AUTONOME PROVINZ BOZEN - SÜDTIROL

PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO - ALTO ADIGE

Business Location Südtirol
Techpark Baulos 8

Business Location Alto Adige
Techpark Lotto 8

PROVINZIA AUTONOMA DE BULSAN - SÜDTIROL

BLS.
Südtirol · Alto Adige

Projekt / Progetto

Progetto

TECHPARK SÜDTIROL / ALTO ADIGE

Generalsanierung - Ex-Speedline-Mensa

Risanamento generale - Ex-Mensa-Speedline

VORPROJEKT PROGETTO PRELIMINARE

CUP J58I13000590003

Planinhalt / Contenuto

Plan Nr. / Tavola n.

Technischer Bericht
Vorstatik

Relazione Tecnica
Progetto strutturale preliminare

00

Verfasst Elaborato	BLS	Datum 23. Oktober 2015 Data 23 Ottobre 2015	Änderung Modifica	00

Bauherr / Committente

Der Direktor
Il Direttore

Dr. Ulrich Stofner

Planer / Progettista

BUSINESS LOCATION SÜDTIROL - ALTO ADIGE AG SPA

(PROGETTO E COMMITTENZA)
Passaggio Duomo - 15 - Dompassage
39100 Bolzano - Bozen
tel 0471 0666 600 fax 0471 066 600
service@bls.info

Genehmigungen / Approvazioni

BLS.
Südtirol · Alto Adige

BLS.
Südtirol · Alto Adige

Inhaltsverzeichnis / Indice

1 Parte generale / Allgemeiner Teil 3
1.1 Kurzfassung Ergebnisse / Riassunto risultati principali 3
2 Verifica dell'esistente / Statische Bestandsanalyse 4
2.1 Materialien Bestand / Materiali esistente 4
2.2 Belastungsproben / Prove di carico 5
2.3 Sanierungsvorschläge / Proposte di risanamento 5
3 Relazione di calcolo statica / Statische Berechnung 6
3.1 Gesetze und Normen / Normativa di riferimento 6
3.2 Verwendete Berechnungssoftware / Software di calcolo 6
3.3 Berechnungsmehtodik und Modell / Metodologia di calcolo e modello 6
3.4 Lastaufstellung und Grenzzustände / Analisi dei carichi e stati limiti 7
3.4.1 Zweckbestimmung und Lebensdauer / Destinazione d'uso e ciclo di vita 7
3.4.2 Ständige Lasten / Carichi permanenti 8
3.4.3 Veränderliche Lasten / Carichi variabili 8
3.4.4 Außergewöhnliche Lasten – Erdbeben / Carichi accidentali - sisma 11
3.4.5 Lastfallkombinationen / Combinazioni di carico 12
3.5 Tragswerkskonzept und Belastungszustände / Concetto strutturale e sollecitazioni 13
3.5.1 Material, Tragsystem und Modellierung / Materiali, sistema strutturale e modello di calcolo 13
3.5.2 Gründung / Fondazioni 14
3.5.1 Horizontale Strukturen / Strutture orizzontali 16
3.5.2 Vertikale Strukturen / Strutture verticali 19
3.5.3 Gebäudeaussteifung und Wandscheiben im Erdbebenfall / Irrigidamento globale e muri piani in caso di sisma 20
3.6 Statische Vorbemessung Hauptstrukturen / Predimensionamento statico strutture principali 22
3.6.1 Decken / Solai 22
3.6.2 Maßgebende Details Durchstanzen / Dettagli Punzonamento 28
3.6.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit SLS / Stati limiti deformazioni SLS 37
3.7 Sanierungsmaßnahmen Ablauf / Interventi di ripristino – sequenza lavori 37
4 Allegati – Anhänge 40
4.1 Kostenschätzung / Stima costi (vgl. Bestandsaufnahme und statische Überprüfung / vedi rillevamento e verifica dell'esistente) 40
4.2 Geotechnisches Gutachten / Telazione geotecnica 40
4.3 Geologisches Gutachten / Relazione geologica 40
4.4 Berechnungstabellen / Tabelle di calcolo 40

1 Parte generale / Allgemeiner Teil

Diese statische Berechnung betrifft das Gebäude mit der Bezeichnung "Ex-Speedline Mensa" in der Voltastraße in Bozen Süd. Das Gebäude ist Teil des regionalen Entwicklungsprojektes NOI Techpark Südtirol.

Die vorgesehene Gebäudenutzung entspricht Kategorie B2 und teilweise C1 gemäß NTC 2008 Tab. 3.1.II (Uffici aperti all'pubblico/ristoranti).

Ziel dieses Berichtes ist die Vorbewertung der statischen Machbarkeit und nötigen Eingriffe zur Sanierung des Gebäudes für seine neue Zweckbestimmung als Büro, Labor und Gastronomiegebäude für private Unternehmen.

Das Gebäude wurde in den 40er Jahren des vergangenen Jahrhunderts errichtet und war teil der Aluminiumwerke Ex-Alumix. Es steht unter Denkmalschutz.

Aufgrund dessen ist das primäre Ziel, so viel wie möglich vom Aspekt und auch der bestehenden Struktur mit angemessen Sanierungseingriffen zu erhalten.

Zum Bestand ist keine Statische Dokumentation vorhanden.

Questa relazione di calcolo strutturale tratta l´edificio chiamato "Ex-Mensa Speedline" in Via Volta a Bolzano sud, facendo parte del progetto di sviluppo regionale di costruzione del NOI Techpark Alto Adige.

La categoria d'utilizzo corrisponde alla Cat. B1 e in parte C1 secondo gli NTC 2008 Tab. 3.1.II (Uffici aperti all'pubblico/ristoranti).

L'obiettivo della presente relazione è quello di valutare, in via preliminare, la fattibilità statica e gli eventuali interventi necessari al recupero dell'edificio per la nuova destinazione d'uso prevista, un edificio per uffici, laboratori e gastronomia per aziende tecnologie.

L'edificio costruiti negli anni 40 del secolo precedente faceva parte del complesso di Fabbrica di alluminio dell'Ex-Alumix ed è protetto da tutela monumentale.

Per questo, l'obiettivo è di mantenere il più possibile l'aspetto e anche le strutture esistenti con interventi di ripristino adeguati.

Non é presente alcuna documentazione statica sullo stato di fatto.

1.1Kurzfassung Ergebnisse / Riassunto risultati principali

Das Gebäude kann aus statischer Sicht nicht für die vorgesehene Nutzung freigegeben werden. Wie aus der Bestandsaufnahme ersichtlich, sind Teile des Tragwerks ohne Zusatzbelastung einsturzgefährdet (zweiachsig gespannten Dach- bzw. Terassendecken).

Unter Berücksichtigung von technischen-, ökonomischen- und Aspekten der Denkmalpflege wurde in beschlossen, eine Kombination aus differenzierten Sanierungseingriffen zu realisieren (vgl. Kapitel 2.3):

- Erhalt des bestehenden Süd-west-Flügels inklusive Treppenhaus.
- Erhalt des bestehenden Atriums mit Treppe im Nord-west-Flügel.
- Erhalt aller Fassaden und Außenmauern.
- Stützung der zu erhaltenden Strukturen für die Bauzustände (wo nötig Unterfangung mit Jet-Grouting).
- Errichtung neues Tragwerk in Stahlbetonbauweise.

L'edificio, dal punto di vista statico, non puó essere collaudato per la prevista destinazione d'uso. Come si evince dalla verifica dell'esistente, parti della struttura sono in pericolo di collasso senza carichi aggiunti (solaio bidirezionale del tetto).

Considerando gli aspetti tecnici, economici e di tutela architettonica è stato deciso di proseguire con una combinazione differenziata di interventi di risanamento (v. paragrafo 2.3):

- Conservazione dell'ala Sud-ovest tra cui il vano scala.
- Conservazione dell'atrio esistente nell'ala nord-ovest con scala.
- Conservazione di tutte le facciate e muri esterni.
- Consolidamento delle strutture che verranno conservate per le fasi di costruzione (ove necessario sottomurazione dell'esistente con Jet-Grouting)
- Costruzione nuova struttura in ca.

2 Verifica dell'esistente / Statische Bestandsanalyse

2.1 Materialien Bestand / Materiali esistente

Im Rahmen der statischen Bestandsaufnahme wurden die Materialparameter für die Hauptkomponenten des Tragwerkes wie folgt bestimmt.

Bewehrungsstahl (siehe stat. Bestandsaufnahme)

Bügel:
Acciaio dolce mit Bruchspannung zwischen 370 und 450 MPa (siehe DL 16.11.1939-18 n. 2229) und Materialproben.
Für fyk kann 215,0MPa angesetzt werden.

Biegebewehrung:
Acciao semiduro o duro mit Streckgrenze größer 310MPa (siehe DL 16.11.1939-18 n. 2229) und Materialproben.
Für fyk kann 315,0MPa angesetzt werden.

Beton (siehe stat. Bestandsaufnahme)

Decken (Gitterträger und Aufbeton):
Ansetzbare Druckfestigkeit C12/15

Träger:
Ansetzbare Druckfestigkeit C8/10

Wände:
Ansetzbare Druckfestigkeit C8/10

Stützen:
Ansetzbare Druckfestigkeit C8/10

Ständige Lasten aus strukturellen Anbauten

Dichte Holziegel:
4,0kN/m³

Dichte Beton:
25,0kN/m³

Dichte Bodenaufbau:
Decken über KG: 15,0 kN/m³
Decken über EG & OG1: 10 kN/m³

Nell ambito dell'analisi dell'esistente, i parametri dei materiali sono stati rilevati per gli elementi principali della struttura come segue.

Armatura (vedi anche verifica dell'esistente)

Staffe:
Acciaio dolce con tensione di rottura tra 370 e 450 MPa (vedi DL 16.11.1939-18 n. 2229) e prove sul materiale.
Per fyk puó essere assunto 215,0MPa.

Armatura inflessione:
Acciao semiduro o duro con tensione di snervamento oltre 310MPa (vedi DL 16.11.1939-18 n. 2229) e prove sul materiale.
Per fyk puó essere assunto 315,0MPa.

Calcestruzzo (vedi anche verifica dell'esistente)

Solai (Laterocemento con travetti tralicciati):
Resistenza assumibile C12/15

Travi:
Resistenza assumibile C8/10

Pareti:
Resistenza assumibile C8/10

Pilastri:
Resistenza assumibile C8/10

Carichi permanenti strutturalil

Densitá laterizio vuoto:
4,0kN/m³

Densitá cls:
25,0kN/m³

Struttura del pavimento:
Solaio sopra piano interrato: 15,0 kN/m³
Solaio sopra PT e 1.P: 10 kN/m³

2.2 Belastungsproben / Prove di carico

Es wurden insgesamt 3 Probebelastungen gemäß DM 14.01.2008 Kapitel 9.2 durchgeführt.

Simulierte Biegebelastung Decke über KG: 3,0 kN/m²
Simulierte Biegebelastung Decke über 1OG: 1,20 kN/m²

Gemäß DM 14.01.2008 ist eine plastische Verformung Infolge der Probebelastung von max. 15% zulässig. Die Resultate zeigen im geprüften Lastbereich eine Maximale bleibende Verformung von 7%. Die Decken verhalten sich demnach elastisch.

Sono state eseguite tre prove di carico secondo DM 14.01.2008 capo 9.2.

Carico d'inflessione simulato solaio sopra piano interrato: 3,0 kN/m²
Carico d'inflessione simulato solaio sopra 1. po: 1,20 kN/m²

Secondo DM 14/01/2008 è ammissibile una deformazione plastica del carico a campione di max. 15%. I risultati dimostrano una deformazione plastica massima di 7%. Il soffitto di conseguenza si comporta elasticamente.

2.3 Sanierungsvorschläge / Proposte di risanamento

Es wurden folgende Sanierungsvarianten des Tragwerks geprüft.

Variante 1: Erhalt der Gebäudehülle, Neuerrichtung aller Decken, Gebäudeaussteifung außen umlaufend.

Variante 2: Neuerrichtung aller Decken mit Erhalt der bestehenden tragenden Mauern und Stützen.

Variante 3: Erhalt der Gebäudehülle, Neuerrichtung aller Decken, Gebäudeaussteifung innen räumlich.

Variante 9: Alle Decken werden durch darunterliegende Vollbetonträgerrostdecken ertüchtigt. Aufgehende Strukturen werden zusätzlich neu errichtet.

Variante 4: Alle Decken werden durch aufbetonierte Vollbetondecken verstärkt. Aufgehende Strukturen werden verstärkt (aauszuschließen aufgrund Langzeit-Verformungs-bedingten Versagensmechanismen).

Variante 5: Verstärkung der Decken mit CFK Lamellen (auszuschließen da keine ausreichende Querkraftverstärkung möglich).

Variante 6: Verstärkung durch Aufbetonierte Vollbetondecken mit Fußbodenaufbau (z.B. 15cm und mehr) (auszuschließen aufgrund nicht mehr vorhandener Mindestbrüstungshöhen).

Variante 7: Verringerung der Spannweiten durch Stahlträger bzw. Unterzüge (auszuschließen aufgrund der inhomogenen Steifigkeitsverhältnisse und Querkraftproblem).

Le seguenti possibilità per il risanamento della struttura sono stati valutati.

Variante 1: Conservazione dell'involucro, rinnovo di tutti i soffitti, irrigidimento attraverso bordo esterno.

Variante 2: Costruzione di tutti i soffitti con la conservazione dei muri portanti esistenti e pilastri.

Variante 3: Conservazione dell'involucro, ricostruzione di tutti i soffitti, irrigidimento all'interno interno.

Variante 9: Tutti i solai vengono rinforzati con nuovi solai sottostanti in ca. Strutture verticali vengono ricostruiti.

Variante 4: Tutti i solai sono rinforzati da sopra con ca nuovo. Le strutture verticali sono rinforzate (escluso a causa di meccanismi di rottura legate alle deformazioni a lungo termine).

Variante 5: Rafforzare il i solai con lamelle CFK (esclusa perché non è possibile un rinforzamento a taglio sufficiente).

Variante 6: Rinforzo con nuovi solai in ca. sui vecchi con struttura pavimento (ad esempio 15 cm e più) (esclusa per l'altezza davanzale minima non più realizzabile).

Variante 7: Ridurre campate con travi in acciaio o travetti (esclusa a causa dei rapporti di rigidità non omogenei e problema di taglio).

Variante 8: Abbruch und Neubau der zweiachsig gespannten Decken. Verstärkung der einachsig gespannten Bestandsdecken (auszuschließen aufgrund fehlender Bewehrung in Querrichtung -> Querzugrisse und Gebrauchtauglichkeitsproblem).

Variante 8: demolizione e ricostruzione dei solai bidirezionali. Rafforzare solai esistenti monodirezionali (escluso per mancanza di rinforzo in direzione trasversale -> Crepe a taglio-tensione e problemi di SLS).

Unter Berücksichtigung von technischen-, ökonomischen- und Aspekten der Denkmalpflege wurde in AAbstimmung mit dem Bauherren beschlossen, eine Kombination aus Sanierungsvariante 1 und 2 umzusetzen.

Considerando gli aspetti tecnici, economici e di tutela architettonica è stato deciso insieme alla committenza di proseguire con una combinazione delle varianti 1 e 2.

3 Relazione di calcolo statica / Statische Berechnung

3.1 Gesetze und Normen / Normativa di riferimento

Für diese statische Berechnung wurden folgende Normen verwendet:

- DL 16.11.1939-18 n. 2229
- DM 14.01.2008
- Aktuelle Eurocodes

Per i calcoli statici è stata utilizzata la seguente normativa.

- DL 16.11.1939-18 n. 2229
- DM 14.01.2008
- Eurocodici attuali

3.2 Verwendete Berechnungssoftware / Software di calcolo

Für diese statische Berechnung wurden folgende Programme verwendet:

- RFEM 5.01.0119
- Halfen HDB 12.21
- MS Excel

Per i calcoli statici sono stata utilizzatati i seguenti programmi:

- RFEM 5.01.0119
- Halfen HDB 12.21
- MS Excel

3.3 Berechnungsmehtodik und Modell / Metodologia di calcolo e modello

Ziel der vorliegenden Vorprojektstatik ist die Vordimensionierung und Nachweisführung für die wesentlichen Elemente der bestehenden und neuen Tragwerksteile.

Scopo della presente statica preliminare è il predimensionamento e verifica degli elementi primari delle parti strutturali esistenti e nuovi.

Berechnungsmethodik:

Metologia:

» Ableitung der Bestands-Randbedingungen aus den Materialproben und Geometrieaufnahme (siehe Kapitel 2.1).
» Definition der Gebäudenutzung (siehe Kapitel 1).
» Lastaufstellung der Nutzungsbereiche.
» Entwicklung Tragwerkskonzept und Berechnung Belsatungszustände.
» Statische Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (Vorbemessung).
» Technischer Sanierungsablauf und Eingriffe (die statischen Detail-Nachweise für die Bauzustände sind in den nachfolgenden Projektphasen zu führen).

Berechnungsmodell:

Die Berechnungen erfolgen auf Bauteilebene eindimensional und 3D unter Berücksichtigung der Spannungs- und Stabilitätssicherheit. Für die globale Gebäudestabilität erfolgt eine dreidimensionale Betrachtung. Für die Berechnungen werden die Hilfsmittel lt. Kapitel 3.2 verwendet.

» Determinazione dei vincoli derivanti dalle strutture esistenti, prove sui materiali e geometria (vedi cap. 2.1).
» definizione dell'utilizzo dell'edificio (vedi cap. 1).
» Definizione dei carichi per aree funzionali
» Sviluppo concetto strutturale e calcolo situazioni di sollecitazione strutturale.
» Verifiche statiche allo stato limite ultimo e ai stati limiti di servizio per gli elementi principali (predimensionamento).
» Ipotesi processo dell'intervento di ristrutturazione (le verifiche per le fasi di costruzione sono da considerare nelle successive fasi del progetto).

Modello di calcolo:

I calcoli sono effettuati a livello di elemento strutturale in 2D e 3D tenendo conto degli aspetti tensionali e di stabilità. Per la stabilità globale dell'edificio viene effettuata anche un analisi al modello complessivo. Per i calcoli sono stati usati gli ausiliari secondo cap. 3.2.

3.4 Lastaufstellung und Grenzzustände / Analisi dei carichi e stati limiti

3.4.1 Zweckbestimmung und Lebensdauer / Destinazione d'uso e ciclo di vita

Das Gebäude soll für die Unterbringung von Büros, leichten Laboratorien (büroartige Nutzung, z.B. Informatiklabor, Chem. Labor etc.) und Gastronomie ausgelegt werden.

Nominale Lebensdauer: $V_N \geq 50$ Jahre

Nutzungsklasse gemäß DM vom 14.01.2008 2.4.2: **Classe II.**

Gebäudekategorie gemäß DM vom 14.01.2008 Tab. .3.1.II: **B2/C1.**

L'edificio è destinato ad ospitare uffici, laboratori leggeri (a uso ufficio, come ad esempio laboratori di informatica, Chem. Lab, ecc.) e gastronomia.

Vita nominale: $V_N \geq 50$ Jahre

Classe d'uso secondo DM 14.01.2008 2.4.2: **Classe II.**

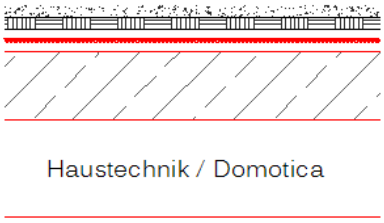
Categoria di edificio secondo DM 14.01.2008 Tab. .3.1.II: **B2/C1.**

3.4.2 Ständige Lasten / Carichi permanenti

Typen- Dachaufbau / Struttura tetto tipo
(extensive Begrünung/verde estensivo)

CLS/BETON C 30/37 30cm (mit Gefälle / in pendenza)
25*30 = 7,5 kN/m²

Tragwerk / Struttura portante	g1k = 7,50 kN/m²
Pacchetto di cop. verde / Gründach	1,15 kN/m²
Massetto pendenze / Gefälleestrich 4 cm	0,6 kN/m²
Coibentazione+Barriera vap./ Dämmung+Dichtung	0,5 kN/m²
Haustechnik/Domotica	0,8 kN/m²
Ansatz Aufbaulast / Carico permanete:	g2k = 3,5 kN/m²



Typen- Deckenaufbau / Struttura solaio tipo
(zweiachsig gespannte Flachdecke / solaio piano biasse

CLS/BETON C 30/37 30cm
25*30 = 7,5 kN/m²

Tragwerk / Struttura portante	g1k = 7,50 kN/m²
Bodenbelag / Pavimento 3 cm	0,5 kN/m²
Estrich / Massetto 5 cm	0,6 kN/m²
Trittschalldämmung / Anticalpestivo 5 cm	0,2 kN/m²
Trennschichten / Strato interm. 2 cm	0,1 kN/m²
Trennwandzuschlag / elementi divisori	1,6 kN/m²
Haustechnik/Domotica	0,9 kN/m²
Ansatz Aufbaulast / Carico permanete:	g2k = 4,00 kN/m²

3.4.3 Veränderliche Lasten / Carichi variabili

Nutzlast gemäß Gebäudenutzung Kat. B2/C1:

q_k = **3,00 kN/m²**

Carichi variabili secondo categoria di edificio B2/C1:

q_k = **3,00 kN/m²**

Schneelasten gemäß DM 14.01.2008 3.4.1:

$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot CE \cdot C_t$ = **1,16 kN/m²**

Neve secondo DM 14.01.2008 3.4.1:

$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot CE \cdot C_t$ = **1,16 kN/m²**

BLS.
Südtirol · Alto Adige

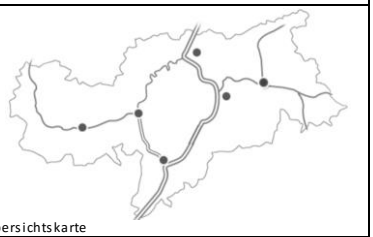
Projekt:	Ex-Mensa Speedline
Datum:	11.11.2015
Bearbeiter:	

SCHNEELASTEN - Autonome Provinz Bozen - Südtirol
NTC2008; D.L.H. 18.10.2002, n. 43

Schneelast

Schneelast auf Dächern $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

Es wird vorausgesetzt, dass die Last senkrecht wirkt und sich auf die horizontale Projektion der Dachflächen bezieht.



Übersichtskarte

Provinz	Bozen	
Gemeinde	Bozen	
Seehöhe des Ortszentrums	262 m ü.d.M.	
Seehöhe der Strukturen	250 m ü.d.M.	

Schneelast auf dem Boden

h < 1500	D.L.H. 18.10.2002, n. 43	$q_{sk} = 1{,}293 \cdot (1 + (a_s/728)^2)$	Wird angewendet
h ≥ 1500	NTC2008	$q_{sk} = 1{,}39 \cdot (1 + (a_s/728)^2)$	Wird nicht angewendet

In Ermangelung genauerer Untersuchungen und statistischer Auswertungen der Schneelasten für den jeweiligen Standort dürfen für Orte unter 1500 m Meereshöhe die Bezugswerte der Schneelast am Boden nicht geringer angesetzt werden, als jene, die sich aus der obigen Formel ergeben.

q_{sk} 1,45 kN/m²

Umgebungskoeffizient: Üblich — C_E 1,00

Gegenden für die infolge des Geländes kein wesentlicher Schneeabtrag durch Wind erfolgen kann sowie andere Gebäude oder Räume.

Temperaturkoeffizient — C_t 1,00

Formbeiwert für Schneelasten auf Pultdächern

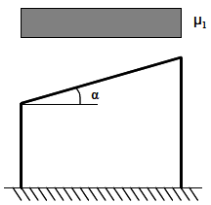
Neigungswinkel des Daches, α: 0 °

0° ≤ α ≤ 30° → μ1 = 0,80 — μ_1 0,80

Auswahl für beide Dachtypen gültig: Frei von Abgrenzungen — μ_1 0,80

Freies Abgleiten des Schnees vom Dach.

Schneelast auf Pultdach



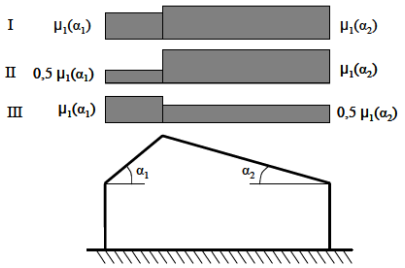
α_1	0°
μ_1 (α_1)	0,80

	q_{s1}
I	**1,16 kN/m²**

Zu verwendende Lastanordnung

I Lastverteilung bei unverwehtem und verwehtem Schnee

Schneelast auf Satteldach



α_1	0°	α_2	10°
μ_1 (α_1)	0,80	μ_1 (α_2)	0,80

	q_{s1}	q_{s2}
I	1,16 kN/m²	1,16 kN/m²
II	0,58 kN/m²	1,16 kN/m²
III	1,16 kN/m²	0,58 kN/m²

Zu verwendende Lastanordnung

I Lastverteilung bei unverwehtem Schnee

II + III Lastverteilung bei verwehtem Schnee

Windlasten gemäß DM 14.01.2008 3.3:

Statisch äquivalenter Winddruck am First = **0,7 kN/m²**

Angesetzte statisch äquivalente Last aus Wind, Ebene Decke über EG (e = 5,24 m): 2,1 kN/m

Angesetzte statisch äquivalente Last aus Wind, Ebene Decke über 1. OG (e = 3,8 m): 2,7 kN/m

Vento secondo DM 14.01.2008 3.3:

Pressione di vento equivalente in cresta = **0,7 kN/m²**

Forza staticamente equivalente considerata, quota solaio sopra pianoterra (e = 5,24 m): 2,1 kN/m

Forza staticamente equivalente considerata, quota solaio sopra pianoterra (e = 3,8 m): 2,7 kN/m

Projekt:	Ex-Mensa-Speedline
Datum:	11.11.2015
Bearbeiter:	Alexander Alber

GPS-COORDINATES: 46.479537, 11.330374
Berechnung Windlasten

Parameter und Umgebungseinflüsse

Werte der Parameter: $v_{b,0}$, a_0, k_a

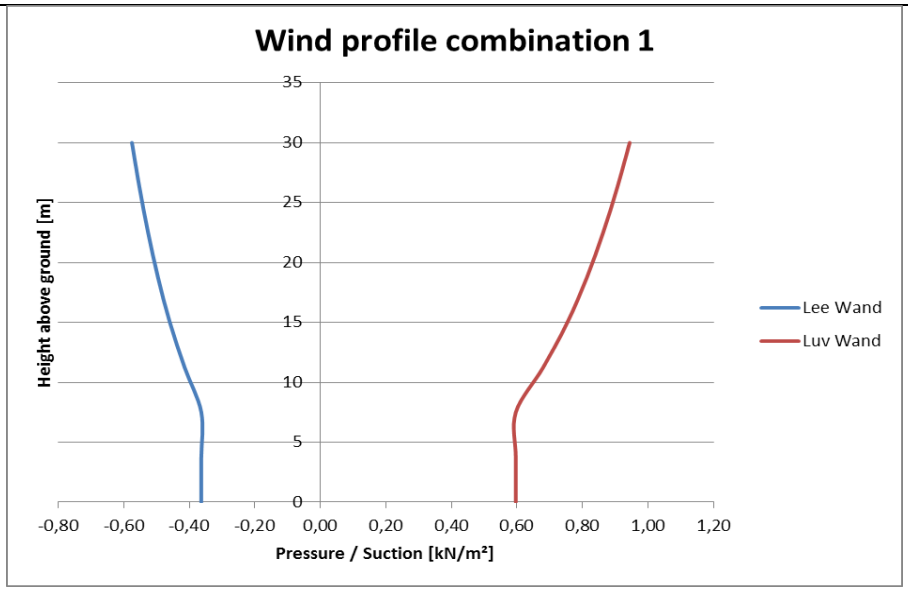
Zone	Beschreibung	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Aostatal, Piemont, Lombardei, Trentino - Südtirol, Veneto, Friaul Julisch Venezien (Ausnahme: Prov. Triest)	25	1000	0,010

Höhe über dem Meeresspiegel	a_s =	250	[m.s.l.d.m.]
Referenzgeschwindigkeit (Ref. Periode 50 Jahre)			
	v_b =	25,0	m/s
Wiederkehrperiode	T_R =	50	a
Koeffizient (bez. auf Wiederkehrperiode)	α_R =	1,00	
Referenzgeschwindigkeit	$v_{b(TR)}$ =	25,0	m/s
Kinetischer Referenzdruck	q_b =	390,6	N/m²

Bodenrauhigkeitsklasse

A	Städtische Gebiete, in denen mindestens 15% der Fläche von Gebäuden bedeckt ist, deren durchschnittliche Höhe 15m übersteigt.

Abstand zur Küste a = > 30 km



3.4.4 Außergewöhnliche Lasten – Erdbeben / Carichi accidentali - sisma

Parametri del sito / Seismische Eingangsparameter am Baugrund (v. relazione geologica/sismica)			
Stato limite / Grenzzustand	SLV		
Categoria sottosuolo / Untergrundskategorie	B	NTC Tab 3.2.II	
Categoria Topografica / Topographiekategorie	T1	NTC Tab 3.2.IV	
V_{s30} (velocità di propagazione / Ausbreitgeschwindigkeit)	420 m/s		
Parametri desunti / abgeleitete Parameter			
T_r	475	$S_{S\ (cat\ B)}$	1,20
a_g	0,052	$S_{T\ (cat\ T1)}$	1,00
F_0	2,595	C_C	1,36
T_C*	0,347	q_0	3,30
H	13,98	η	1,00
		q	2,64
		ξ	5,00

Calcolo spettro di risposta elastico / Berechnung elastisches Antwortspektrum		
$T_1 = C_1$ x H^(3/4) = T	0,36	NTC 7.3.3.2
$T_C = C_C$ x T_C*	0,47	NTC 3.2.3.2.1
$T_B = T_C / 3$	0,16	NTC 3.2.3.2.1
S_e (T) per ($T_B \leq T \leq T_C$)	0,16	NTC 3.2.3.2.1
S_d (T)	0,06	Spettro di progetto

Carichi statici equivalenti (orizzont.) / statisch äquivalente Ersatzlasten (NTC 7.3.3.2)					
				$z_{i\,[m]}$	
	Solaio PT	12.880,0	kN	3,3	kNm
	Solaio 1.P	13.800,0	kN	8,5	kNm
	Tetto	8.800,0	kN	13,7	kNm
	Strutture vert.	14.192,0	kN	M_{tot}	
$W_{(tot)}$	Peso compl.	49.672,0	kN	280.364,0	kNm
$F_{h,tot}$	3.046,7	kN			
$F_{h\ solaio\ PT}$	461,9	kN			
$F_{h\ solaio\ 1.P}$	1.274,7	kN			
$F_{h\ Tetto}$	1.310,1	kN			

3.4.5 Lastfallkombinationen / Combinazioni di carico

Nachweis der Tragfähigkeit

a) Grundkombination
$E_d = \Sigma_{i=1} (\gamma_{G,i}\, G_{k,i}) + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\gamma_{Q,j}\, \psi_{0,j}\, Q_{k,j})$

b) Außergewöhnliche Kombination
$E_{d,A} = \Sigma_{i=1} (\gamma_{GA,i}\, G_{k,i}) + A_d + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

c) Erdbebenkombination
$E_{d,AE} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + \gamma_1\, A_{Ed} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

a) Seltene (charakteristische) Kombination
$E_{d,rare} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\psi_{0,j}\, Q_{k,j})$

b) Häufige Kombination
$E_{d,freq} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

c) Quasi- ständige Kombination
$E_{d,perm} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

G_k… *ständige Einwirkungen*
Q_k… *veränderliche Einwirkungen*
A_k… *außergewöhnliche Einwirkungen*

Stati limite ultimo

a) Combinazione di base
$E_d = \Sigma_{i=1} (\gamma_{G,i}\, G_{k,i}) + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\gamma_{Q,j}\, \psi_{0,j}\, Q_{k,j})$

b) Combinazione eccezionale
$E_{d,A} = \Sigma_{i=1} (\gamma_{GA,i}\, G_{k,i}) + A_d + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

c) Combinazione sisma
$E_{d,AE} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + \gamma_1\, A_{Ed} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

Stati limite di esecizio

a) rara
$E_{d,rare} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\psi_{0,j}\, Q_{k,j})$

b) frequente
$E_{d,freq} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

c) quasi- permanente
$E_{d,perm} = \Sigma_{i=1} G_{k,i} + \Sigma_{i=2} (\psi_{2,j}\, Q_{k,j})$

G_k… *azione permanente*
Q_k… *azione variabile*
A_k… *azione eccezionale*

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

Fig. 1 **Kombinationskoeffizienten nach NTC Tab. 2.5.I / Coefficienti di combinazione (NTC Tab. 2.5.I)**

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

Fig. 2: **Teilsicherheitsbeiwerte SLU nach NTC Tab. 2.6.I / Coefficienti parziali SLU NTC Tab. 2.6.I**

3.5 Tragswerkskonzept und Belastungszustände / Concetto strutturale e sollecitazioni

3.5.1 Material, Tragsystem und Modellierung / Materiali, sistema strutturale e modello di calcolo

Die neuenTragwerksbereiche werden in Stahlbeton-Skelettbauweise ausgeführt.

Der vertikale Lastabtrag erfolgt durch Stahlbetonstützen und diverse Wandscheiben.

Die globale Gebäudeaussteifung erfolgt duch die errichtung eines zweiten Kernes (neues nördliches Treppenhaus) sowie mehrere neue Wandscheiben.
Die zu erhaltende Gebäudehülle übernimmt keine Tragfunktion für das neue Tragwerk.

Gli nuovi elementi strutturali sono eseguiti in CA con sistema a scheletro.

In verticale, i carichi vengono derivati da pilastri in CA e panelli di parete.

L'irrigidamento globale avviene tramite la costruzione di un secondo nucleo (nuovo vano scala nord-ovest) e vari pareti nuovi in CA.
L'involucro esistente che viene conservato non assume alcuna funzione portante per la nuova struttura.

Eine ausreichende Entkoppelung für Belastungen aus Temperaturbeanspruchung, Langzeitverformungen oder wo notwendig geeigneter Verbund, insbesondere für den Erdbebenfall zur Vermeidung von Anpralllasten im Schwingungsfall, zwischen neuen und alten Strukturen (fassade) ist im Zuge der weiteren Planung sowie konstruktiv vorzusehen (vgl. NTC 7.2.2).

Per evitare carichi derivanti da deformazioni di temperatura, deformazione dei materiali a lungho termine e fenomini di martellamento in caso di sisma, sono da prevedere sistemi di sganciamento o ove neccessario collegamento adatto tra struttura vecchia (facciate), sono da prevedere in modo costruttivo e in ambito della progettazione successiva (vedi NTC 7.2.2)

Die verwendten Materialien für alle neuen Strukturen sind:

I materiali utilizzati per tutte le strutture nuove sono:

Beton C30/37 (Fundamente C25/30) und Baustahl B450C.

CLS C30/37 (per fondazioni C25/30) e acciaio B450C.

.

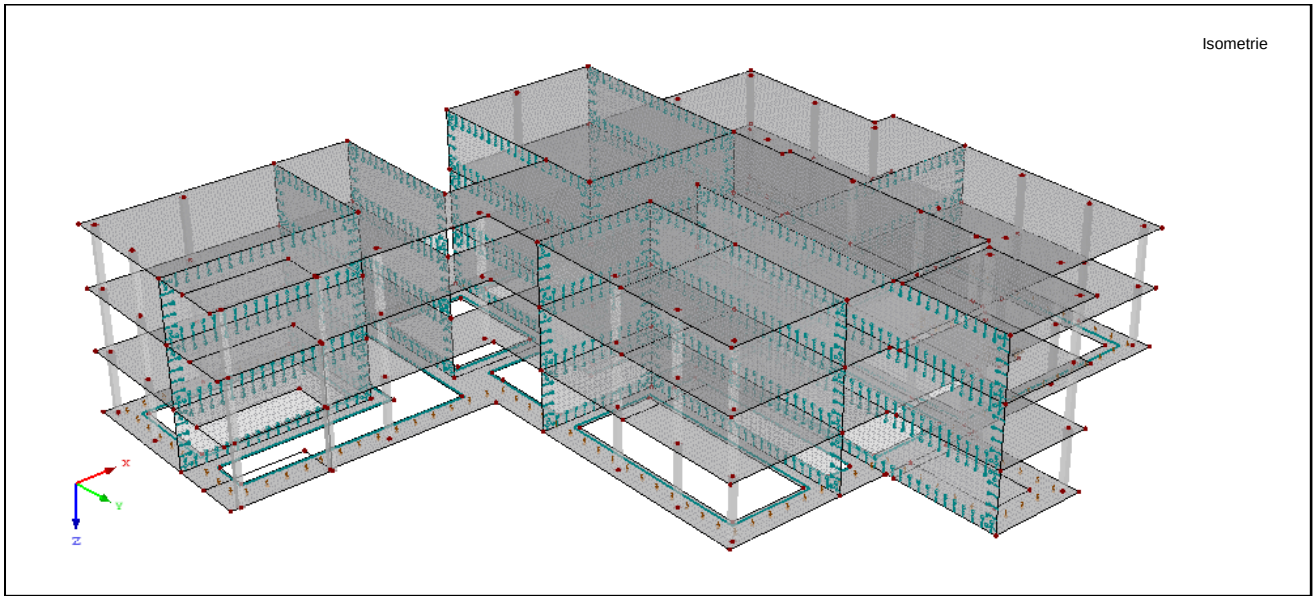


Fig. 3: 3D-Model Tragwerk / Modello 3D struttura

3.5.2 Gründung / Fondazioni

POS F01 - Streifenundamente

Unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Kapitel 3.4 ergeben sich für das Gesamttragwerk die folgenden Hauptergebnisse:

POS F01 – Fondazioni lineari

Considerando le sollecitazioni della struttura secondo capo 3.4, si assumono i seguenti risultati principali per la struttura globale:

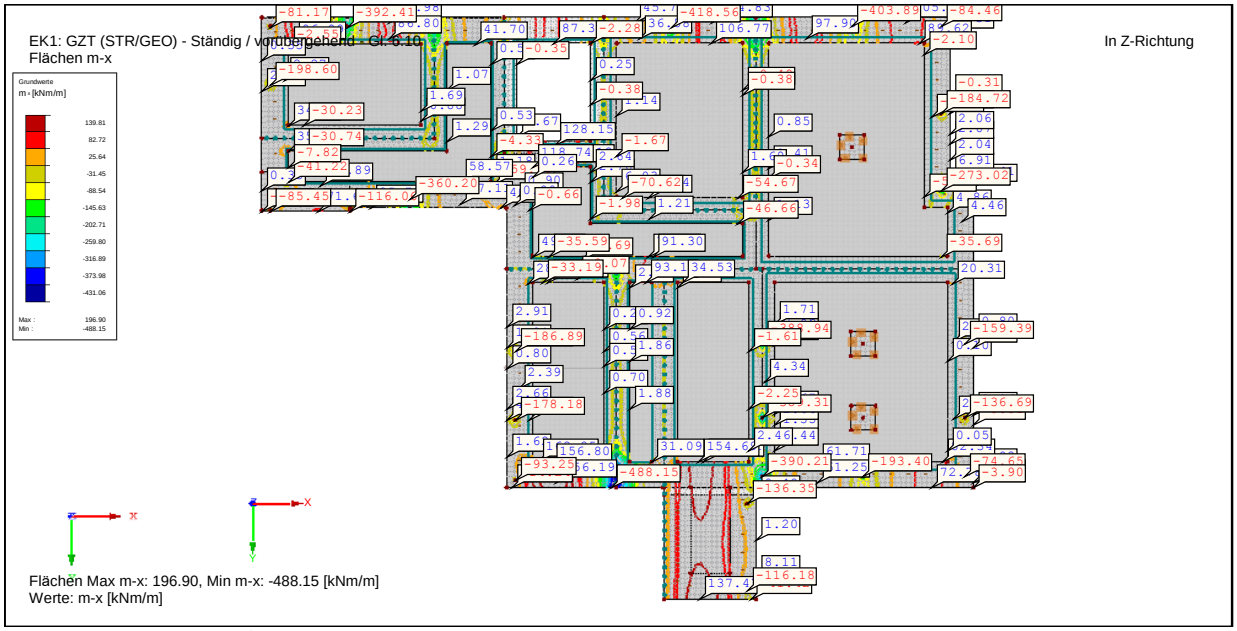


Fig. 4 Grundschnittgrößen m_x Fundamente im GZT / Sollecitazioni m_x Fondazioni SLU

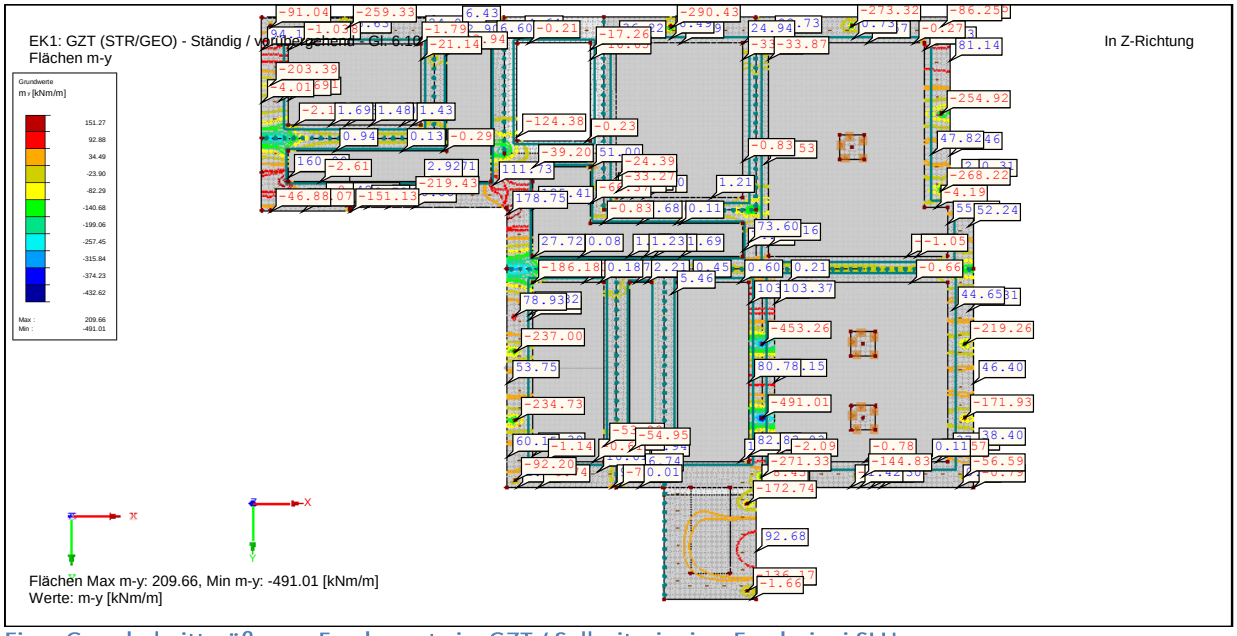


Fig. 5 Grundschnittgrößen m_y Fundamente im GZT / Sollecitazioni m_y Fondazioni SLU

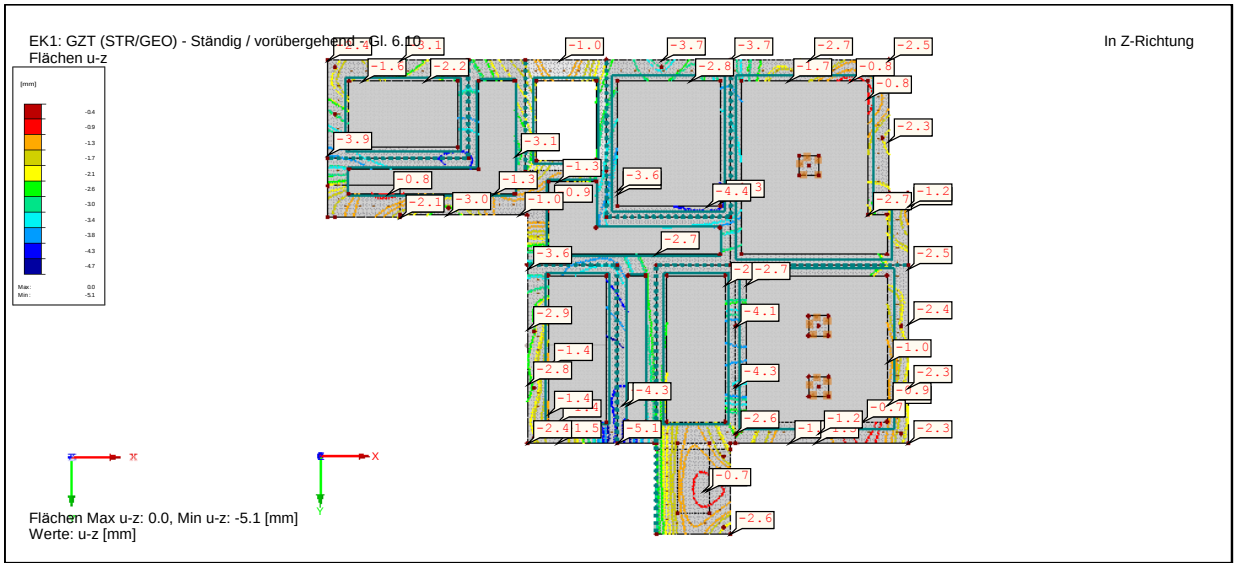


Fig. 6: Lokale Verformungen u_z Fundamente im GZT / Deformazioni locali u_z delle fondazioni SLU

POS F01 – Fundamente / Bodenpressung

Das Gebäude gründet auf tragfähigem Untergrund. Die zulässige Bodenpressung kann zu 300 kN/m² angenommen werden. Sollten sich im zuge der weiteren Planung und geotechnischen Erukundungen herausstellen, dass nicht ausreichend tragfähige Gründungsschichten vorliegen ist für diese Bereiche aus gründungstechnischer Sicht entweder ein Bodenaustausch oder eine Bodenverbesserung erforderlich.

Die maximale Bodenpressung unter Berücksichtigung der elastischen Bettung und Lastverteilung ergibt sich zu 290,70 kN /m² im GZT (GEO 227,00 kN/m²).

Gewählte Abmessung maßgebendes Einzelfundament: 2,5 x 2,5 m.

POS F01 – Fondazioni / Pressione ammissibile

L'edificio é basato su terreno consolidato. La pressione ammissibile puó essere considerata con 300 kN/m². Se in ambito delle progettazioni futuri o indagini geotecniche dovessero emergere strati di terreno non consolidati, dal punto di vista strutturale e di fondazione, questi sono da restituire o consolidare.

La pressione massima considerando la reazione elastica del terreno e la ripartizione del carico viene calcolata con 290,70 KN/m² negli SLU (GEO 227,00 kN/m²).

Dimensione plilnto singolo determinante: 2,5 x 2,5 m.

3.5.1 Horizontale Strukturen / Strutture orizzontali

POS D01 – Decke über Untergeschoß

Unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Kapitel 3.4 ergeben sich für das Bauteil im Gesamttragwerk die folgenden Hauptergebnisse:

POS D01 – Solaio sopra piano interrato

Considerando le sollecitazioni della struttura secondo capo 3.4, si assumono i seguenti risultati principali per la struttura globale:

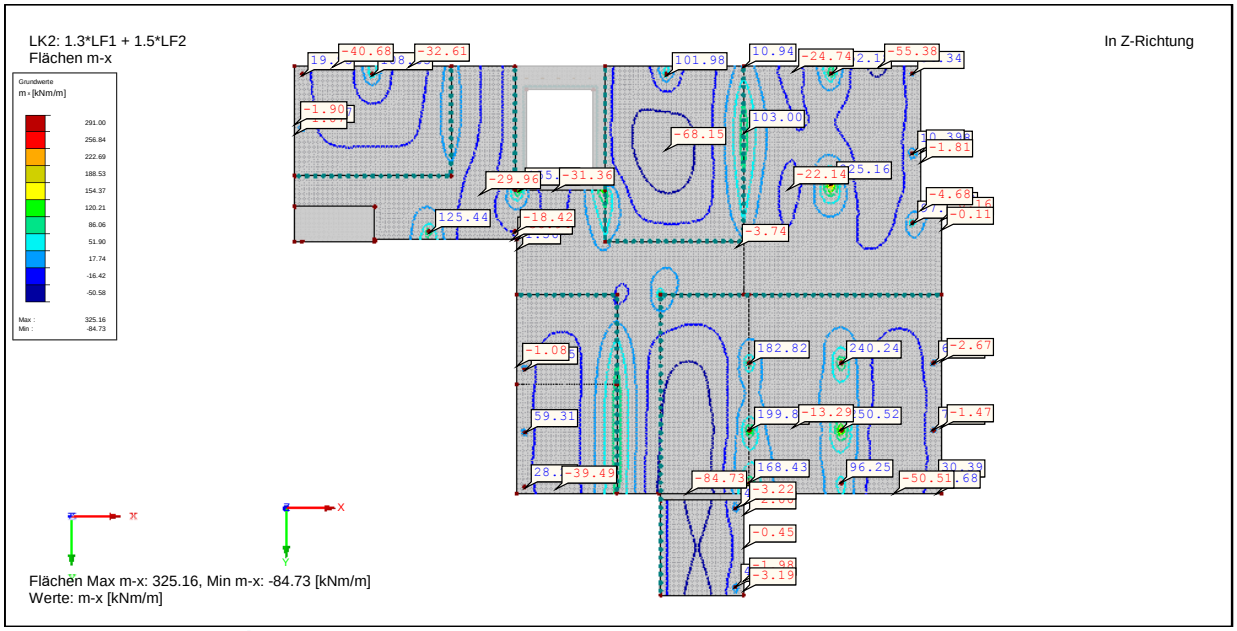


Fig. 7 Grundschnittgrößen m_x Decke über UG im GZT / Sollecitazioni m_x solaio sopra piano interrato SLU

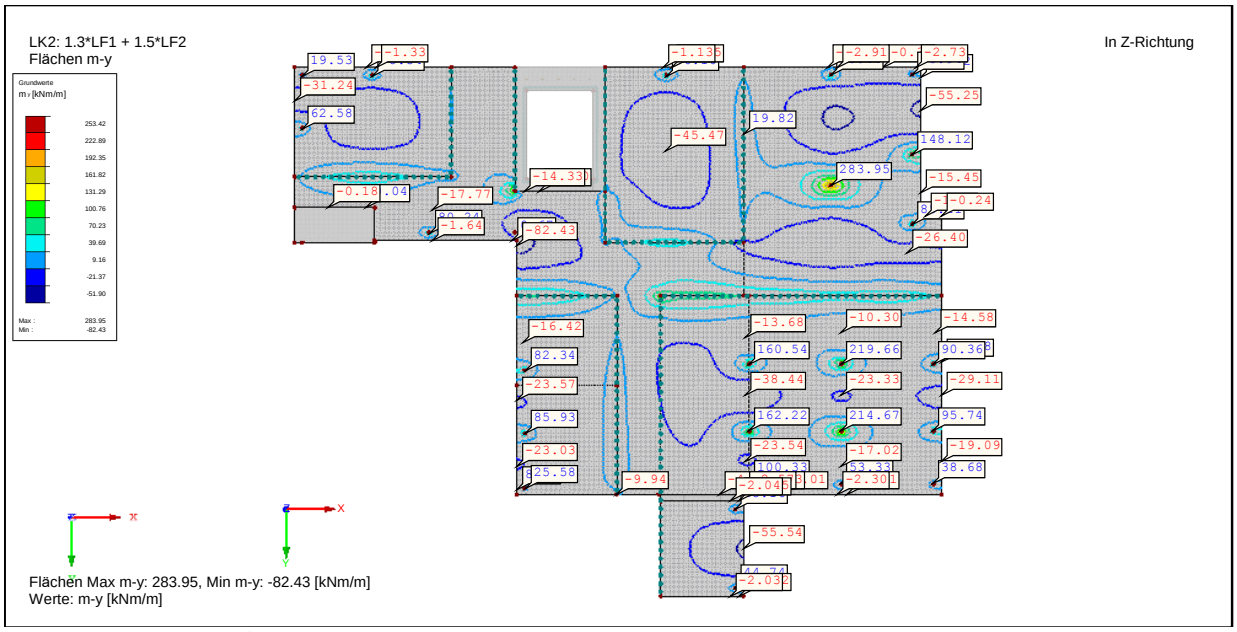


Fig. 8 Grundschnittgrößen m_y Decke über UG im GZT / Sollecitazioni m_y solaio sopra piano interrato SLU

POS D02 – Decke über Erdgeschoß

Unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Kapitel 3.4 ergeben sich für das Bauteil im Gesamttragwerk die folgenden Belastungszustände:

POS D02 – Solaio sopra piano interrato

Considerando le sollecitazioni della struttura secondo capo 3.4, si assumono i seguenti risultati principali per la struttura globale:

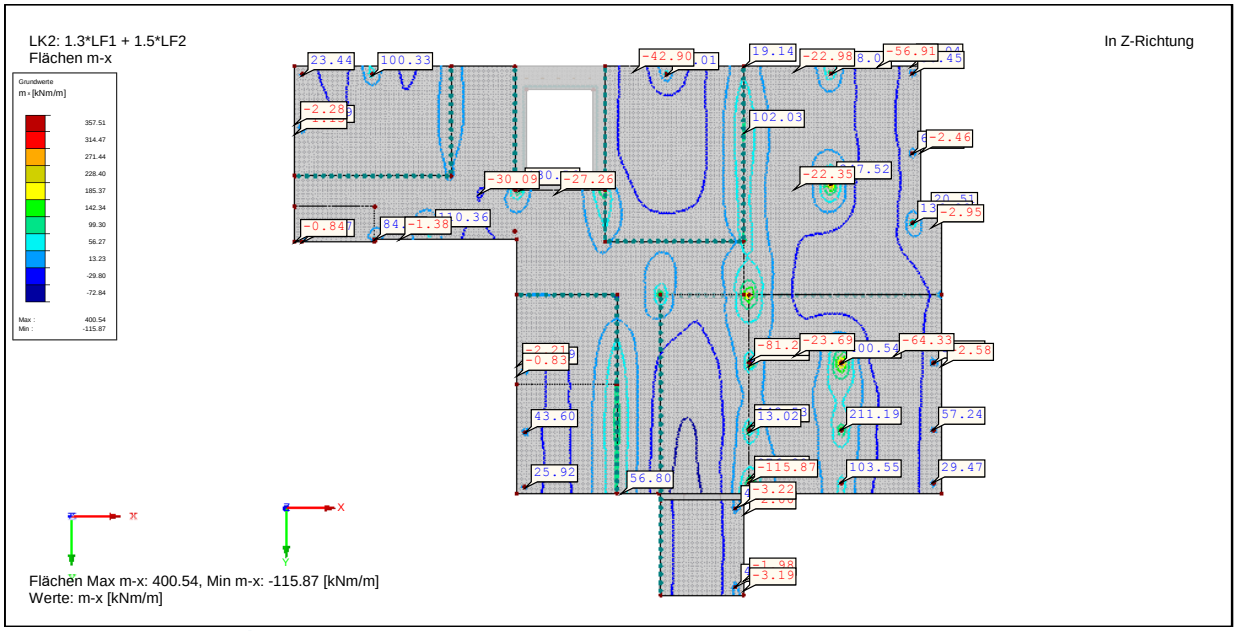


Fig. 9 Grundschnittgrößen m_x Decke über EG im GZT / Sollecitazioni m_x solaio sopra pianoterra SLU

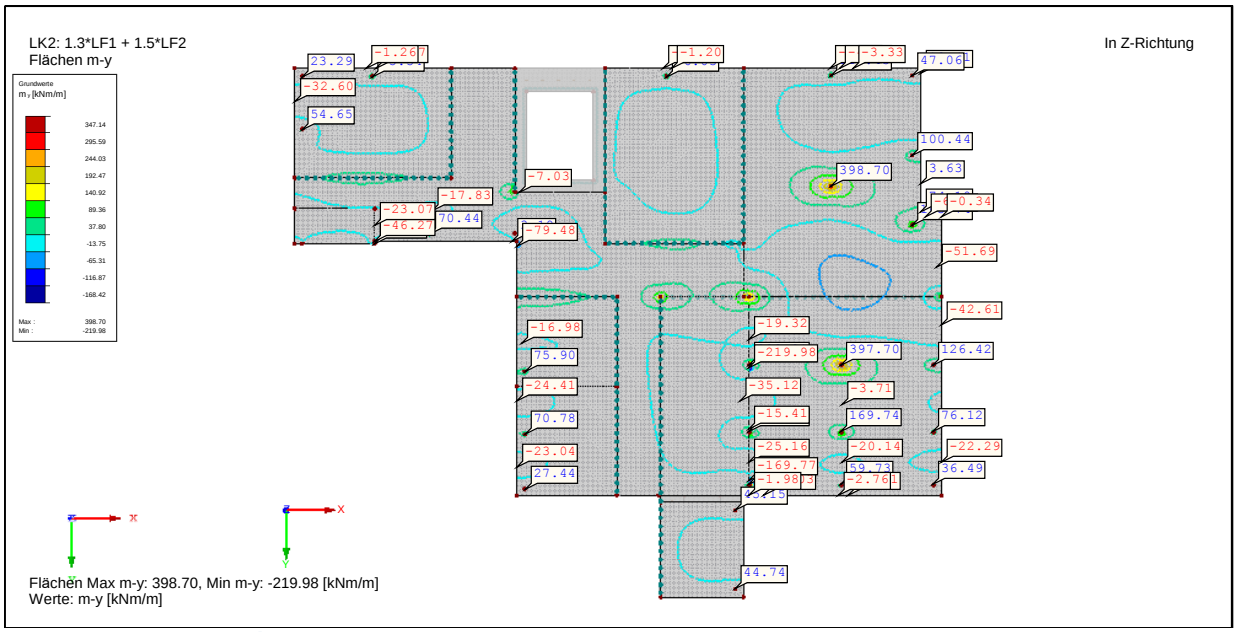


Fig. 10 Grundschnittgrößen m_y Decke über EG im GZT / Sollecitazioni m_y solaio sopra pianoterra SLU

POS D03 – Decke über 1.Obergeschoß/Dach

Unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Kapitel 3.4 ergeben sich für das Bauteil im Gesamttragwerk die folgenden Belastungszustände:

POS D03 – Solaio sopra 1. piano/tetto

Considerando le sollecitazioni della struttura secondo capo 3.4, si assumono i seguenti risultati principali per la struttura globale:

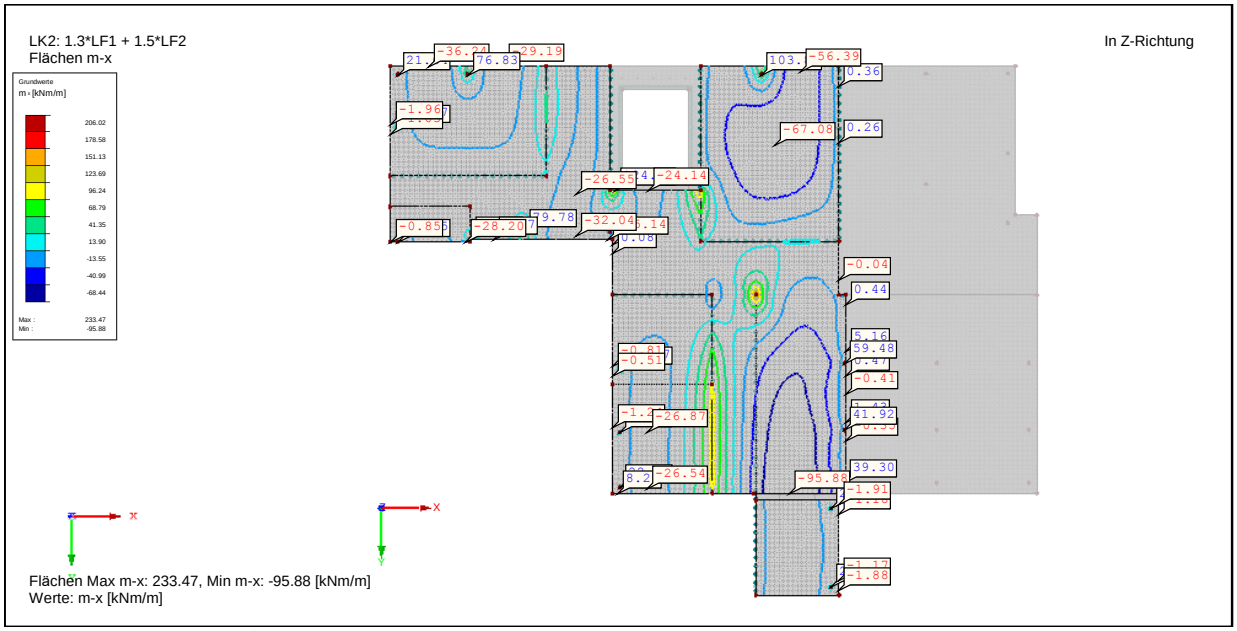


Fig. 11 Grundschnittgrößen m_x Decke über OG im GZT / Sollecitazioni m_x solaio sopra piano/tetto SLU

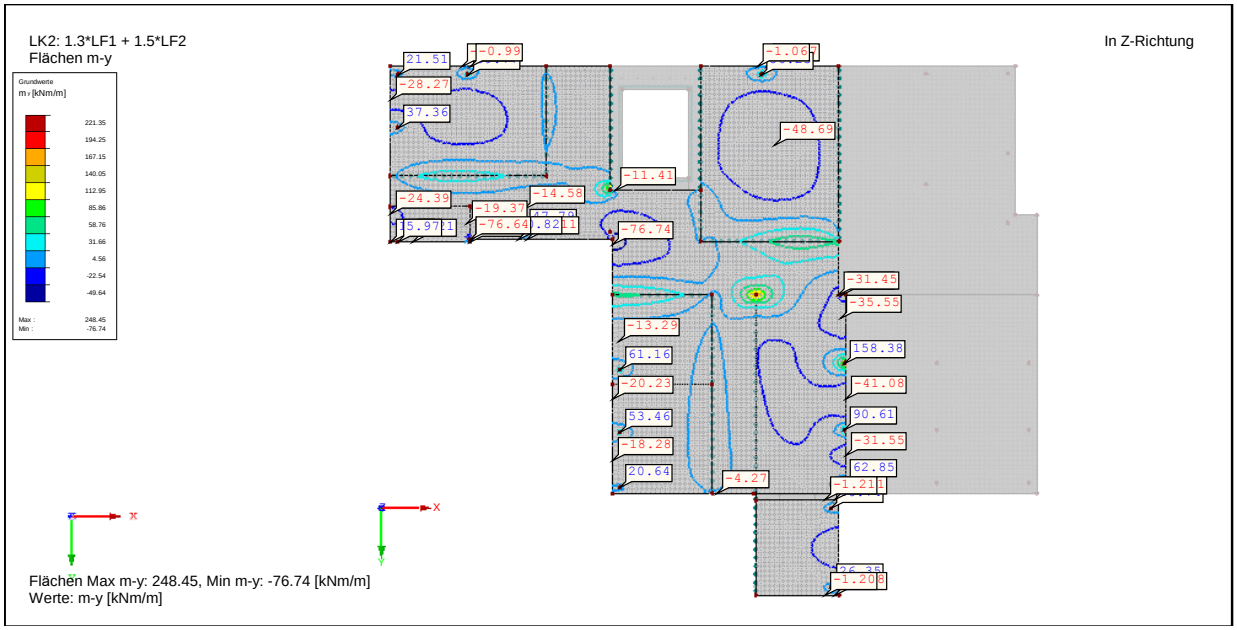


Fig. 12 Grundschnittgrößen m_y Decke über OG im GZT / Sollecitazioni m_y solaio sopra 1. piano/tetto SLU

3.5.2 Vertikale Strukturen / Strutture verticali

POS S01 – Stütze UG

Unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Kapitel 3.4 ergeben sich für die maßgebenden Bauteile im Gesamttragwerk die folgenden Belastungszustände:

POS S01 – Pilastro piano interrato

Considerando le sollecitazioni della struttura secondo capo 3.4, si assumono i seguenti risultati principali per la struttura globale:

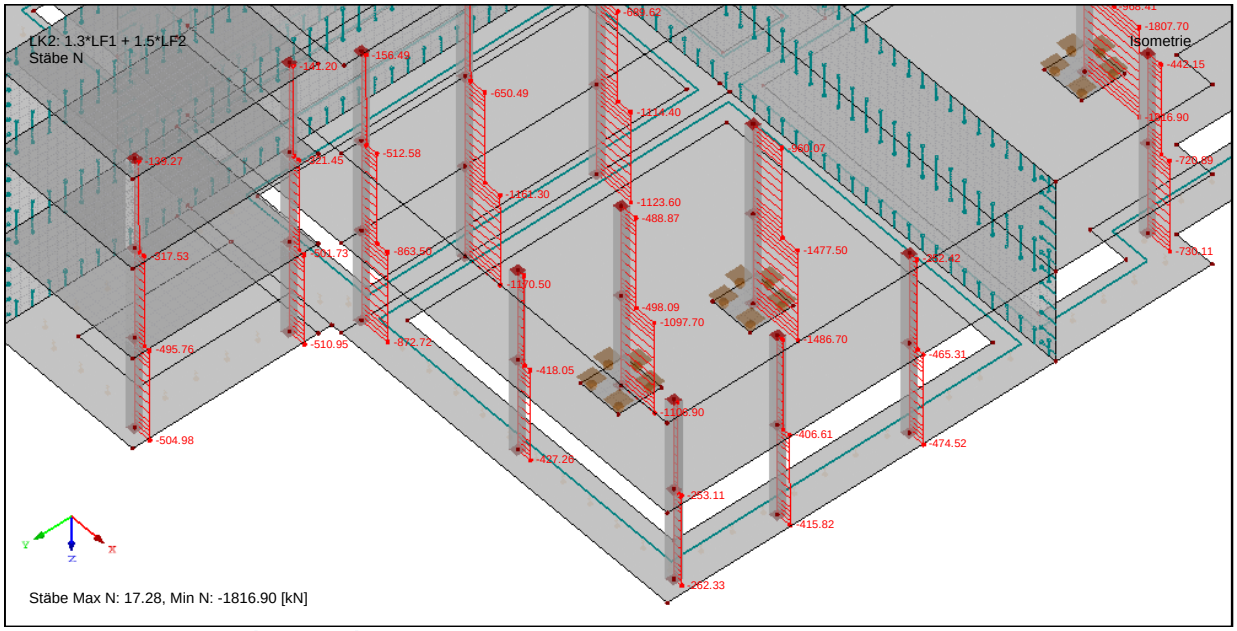


Fig. 13 Grundschnittgrößen N maßgebende Stützen Süd-ost im GZT / Sollecitazioni N pilastri determinanti sud-est SLU

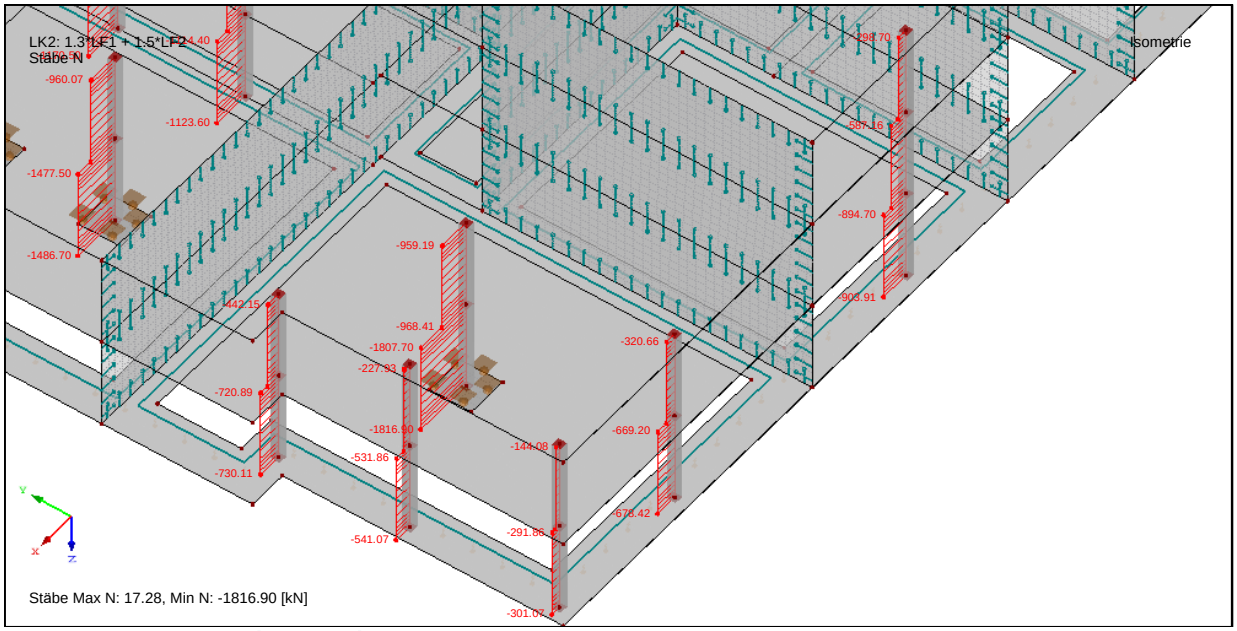


Fig. 14 Grundschnittgrößen N maßgebende Stützen Nord-ost im GZT / Sollecitazioni N pilastri determinanti nord-est SLU

3.5.3 Gebäudeaussteifung und Wandscheiben im Erdbebenfall / Irrigidamento globale e muri piani in caso di sisma

Maßgebend für die horizontale Gebäudeaussteifung ist der Erdbebenfall.

Die Gebäudeaussteifung erfolgt durch die neuen Wandscheiben in Ortbeton. Die betrachtung der Globalen Stabilität erfolgt am 3D-Model.

Lo stato limite determinante per i sistemi di irrigidamento globale é il caso di sisma.

L'irrigidamento globale avviene tramite I nuovi muri in cemento armato. L'analisi della stabilitá globale é effettuata al modello tridimensionale.

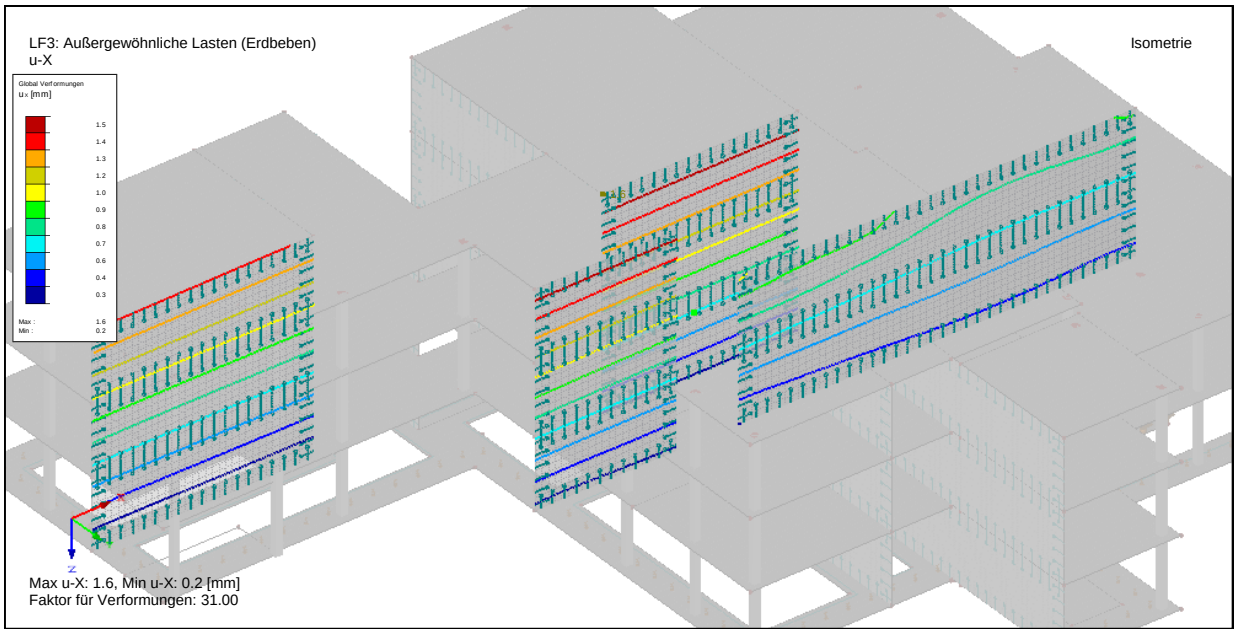


Fig. 15: Globale Aussteifung in X - Erdbebenfall / Irrigidamento globale in X in – sisma

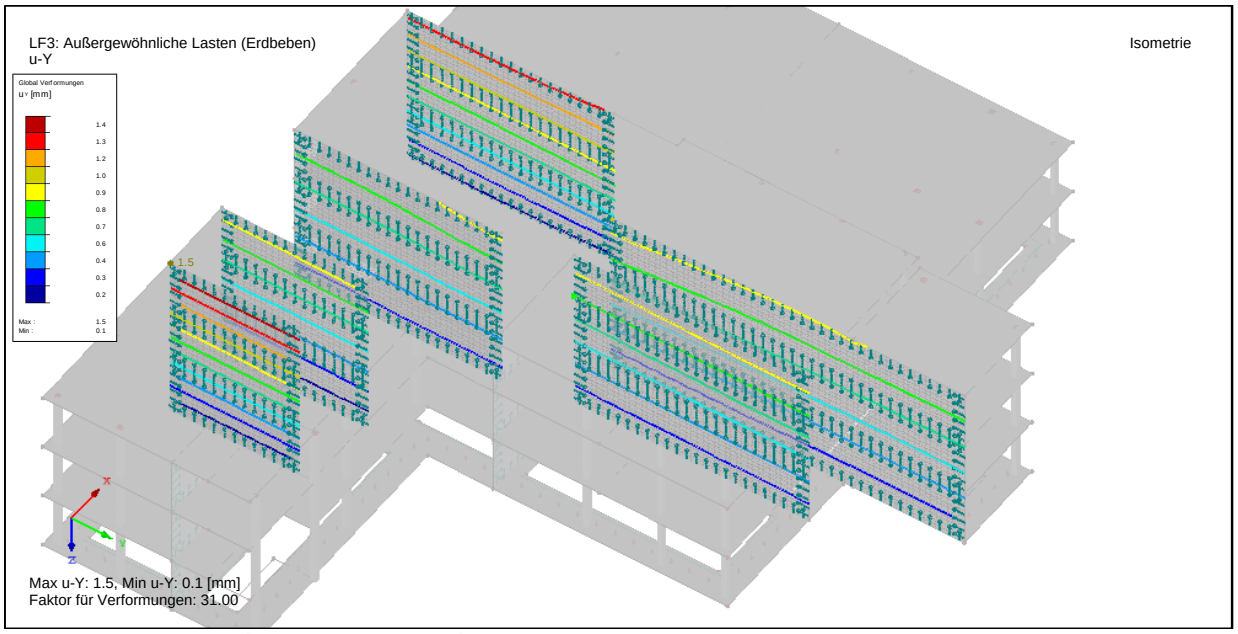


Fig. 16 Globale Aussteifung in Y - Erdbebenfall / Irrigidamento globale in Y in – sisma

3.6 Statische Vorbemessung Hauptstrukturen / Predimensionamento statico strutture principali

3.6.1 Decken / Solai

POS D01 – Decke über Untergeschoß

POS D01 – Solaio sopra piano interrato

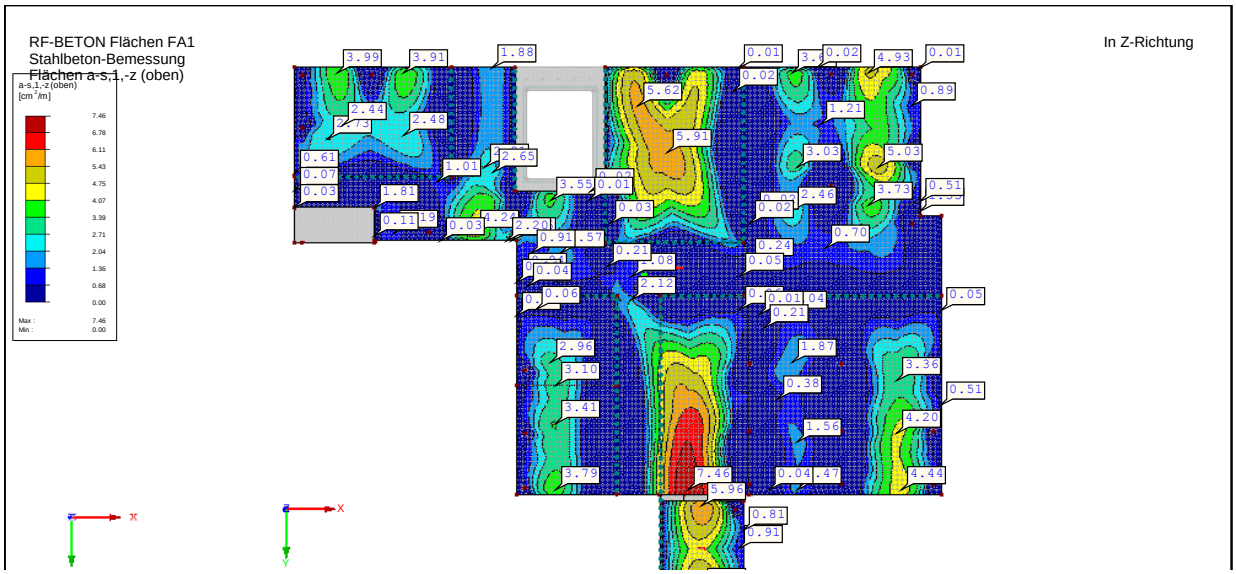


Fig. 17 Bewehrung in x-Richtung (unten) / Armatura in x (sotto)

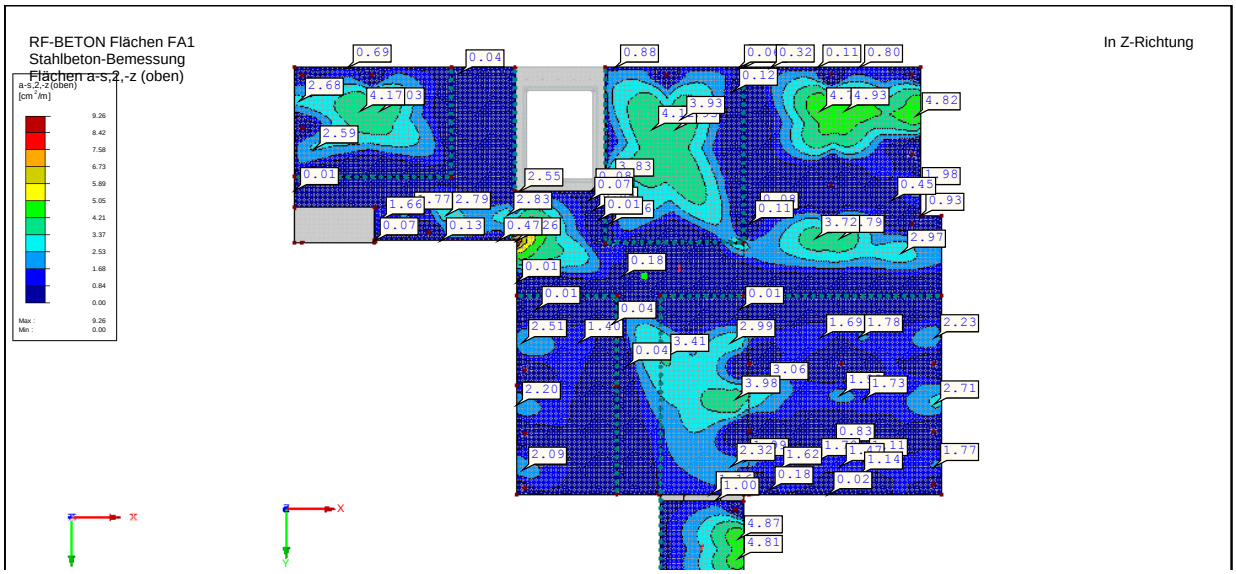


Fig. 18 Bewehrung in y-Richtung (unten) / Armatura in y (sotto)

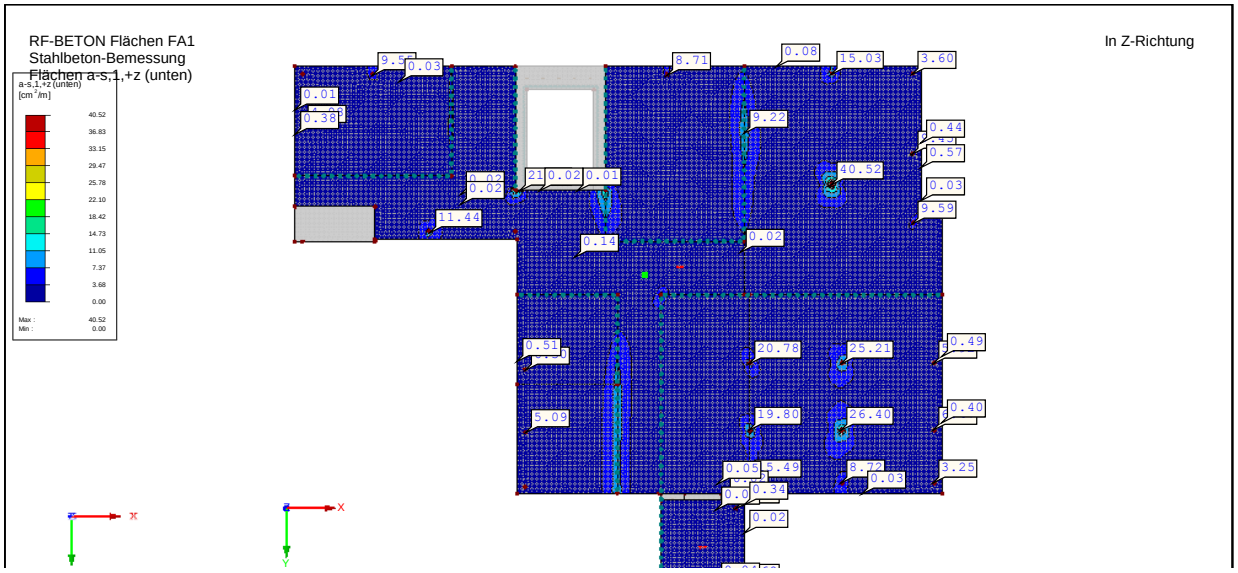


Fig. 19 Bewehrung in x-Richtung (oben) / Armatura in x (sopra)

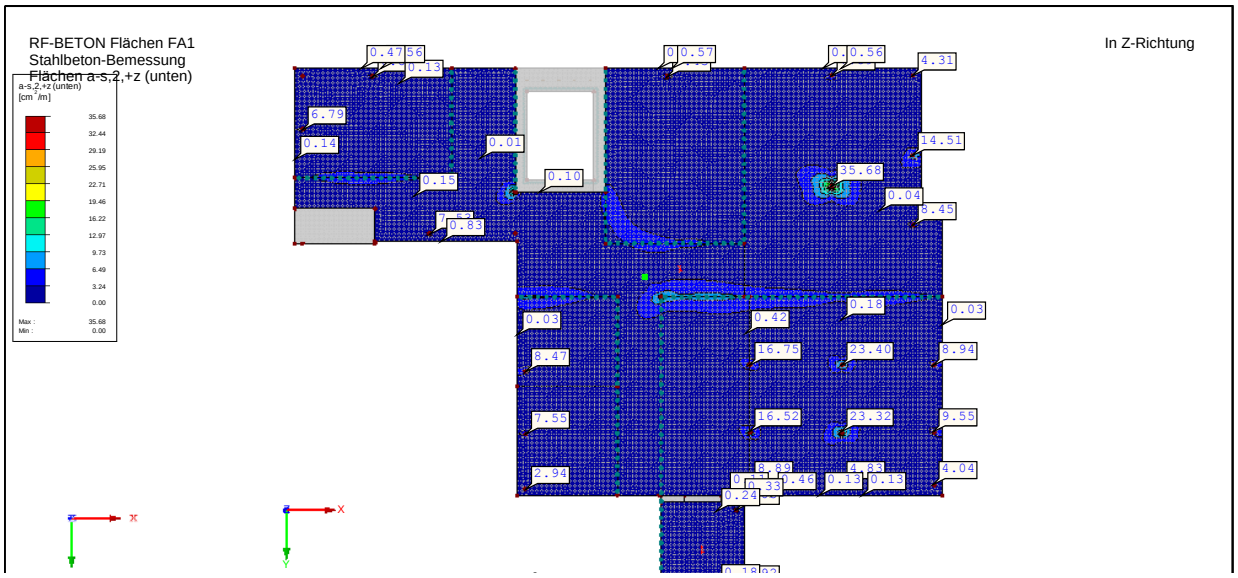


Fig. 20 Bewehrung in y-Richtung (oben) / Armatura in y (sopra)

POS D02 – Decke über Erdgeschoß POS D02 – Solaio sopra piano interrato

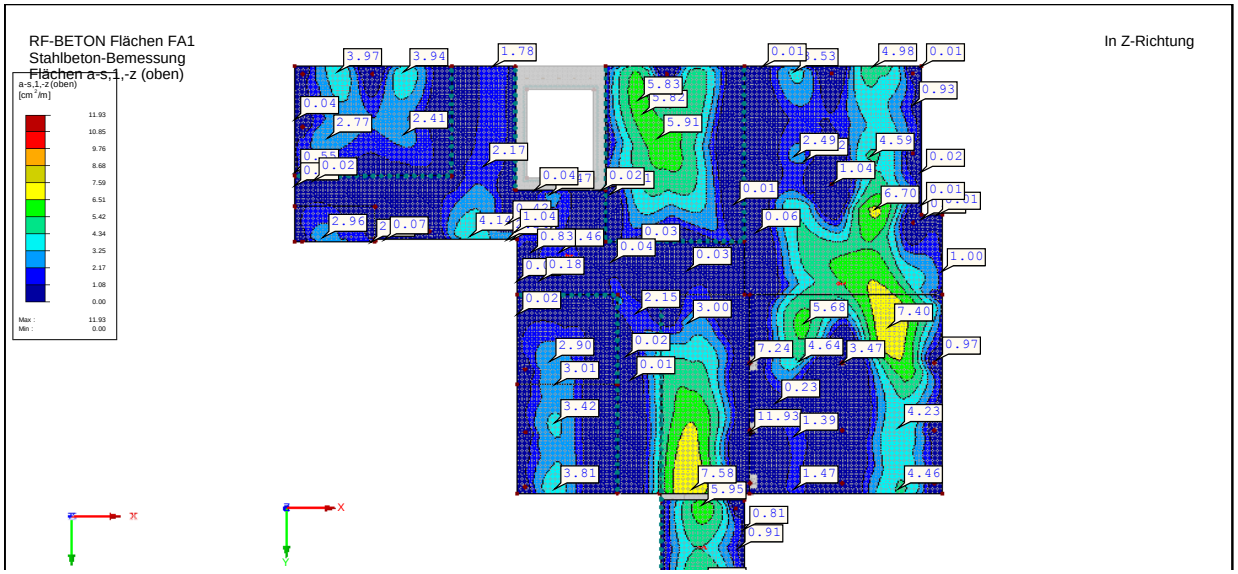


Fig. 21 Bewehrung in x-Richtung (unten) / Armatura in x (sotto)

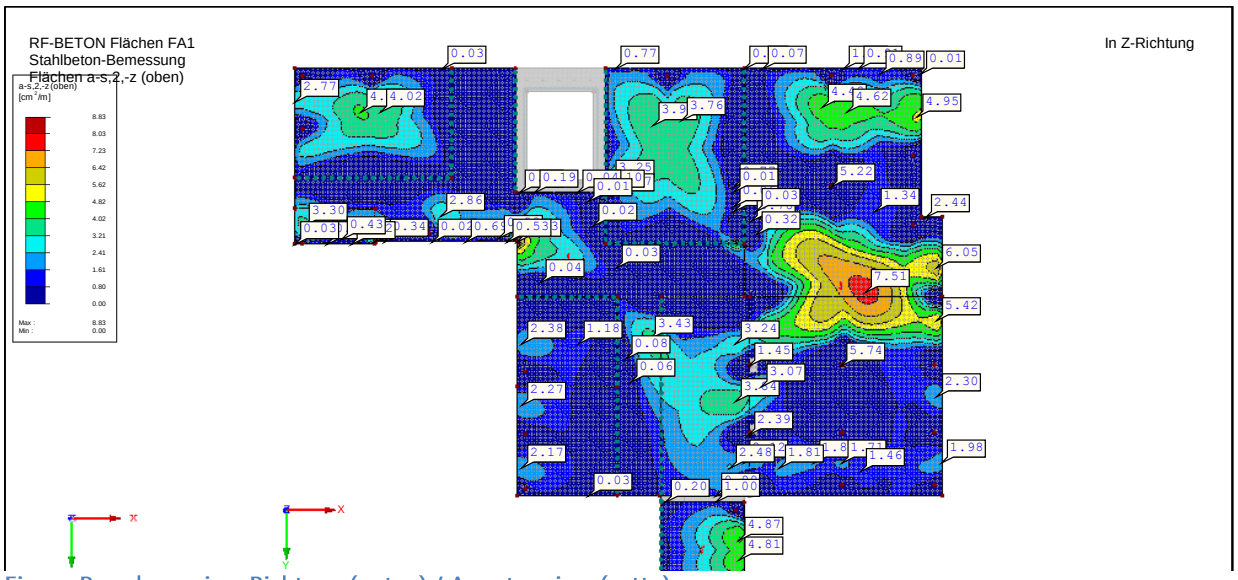


Fig. 22 Bewehrung in y-Richtung (unten) / Armatura in y (sotto)

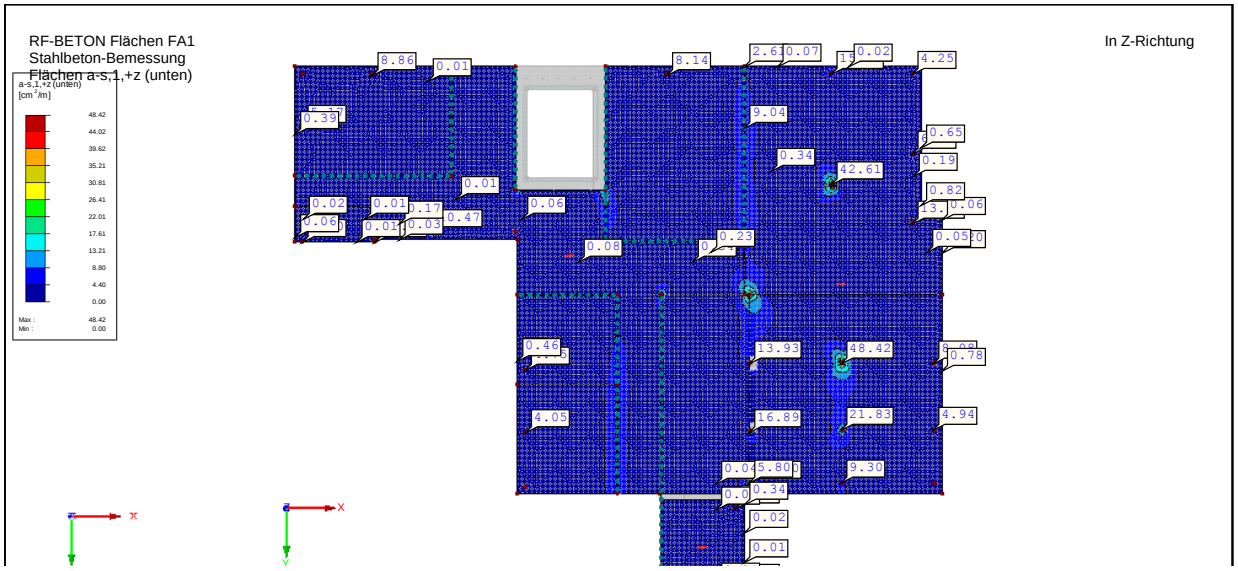


Fig. 23 Bewehrung in x-Richtung (oben) / Armatura in x (sopra)

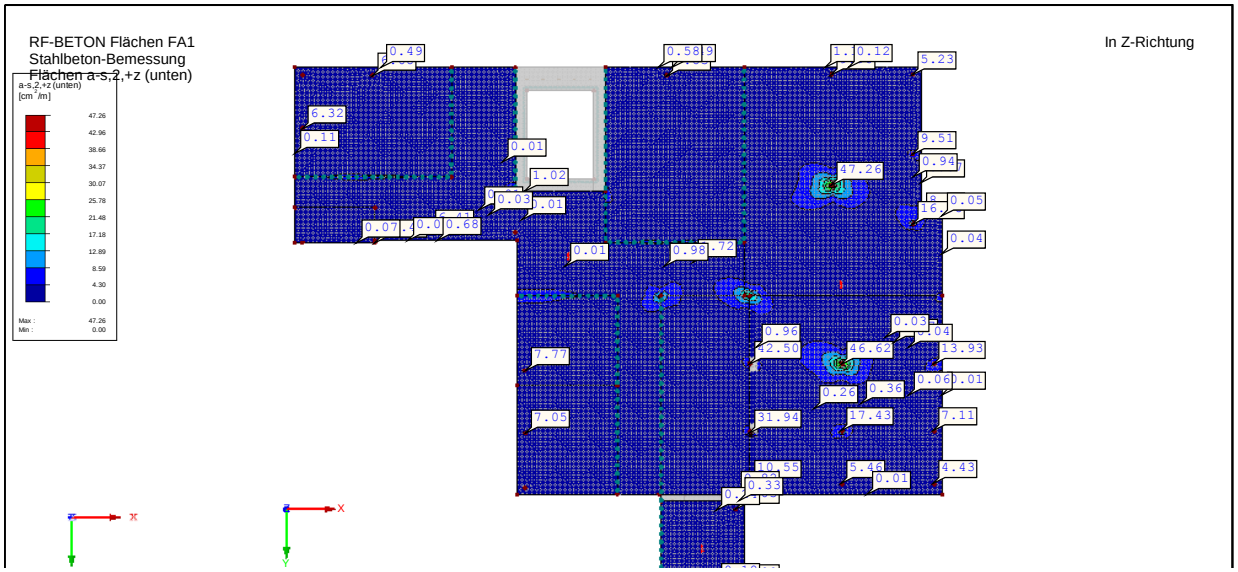


Fig. 24 Bewehrung in y-Richtung (oben) / Armatura in y (sopra)

POS D03 – Decke über 1.Obergeschoß/Dach POS D03 – Solaio sopra 1. piano/tetto

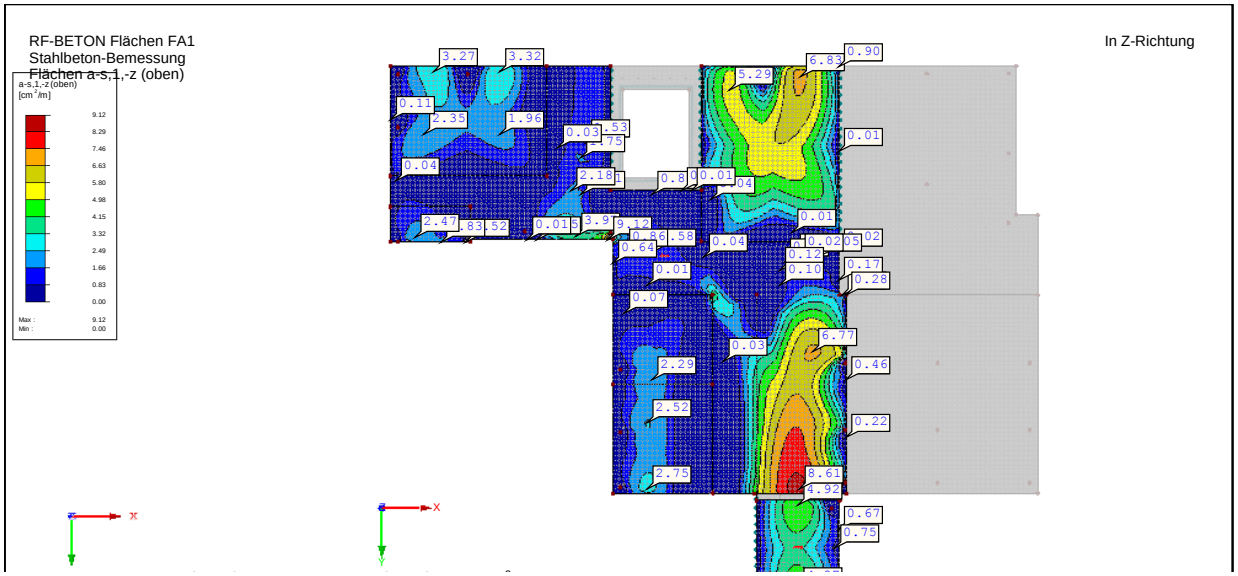


Fig. 25 Bewehrung in x-Richtung (unten) / Armatura in x (sotto)

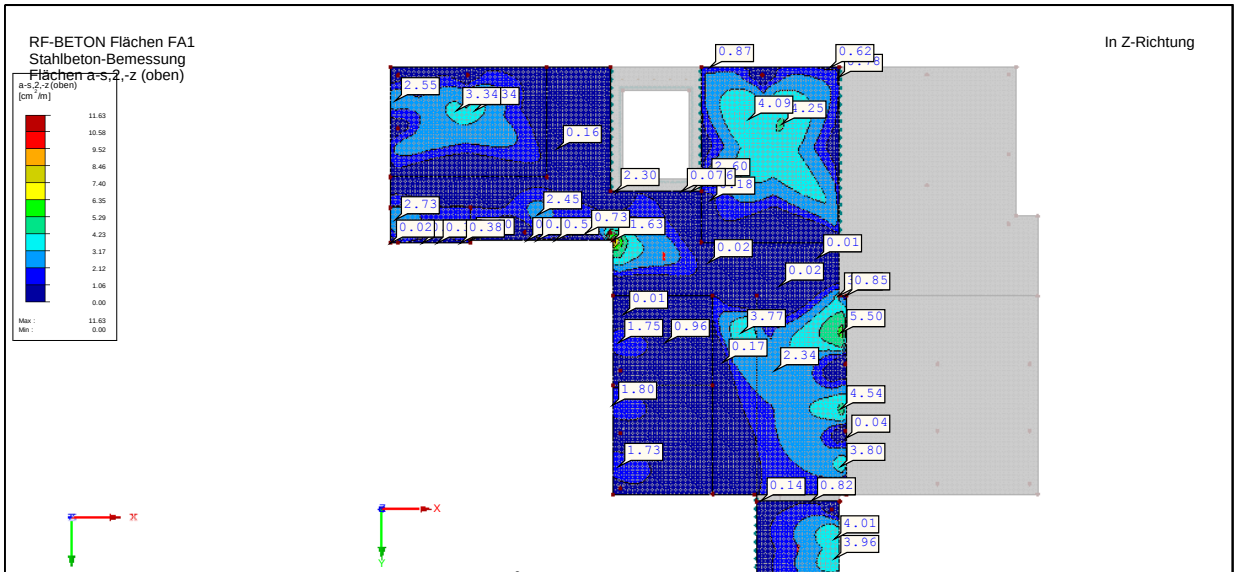


Fig. 26 Bewehrung in y-Richtung (unten) / Armatura in y (sotto)

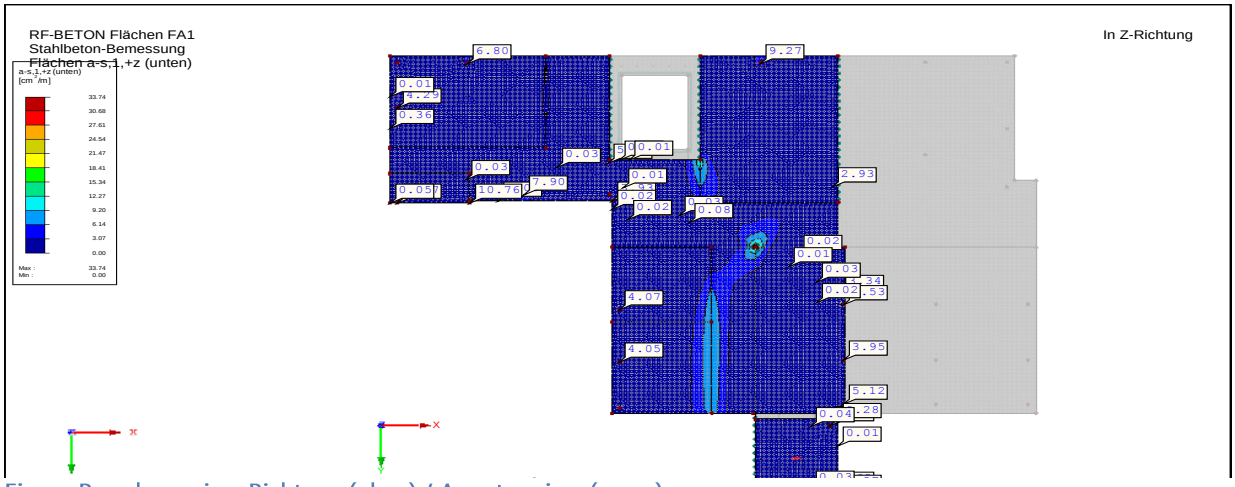


Fig. 27 Bewehrung in x-Richtung (oben) / Armatura in x (sopra)

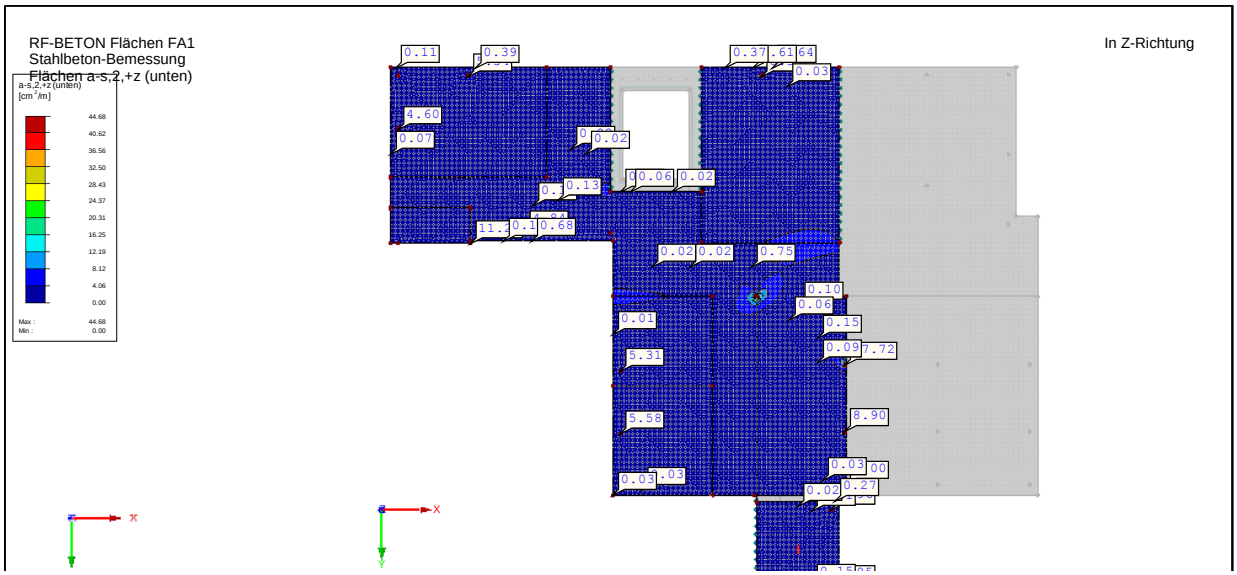


Fig. 28 Bewehrung in y-Richtung (oben) / Armatura in y (sopra)

3.6.2 Maßgebende Details Durchstanzen / Dettagli Punzonamento

Die Durchstanznachweise werden mit der Software Halfen HDB 12.21 geführt. Zusätzlich erfolgt eine Plausibilitätskontrolle mit MS Excel (Berechnung lt. 3.1)

Le verifiche a punzonamento sono eseguite usando il software Halfen HDB 12.21. In piú, i resultati vengono verificati su plausibilitá (calcolo MS-Excel secondo 3.1)

POS D01 – Decke über Untergeschoß

POS D01 – Solaio sopra piano interrato

BLS.
Südtirol · Alto Adige

Projekt:	Ex Mensa Speedline
Datum:	18.02.2016
Bearbeiter:	

POSIZIONE / POSITION: D01 / S01
Nachweis gegen Durchstanzen für Decken / Platten

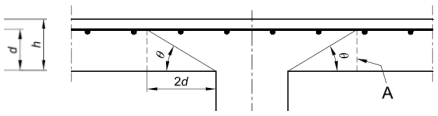
Materialien						
Betonfestigkeitsklasse		C30/37				
	f_{ck}	30,00	N/mm²			
	f_{cd}	17,00	N/mm²			
Durchstanzbewehrung		B450C				
	f_{ywd}	391,30	N/mm²			
Längsbewehrung mit Verbund						
		Zugbewehrung	Abstand [cm]	[cm²/m]	[cm²/m]	
Zugbewehrung in x - Richtung	A_{s1}^{+}	ø 12	/ 10,0 cm	11,31	11,31	
		---	---	0,00		
Zugbewehrung in y - Richtung	A_{s2}^{+}	ø 12	/ 10,0 cm	11,31	11,31	
		---	---	0,00		

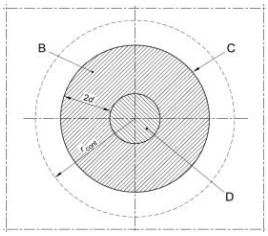
Auflagerreaktion	V_{Ed}	839,29	kN			
Längskraft	$N_{Ed,x}$	0,00	kN	$N_{Ed,y}$	0,00	kN
	$A_{c,x}$	269000,00	mm²	$A_{c,y}$	257000,00	mm²
	$\sigma_{cp,x}$	0,00	N/mm²	$\sigma_{cp,y}$	0,00	N/mm²
Normalspannungen im Beton	σ_{cp}	0,00	N/mm²			

Geometrische Randbedingungen

Decke			
Höhe Decke	h	300	mm
Betondeckung oben	c_{sup}	25	mm
Statische Nutzhöhe 1. Richtung	d_x	269	mm
Statische Nutzhöhe 2. Richtung	d_y	257	mm
Effektive stat. Nutzhöhe	d_{eff}	263	mm
Bewehrungsgrad in x - Richtung	ρ_{lx}	0,4204%	
Bewehrungsgrad in y - Richtung	ρ_{lx}	0,4401%	
	$\rho_{l,calc}$ =	0,4301%	≤ 2,00%
Bewehrungsgrad	ρ_l	0,4301%	

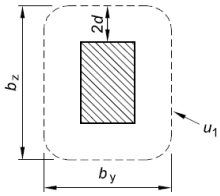
Für c1 und c2 die effektiven Stützenmaße eingeben! 2 ist parallel zu Außenkante falls Randstütze

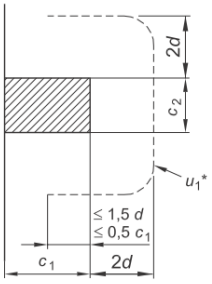




Auflagerbedingungen

Stütze	Rechteck		
Durchmesser Rundstütze	ø		mm
Länge Rechteckstütze	c_1	400	mm
Breite Rechteckstütze	c_2	400	mm
Berechnungslänge	c_1'	400	mm
Berechnungsbreite	c_2'	400	mm
Stützenumfang	u_0	1600	mm





Schwächungen / Durchbrüche

Eingabe	Manuell			Δu_o	0 mm
				Δu_{crit}	0 mm
Form der Öffnung	Rechteck				
Stützenposition	Innen				
Empfohlener Beiwert	β	1,15			
Bemessungswert der Durchstanzkraft	$V_{Ed,max}$	965,18	kN		
Spannung im kritischen Rundschnitt	v_{Ed}	0,75	N/mm²	$v_{ED}=\beta \cdot V_{Ed}/(u_1 \cdot d)$	

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$

$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$	$C_{Rd,c}$	0,12	
$k = 1+\sqrt{(200/d)} \leq 2{,}00$	k	1,87	
	k_1	0,1	
$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,49	N/mm²
	$v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$	0,49	N/mm²
Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung	$v_{Rd,c}$	0,53	N/mm²
$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u_{crit} \cdot d_{eff}$	$V_{Rd,c}$	679,72	kN

Nachweis

v_{Ed} =	**0,75**	**N/mm²**	>	$v_{Rd,c}$ =	**0,53 N/mm²**
					Durchstanzbewehrung erforderlich

Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung

$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_{crit} \cdot d)) \cdot \sin\alpha$

Bemessungswert der Festigkeit der Durchstanzbewehrung	$f_{ywd,ef}$	315,75	N/mm²
Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenoberfläche		90	°
Radialer abstand der Bewehrungsringe (≤0,75 d)		197,25	mm
Gewählter Radialabstand	s_r	180	mm
Durchstanzbewehrung für einen radialen Ring (nicht für die gesa	$A_{sw,necc}$	6,58	cm²
Normalfall 90°			
Durchstanzwiderstand			
Faktor für maximalen Durchstanzwiederstand am kritischen Rundschnitt			
	κ	1,4315	a) 1,40 (d ≤ 200)
	ν	0,528	b) 1,65 (d ≥ 700)
Durchstanzwiderstand Stützenrundschnitt	$V_{Rd,max}(u_0)$	1888,55	kN c) interpol.
Durchstanzwiderstand krit. Rundschnitt	$V_{Rd,max}(u_{crit})$	973,02	kN
Bemessungswert der ges. aufzunehmenden Querkraft	$V_{Ed,max}$	965,18	kN
Ausnutzungsgrad		99,2%	
Äußerer Umfang, ab dem keine Durchstanzbewehrung mehr erforderlich ist			
	$u_{out,ef}$	6965	mm
Zugehöriger Radius	$r_{out,ef}$	854	mm
Neigung des äußeren Bruchkegels	k	1	
Radius des äußersten Bewehrungsrings	$r_{out,(arm.)(bew.)}$	591	mm
Radius (Abstand) erster Bewehrungsring			
(0,3 d) ≤ r_{in} ≤ (0,5 d)	79 mm	≤ r_{in} ≤	132 mm
Gewählter Wert	r_{in}	90	mm
Breite des mit Durchst. Bew. bewehrten Bereiches			
$L_{arm} = r_{out,arm} - r_{in,arm}$	L_{arm}	501	mm
Anzahl der nötigen Ringe			
$n° = L_{arm} / s_r$	$n°$	4	
Maximaler Abstand zwischen den Bewehrungsringen			
$s_t = 1{,}5d$ [cm]	s_t	395	mm
Gewählte Durchstanzbewehrung	Bügel	Abstand [cm]	
	ø 8	/ 15,0 cm	

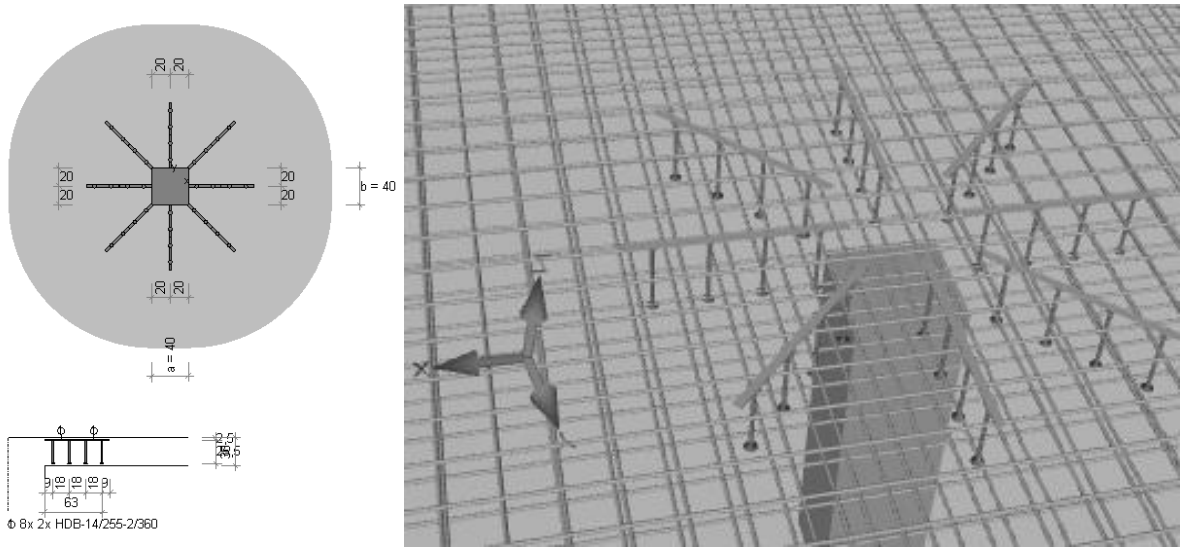


Fig. 29: Durchstanzbewehrung Decke über 1. UG / Armatura a punzonamento solaio sopra piano interrato

POS D02 – Decke über Erdgeschoß

POS D02 – Solaio sopra piano interrato

Projekt:	Ex Mensa Speedline
Datum:	18.02.2016
Bearbeiter:	

POSIZIONE / POSITION: D02 / S01

Nachweis gegen Durchstanzen für Decken / Platten

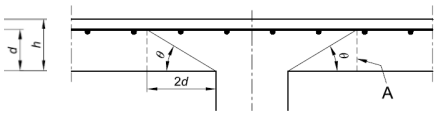
Materialien						
Betonfestigkeitsklasse		C30/37				
	f_{ck}	30,00 N/mm²				
	f_{cd}	17,00 N/mm²				
Durchstanzbewehrung		B450C				
	f_{ywd}	391,30 N/mm²				
Längsbewehrung mit Verbund						
		Zugbewehrung	Abstand [cm]	[cm²/m]	[cm²/m]	
Zugbewehrung in x - Richtung	A_{s1}^{+}	ø 14	/ 10,0 cm	15,39	15,39	
		---	---	0,00		
Zugbewehrung in y - Richtung	A_{s2}^{+}	ø 14	/ 10,0 cm	15,39	15,39	
		---	---	0,00		

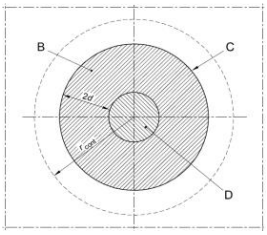
Auflagerreaktion	V_{Ed}	960,07 kN			
Längskraft	$N_{Ed,x}$	0,00 kN	$N_{Ed,y}$	0,00 kN	
	$A_{c,x}$	268000,00 mm²	$A_{c,y}$	254000,00 mm²	
	$\sigma_{cp,x}$	0,00 N/mm²	$\sigma_{cp,y}$	0,00 N/mm²	
Normalspannungen im Beton	σ_{cp}	0,00 N/mm²			

Geometrische Randbedingungen

Decke			
Höhe Decke	h	300	mm
Betondeckung oben	c_{sup}	25	mm
Statische Nutzhöhe 1. Richtung	d_x	268	mm
Statische Nutzhöhe 2. Richtung	d_y	254	mm
Effektive stat. Nutzhöhe	d_{eff}	261	mm
Bewehrungsgrad in x - Richtung	ρ_{lx}	0,5744%	
Bewehrungsgrad in y - Richtung	ρ_{lx}	0,6061%	
	$\rho_{l,calc}$ =	0,5900%	≤ 2,00%
Bewehrungsgrad	ρ_l	0,5900%	

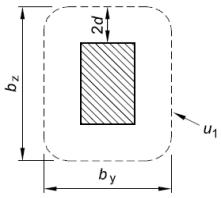
Für c1 und c2 die effektiven Stützenmaße eingeben! 2 ist parallel zu Außenkante falls Randstütze

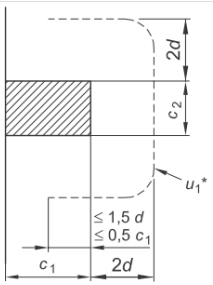




Auflagerbedingungen

Stütze	Rechteck		
Durchmesser Rundstütze	ø		mm
Länge Rechteckstütze	c_1	400	mm
Breite Rechteckstütze	c_2	400	mm
Berechnungslänge	c_1'	400	mm
Berechnungsbreite	c_2'	400	mm
Stützenumfang	u_0	1600	mm





Schwächungen / Durchbrüche

Eingabe	Manuell			Δu_o	0 mm
				Δu_{crit}	0 mm
Form der Öffnung	Rechteck				
Stützenposition	Innen				
Empfohlener Beiwert	β	1,15			
Bemessungswert der Durchstanzkraft	$V_{Ed,max}$	1104,08	kN		
Spannung im kritischen Rundschnitt	v_{Ed}	0,87	N/mm²	$v_{ED}=\beta\cdot V_{Ed}/(u_1\cdot d)$	

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

$v_{Rd,c} = C_{Rd,c}\cdot k\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3} + k_1\cdot\sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1\cdot\sigma_{cp})$

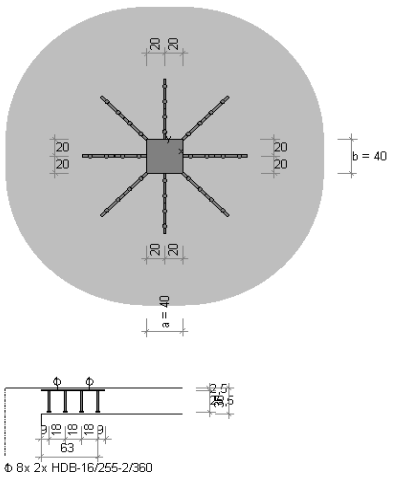
$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$	$C_{Rd,c}$	0,12	
$k = 1+\sqrt{(200/d)} \leq 2{,}00$	k	1,88	
	k_1	0,1	
$v_{min} = 0{,}035\cdot k^{3/2}\cdot f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,49	N/mm²
	$v_{min} + k_1\cdot\sigma_{cp}$	0,49	N/mm²
Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung	$v_{Rd,c}$	0,59	N/mm²
$V_{Rd,c} = v_{Rd,c}\cdot u_{crit}\cdot d_{eff}$	$V_{Rd,c}$	746,98	kN

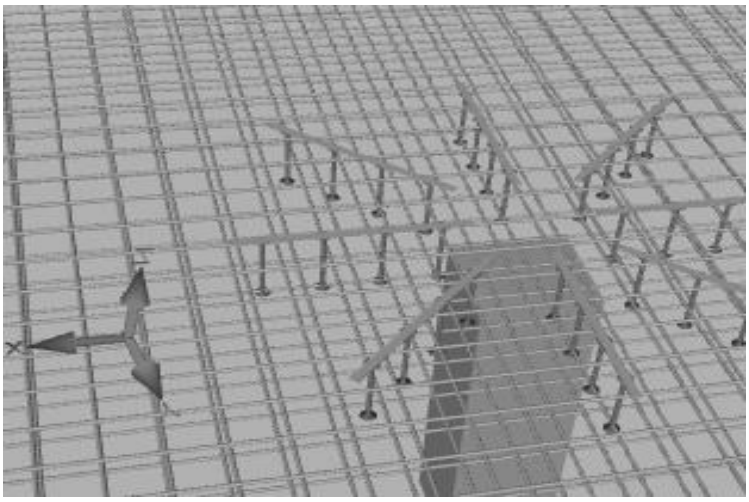
Nachweis					
	v_{Ed} =	0,87 N/mm²	>	$v_{Rd,c}$ =	0,59 N/mm²

Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung

$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_{crit} \cdot d)) \cdot \sin\alpha$

Bemessungswert der Festigkeit der Durchstanzbewehrung	$f_{ywd,ef}$	315,25	N/mm²	
Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenoberfläche		90	°	
Radialer abstand der Bewehrungsringe (≤ 0,75 d)		195,75	mm	
Gewählter Radialabstand	s_r	180	mm	
Durchstanzbewehrung für einen radialen Ring (nicht für die gesa	$A_{sw,necc}$	7,93	cm²	
Normalfall 90°				
Durchstanzwiderstand				
Faktor für maximalen Durchstanzwiederstand am kritischen Rundschnitt				
	κ	1,4305		a) 1,40 (d ≤ 200)
	ν	0,528		b) 1,65 (d ≥ 700)
Durchstanzwiderstand Stützenrundschnitt	$V_{Rd,max}(u_0)$	1874,19	kN	c) interpol.
Durchstanzwiderstand krit. Rundschnitt	$V_{Rd,max}(u_{crit})$	1068,55	kN	
Bemessungswert der ges. aufzunehmenden Querkraft	$V_{Ed,max}$	1104,08	kN	
Ausnutzungsgrad		103,3%		
Äußerer Umfang, ab dem keine Durchstanzbewehrung mehr erforderlich ist				
	$u_{out,ef}$	7213	mm	
Zugehöriger Radius	$r_{out,ef}$	893	mm	
Neigung des äußeren Bruchkegels	k	1		
Radius des äußersten Bewehrungsrings	$r_{out,(arm.)(bew.)}$	632	mm	
Radius (Abstand) erster Bewehrungsring				
(0,3 d) ≤ r_{in} ≤ (0,5 d)	78 mm	≤ r_{in} ≤	131 mm	
Gewählter Wert	r_{in}	90	mm	
Breite des mit Durchst. Bew. bewehrten Bereiches				
$L_{arm} = r_{out,arm} - r_{in,arm}$	L_{arm}	542	mm	
Anzahl der nötigen Ringe				
$n° = L_{arm} / s_r$	n°	5		
Maximaler Abstand zwischen den Bewehrungsringen				
s_t = 1,5d [cm]	s_t	392	mm	
Gewählte Durchstanzbewehrung	Bügel	Abstand [cm]		
	ø 10	/ 7,5 cm		





BLS. Südtirol · Alto Adige

Projekt:	Ex-Mensa Speedline
Datum:	18.02.2016
Bearbeiter:	

POSITION F01 - Einzelfundament / Plinto di fondazione
Nachweis gegen Durchstanzen für Fundamente

Materialien

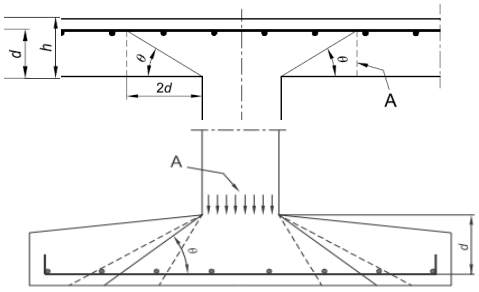
Betonfestigkeitsklasse		C25/30				
	f_{ck}	25,00	N/mm²			
	f_{cd}	14,17	N/mm²			
Durchstanzbewehrung		B450C				
	f_{ywd}	391,30	N/mm²			
Längsbewehrung mit Verbund						
			Verlegeabstanc	[cm²/m]	[cm²/m]	
Zugbewehrung in x - Richtung	A_{s1}^{+}	ø 14	/ 10,0 cm	15,39	15,39	
		---	---	0,00		
Zugbewehrung in y - Richtung	A_{s2}^{+}	ø 14	/ 10,0 cm	15,39	15,39	
		---	---	0,00		

Einwirkungen

Auflagerreaktion (Stützenlast)	$V_{ed,1}$	1816,90	kN

Geometrische Randbedingungen

Gründung			
Breite	L_1	2,50	m
	L_2	2,50	m
Fundamentstärke	h	600	mm
Betondeckung unten	c_{inf}	35	mm
Stat. Nutzhöhe in 1. Richtung	d_x	558	mm
Stat. Nutzhöhe in 2. Richtung	d_y	544	mm
Effekt. stat. Nutzhöhe	d_{eff}	551	mm
Bewehrungsgrad in x - Richtung	ρ_{lx}	0,2759%	
Bewehrungsgrad in y - Richtung	ρ_{lx}	0,2830%	
	ρ_l	0,2794%	≤ 2,00%
Bewehrungsgrad	ρ_l	0,2794%	
Oberfläche Fundament	A	6,3	m²

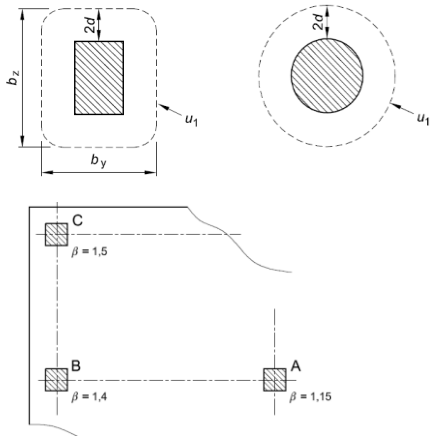


Bodenpressung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Eigengewicht Fundament nicht berücksichtigt)

	σ_{Ed}	290,7	kN/m²

Auflagerbedingungen

Stütze	Rechteck		
Durchmesser Rundstütze	ø		mm
Länge Auflagerfläche	c_1	300	mm
Breite Auflagerfläche	c_2	300	mm
Berechnungslänge	c_1'		mm
Berechnungsbreite	c_2'	300	mm
Umfang Stütze	u_0	1200	mm
Abminderung Stützumfang	Δu_o	0	mm
Abminderung kritischer Umfang	Δu_{crit}	0	mm
Auflagerart	Innen		
Empfohlener Beiwert	β	1,15	
Bemessungswert der Durchstanzkraft	$V_{Ed,max}$	2089,44	kN



Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}\ 2d/a \geq (v_{min}\ 2d/a)$

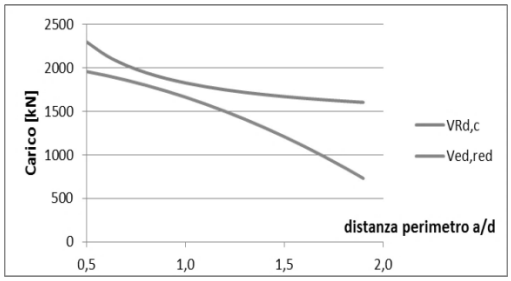
$C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_c$	$C_{Rd,c}$	0,1	
$k = 1+\sqrt{(200/d)} \leq 2{,}00$	k	1,60	
$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,35	N/mm²

Bemessungswert derQuerkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u_{crit} \cdot d_{eff}$

Maximal erreichbare Querkrafttragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung $V_{Rd,max}(u_{crit}) = 1{,}65 * V_{Rd,c} =$ 3202,95 kN

Die Durchstanzkraft wird um die auf die Fläche A im Inneren des kritischen Rundschnittes wirkende Bodenpressung abgemindert.
Der kritische Rundschnitt befindet sich in einem Abstand von 0,5 d < a < 2,0 d vom Rand der Stütze. Im folgenden wird der maßgebende kritische Rundschnitt mit der geringsten Sicherheit analysiert.

$V_{ed,red}/V_{Rd,c}$	a / d	a	u_{crit}	v_{min} 2d / a	$v_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	A_{crit}	ΔV_{ed}	$V_{ed,red}$
[-]		[mm]	[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[m²]	[kN]	[kN]
0,852	0,5	275,5	2931,0	1,42	1,42	2293,3	0,40	134,98	1954,46
0,893	0,6	330,6	3277,2	1,18	1,18	2136,8	0,54	181,10	1908,33
0,916	0,7	385,7	3623,4	1,01	1,01	2025,0	0,70	233,61	1855,83
0,926	0,8	440,8	3969,6	0,89	0,89	1941,2	0,87	292,49	1796,95
0,923	0,9	495,9	4315,8	0,79	0,79	1876,0	1,07	357,75	1731,69
0,910	1,0	551,0	4662,0	0,71	0,71	1823,8	1,28	429,38	1660,05
0,888	1,1	606,1	5008,2	0,65	0,65	1781,1	1,52	507,40	1582,04
0,858	1,2	661,2	5354,4	0,59	0,59	1745,6	1,77	591,79	1497,65
0,820	1,3	716,3	5700,6	0,55	0,55	1715,5	2,04	682,56	1406,88
0,775	1,4	771,4	6046,8	0,51	0,51	1689,7	2,33	779,70	1309,73
0,723	1,5	826,5	6393,1	0,47	0,47	1667,3	2,64	883,22	1206,21
0,665	1,6	881,6	6739,3	0,44	0,44	1647,8	2,97	993,12	1096,31
0,601	1,7	936,7	7085,5	0,42	0,42	1630,5	3,32	1109,40	980,04
0,531	1,8	991,8	7431,7	0,39	0,39	1615,2	3,69	1232,05	857,38
0,455	1,9	1046,9	7777,9	0,37	0,37	1601,5	4,07	1361,08	728,35
0,455	1,9	1046,9	7777,9	0,37	0,37	1601,5	4,07	1361,08	728,35



Maßgebender Rundschnitt

$V_{ed,red}/V_{Rd,c}$	a / d	a	u_{crit}	v_{min} 2d / a	$v_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	A_{crit}	ΔV_{ed}	$V_{ed,red}$
0,926	0,8	440,8	3969,628	0,887493225	0,887493225	1941,182935	0,87490603	292,4894848	1796,9455

Nachweis

Spannung im Rundschnitt $v_{ED}=\beta\cdot V_{Ed}/(u_1\cdot d)$

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$	**v_{Ed} =**	**0,82 N/mm²**	**<**	**$v_{Rd,c}$ =**	**0,89 N/mm²**

keine Durchstanzbewehrung erforderlich

Maximaler Durchstanzwiderstand

	v	0,63
Durchstanzwiderstand im Stützenrundschnitt	$V_{Rd,max}(u_0)$	2950,61 kN
Durchstanzwiderstand im krit. Rundschnitt	$V_{Rd,max}(u_{crit})$	3202,95 kN
Reduzierte Bemessungsquerkraft	$V_{Ed,red}$	1796,95 kN
Ausnutzungsgrad		56,1%

Durchstanzwiderstand für Bauteile mit Durchstanzbewehrung

$v_{Rd,cs} = 0{,}75\cdot v_{Rd,c} + 1{,}5\cdot(d/s_r)\cdot A_{sw}\cdot f_{ywd,ef}\cdot(1/(u_{crit}\cdot d))\cdot \sin\alpha$

Bemessungswert der Festigkeit der Querkraftbewehrung		$f_{ywd,ef}$	387,75 N/mm²		
Winkel zwischen Bewehrung und Plattenebene			90 [°]		
Gesamte erforderliche Bewehrungsfläche in den ersten 2 Rundschnitten:			$A_{asw,nec}$ =	46,34 cm²	
Bügelschenkel in ersten 2 Rundschnitten	0	ø 10	A_{asw} =	0,00 cm²	< VRd,sw
Bügelschenkel in den weiteren Rundschnitten	0	ø 10	A_{asw} =	0,00 cm²	
Erster Bewehrungsring im Abstand: > 0,3 d			165,3 mm		
Gewählter Radialabstand		r_{in}	150 mm		
Abstand der Querkraftbügel in radialer Richtung (≤ 0,5 d)			275,5 mm		
Gewählter Radialabstand		s_r	150 mm		

	a [mm]	u [mm]	u_{out} [mm]	v_{min} 2d / a [N/mm²]	$v_{Rd,c}$ [N/mm²]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{ed,red}$ [kN]	$A_{asw,nec}$ [cm²]	A_{asw} [cm²]
1	150,0	2142,5	1374,7	2,61	2,61	3078,8	1975,54	46,34	0,00
2	300,0	3085,0	2567,1	1,30	1,30	2216,6	1844,47		

3.6.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit SLS / Stati limiti deformazioni SLS

Lt. NTC 4.2.4.2.2 beträgt die maximal zulässige Vertikalverformung L/250.

Nachweis im Maßgebenden Feld D02 - nord
Für die Quasi-Ständige Kombination, unter Berücksichtigung einer Kriechzahl von 2,0 im gerissenen Zustand 20,2 mm <= 45 mm

Secondo le NTC 4.2.4.2., limite dei spostamenti verticali per i solai va considerato con L/250.

Per la combinazione determinante, quasi-permanete, tenendo conto del coefficiente di viscositá di 2,0, la deformazione massima in stato fessurato a lungo termine si calcola con 20,2mm <= 45 mm

3.7 Sanierungsmaßnahmen Ablauf / Interventi di ripristino – sequenza lavori

- Die Gebäudehülle wird erhalten.
- Alle bestehenden Innenstrukturen, bis auf jene lt. Kap. 1.1 und Projektplänen werden abgebrochen. Dies muss schonend erfolgen. Alle Decken sind einzurüsten und schonend von oben nach unten abzubrechen.
- Bis auf die Straßenseite ist ein umlaufender Aushub (um den bestehenden Berg-gang) bis auf Fundamentniveau erforderlich damit kein Erddruck auf die bestehenden Außenmauern wirkt.
- Die Gebäudehülle muss während der Bauphase umlaufend durch ein Fachwerk gehalten werden da diese auf 15,0m Höhe nicht von alleine den äußeren Einwirkungen (Wind, usw.) standhält.
- Alle Deckenbereiche eines Geschosses (beginnend bei der Decke über KG) sind einzurüsten und schonend abzubrechen.

- Le facciate vengono mantenute.
- Tutte le strutture interne, tranne quelle indicate a nel capo 1.1 e le tavole di progetto vengono demoliti. Questo deve avvenire in modo delicato, dall'alto verso il basso.
- Tranne verso la strada è da eseguire uno scavo circostante fino al piano delle fondazioni esistenti per evitare sollecitazioni danneggianti a causa della spinta del terreno.
- L'involucro, durante le fasi di costruzione, deve essere consolidato e sostenuto con un traliccio perche ad un altezza di 15,0m non resite alle sollecitazioni (vento ecc.).
- Tutti i tratti dei solai di un piano (partendo con il solaio sopra il piano interrato) sono da intelaiare con apposita impalcatura e da demolire in modo delicato.
- Tutti i tratti di questo solaio sono da ricostruire (solai

» Alle Deckenbereiche dieses Geschosses sind neu zu errichten (Punktgestützte Flachdecken).
» Im Bereich der Terasse ist eine Unterfangung der Fassade im 1. OG durch eine entsprechende Wandscheieb nötig.
» Erst dann kann mit dem Abbruch der Deckenbereiche des nächsten (oberen) Geschosses begonnen werden.
» Die vertikale Lastabtragung erfolgt ausschließlich über neue Stützen welche auf einer neuen Fundamenten (bzw. Bodenplatte) gegründet sind.
» Die bestehenden Außenmauern und neuen inneren Wände dienen der horizontalen Lastabtragung.

piani sostenuti puzntualmente)
» Nella zona della terrazza é neccessaria una sottomurazione con un'apposita parete portante nel pianoterra e interrato.
» Solo dopo puó partire la demolizione dei tratti dei solai dei piani superiori.
» La portata verticale deve essere garantita esclusivamente attraverso i nuovi pilastri e plinti di fondazione (o piastra di fondazione).
» I muri esistenti perimetrali e nuovi interni fanno da irrigidamento orizzontale.

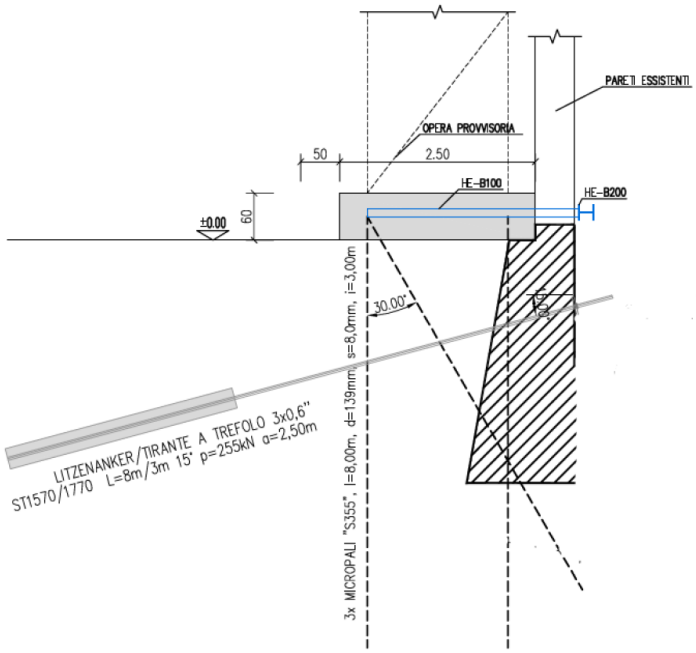


Fig. 30: Typenschnitt Sicherungsmaßnahmen bestehende Außenmauern / Interventi di consolidamento muri esistenti

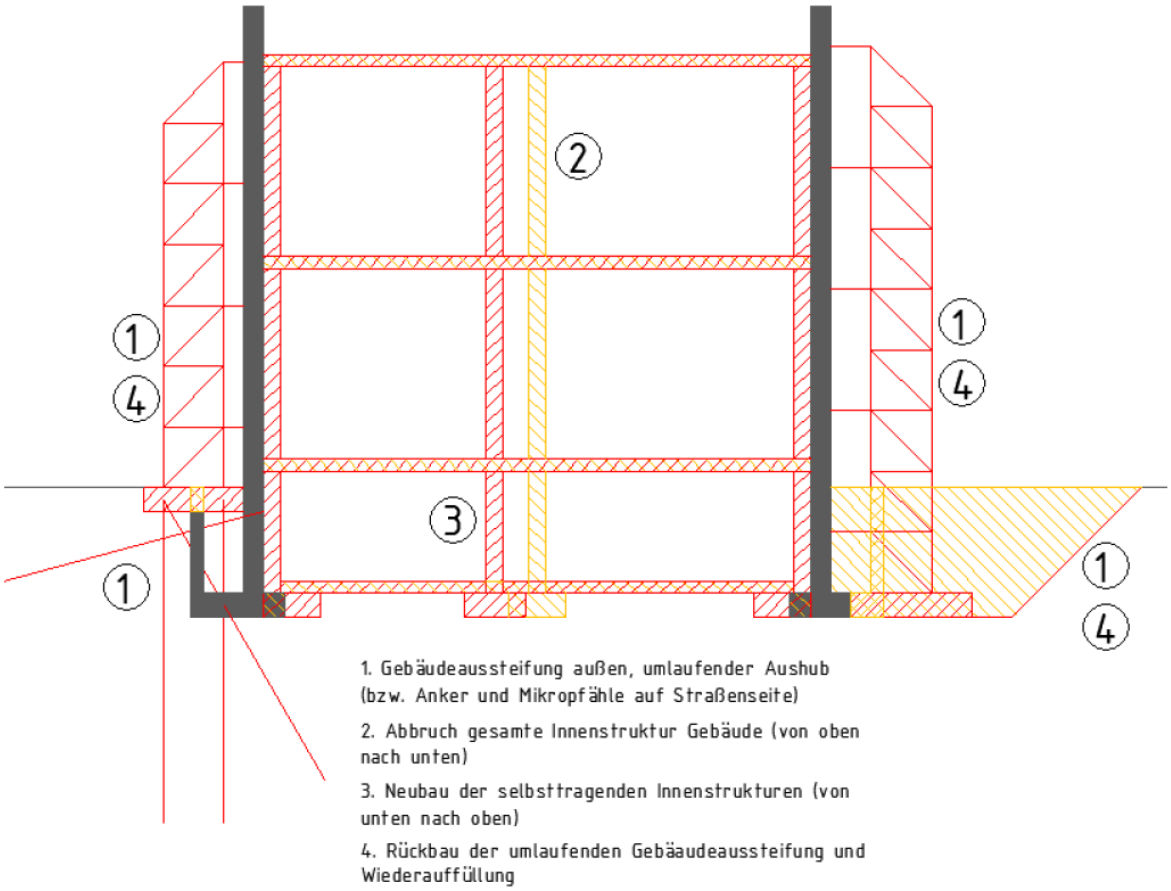


Fig. 31: Typenschnitt Sicherungsmaßnahmen und Wiederaufbau / Interventi di consolidamento e riscostruzione

4 Allegati – Anhänge

4.1 Kostenschätzung / Stima costi (vgl. Bestandsaufnahme und statische Überprüfung / vedi rillevamento e verifica dell'esistente)

4.2 Geotechnisches Gutachten / Telazione geotecnica

4.3 Geologisches Gutachten / Relazione geologica

4.4 Berechnungstabellen / Tabelle di calcolo