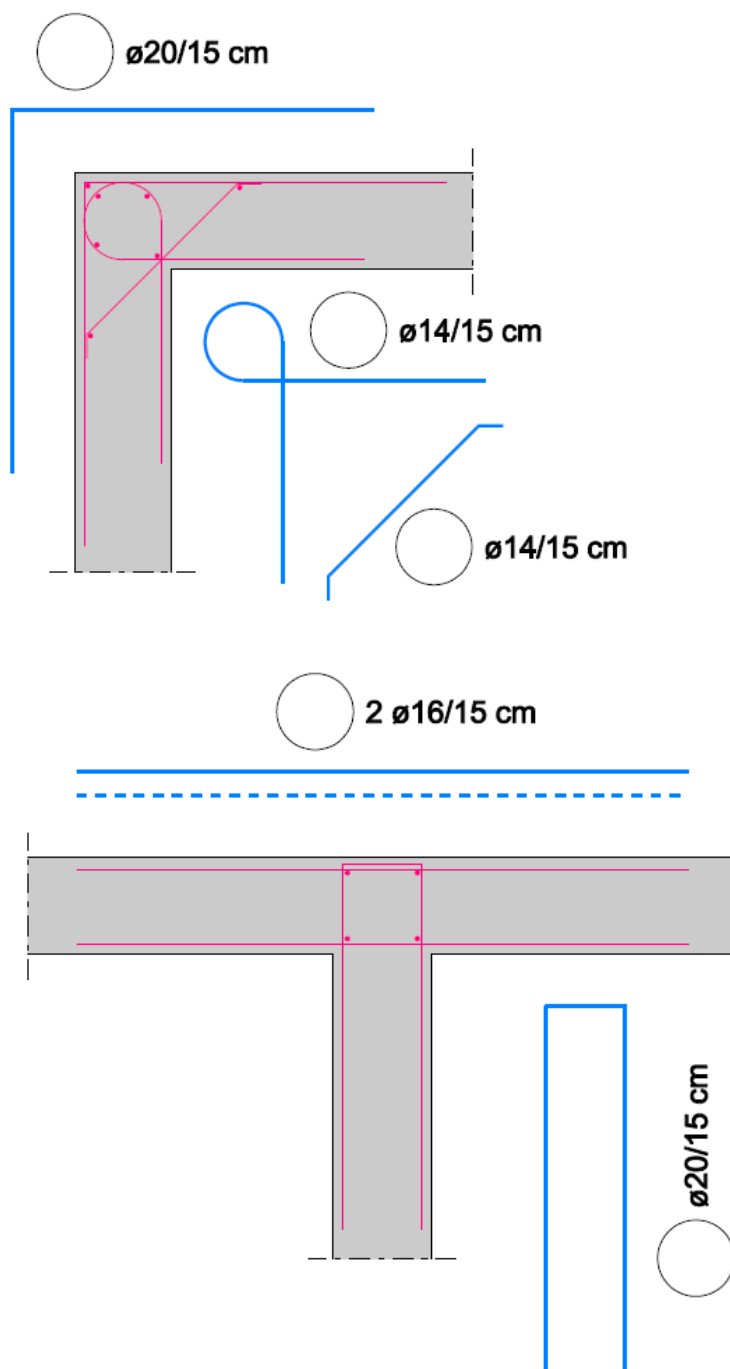
Soletta di fondazione: sopra e sotto, ambo le direzioni $\emptyset 14/15 \text{ cm} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Per coprire i valori massimi saranno inseriti ferri aggiuntivi nelle rispettive aree.

7.6.2. Incastro parete/soletta



7.6.3. Angoli pareti



7.6.4. Terminali pareti

