



Mit Beteiligung der Europäischen Union aus dem Haushalt der Transeuropäischen Verkehrsnetze finanziertes Vorhaben

Opera finanziata con la partecipazione dell'Unione Europea attraverso il bilancio delle reti di trasporto transeuropee



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona  
**BRENNER BASISTUNNEL**  
Ausführungsplanung

Potenziamento asse ferroviario Monaco-Verona  
**GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO**  
Progettazione esecutiva

<b>D0700: Baulos Mauls 2-3</b>		<b>D0700: Lotto Mules 2-3</b>	
<b>Projekteinheit</b>		<b>WBS</b>	
Interne Strukturen		Strutture Interne	
<b>Dokumentenart</b>		<b>Tipo Documento</b>	
Statische Berechnung		Calcolo statico	
<b>Titel</b>		<b>Titolo</b>	
Statische Berechnung interne Strukturen Tiefpunkt		Relazione di calcolo strutture interne punto di minimo	
 <b>RTI 4P</b> <i>Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P</i> <small>via Pio Ilir S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026767911, Fax: +39 0287152612</small>		<i>Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470	
<i>Mandataria</i>	<i>Mandante</i>	<i>Mandante</i>	<i>Mandante</i>
 <b>PRO ITER</b> <small>Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.</small>	 <b>PÖYRY</b>	 <b>pini swiss engineers</b>	 <b>PASQUALI-RAUSA</b> <small>ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.</small>
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>		<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>	
Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470			
	<i>Datum / Data</i>	<i>Name / Nome</i>	<i>Gesellschaft / Società</i>
Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Moja	Pro Iter
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter
 <b>BBT</b> <i>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</i>		<i>Name / Nome</i>	<i>Name / Nome</i>
		R. Zurlo	K. Bergmeister
Projekt-kilometer / Chilometro progetto	von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera	von / da bis / a bei / al
		Status Dokument / Stato documento	Massstab / Scala
			-
Staat Stato	Los Lotto	Einheit Unità	Nummer Numero
02	H61	OP	970
		Dokumentenart Tipo Documento	Vertrag Contratto
		KST	D0700
		Nummer Codice	Revision Revisione
		20002	21

## Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e ricepimento istruttoria	Rivoltini	09.10.2014

<b>1</b>	<b>EINFÜHRUNG</b>	
<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>MATERIALIEN</b>	
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>5</b>
2.1	BETON	
2.1	CALCESTRUZZO.....	5
2.2	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.2	ACCIAIO DA ARMATURA.....	5
<b>3</b>	<b>LASTENANALYSE</b>	
<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>6</b>
3.1	EIGENGEWICHT G1	
3.1	PESO PROPRIO G1.....	6
3.2	KRIECHEN UND SCHWINDEN DES BETONS G6	
3.2	VISCOSITÀ E RITIRO DEL CALCESTRUZZO G6.....	6
3.3	TEMPERATUR Q1	
3.3	TEMPERATURA Q1.....	7
3.4	LAGERUNGSLAST	
3.4	CARICO DA IMMAGAZZINAMENTO.....	7
<b>4</b>	<b>EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN</b>	
<b>4</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>8</b>
4.1	ÜBERPRÜFUNGSVERFAHREN	
4.1	VERIFICHE.....	8
4.1.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
4.1.1	Stati Limite Ultimi (SLU).....	8
4.1.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.1.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni.....	8
4.1.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.1.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni.....	8
4.1.1.3	Einwirkungskombinationen	
4.1.1.3	Combinazione delle azioni.....	9
4.1.1.4	Teilsicherheitsfaktoren Widerstand	
4.1.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze.....	9
4.1.1.5	Bemessung auf Biegung und Längskraft	
4.1.1.5	Verifica a pressoflessione.....	9
4.1.1.6	Bemessung Querkraft	
4.1.1.6	Verifica a taglio.....	9
4.1.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
4.1.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	9
4.1.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.1.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	9
4.1.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.1.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni.....	9
4.1.2.3	Einwirkungskombinationen	
4.1.2.3	Combinazioni delle azioni.....	9
4.1.2.4	Teilsicherheitsfaktoren Widerstand	
4.1.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze.....	10

4.1.2.5	Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen	
4.1.2.5	Calcolo delle deformazioni .....	10
4.1.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
4.1.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure .....	10
<b>5</b>	<b>BERECHNUNGSMODELL</b>	
<b>5</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>11</b>
5.1	SOHLE UND WAND	
5.1	SOLETTA E PARETE .....	11
5.1.1	Sohle	
5.1.1	Soletta .....	12
5.1.2	Wand	
5.1.2	Parete.....	14
<b>6</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	
<b>6</b>	<b>ELENCHI.....</b>	<b>18</b>
6.1	TABELLENVERZEICHNIS	
6.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	18
6.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
6.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	18
6.3	REFERENZDOKUMENTE	
6.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	18
6.3.1	Eingangsdokumente	
6.3.1	Documenti in ingresso .....	18
6.3.2	Normen und Richtlinien	
6.3.2	Normativa.....	18

## 1 EINFÜHRUNG

Gegenstand dieses Berichts ist die Bemessung der Strukturen innerhalb des in Abbildung 1 dargestellten Stollens CT3 (BP 49/2). Dieser stellt den Stollen am Tiefpunkt dar, wo sich die Aufbereitungsbecken der Fahrbahngewässer befinden.

## 1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle strutture interne del CT1 (BP 49/2) rappresentato in Figura 1. Quest'ultimo rappresenta il cunicolo in corrispondenza del punto di minimo, ove sono presenti le vasche di trattamento delle acque di piattaforma.

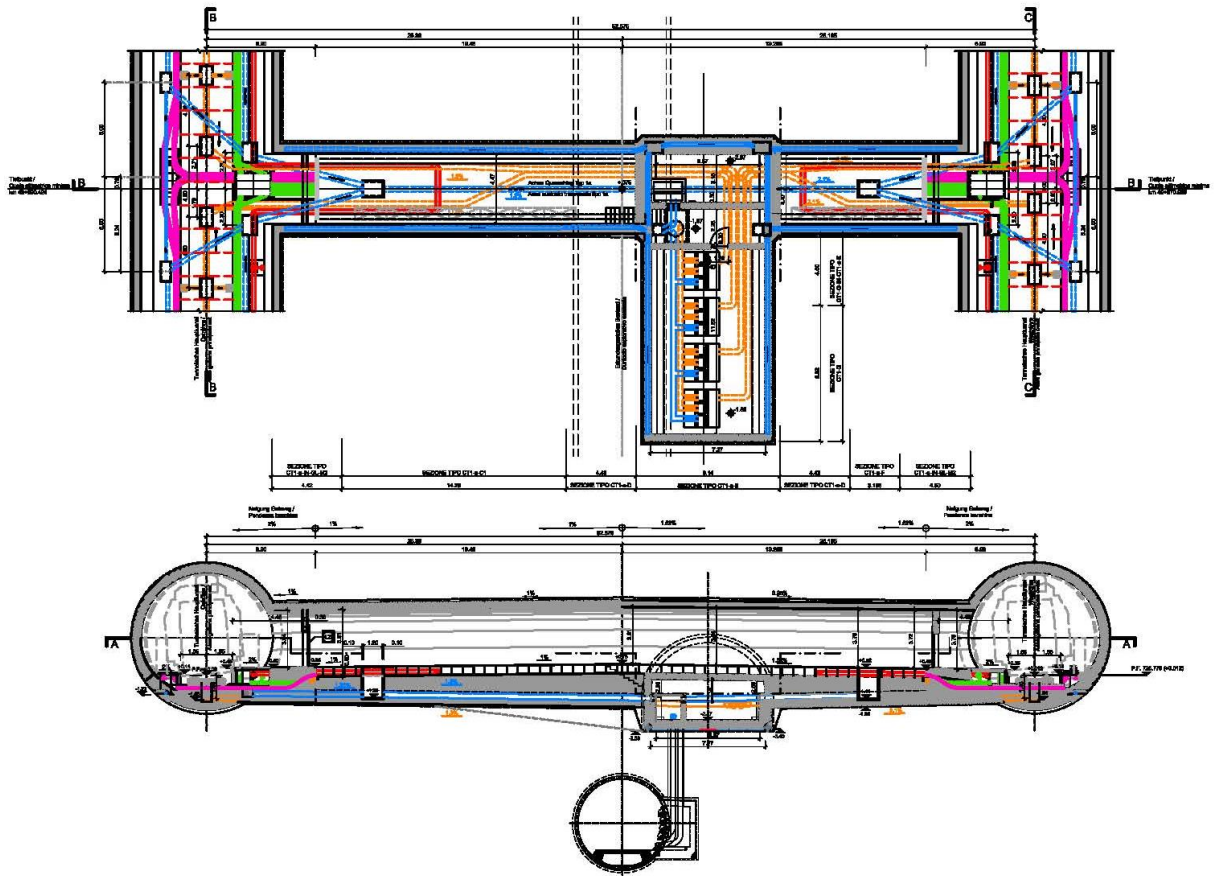


Abbildung 1: Schnitt und Grundriss BP 49/2

Figura 1: Sezione e pianta BP 49/2

## 2 MATERIALIEN

### 2.1 BETON

Für die Bemessung der Innenschale wird ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften angenommen:

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 41.50 \text{ MPa}$$

Hierbei sind:

- $E_{cm}$  = Mittelwert des Elastizitätsmoduls
- $f_{ck}$  = charakteristische Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

### 2.2 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Bemessung der Außenschale wird Stahl des Typs B450C benutzt:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MN/m}^2$$

wobei:

- $E_s$  = Elastizitätsmodul
- $f_{yk}$  = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Stahlbetons

## 2 MATERIALI

### 2.1 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo si considera un calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

- $E_{cm}$  è il valore medio del modulo elastico
- $f_{ck}$  è la resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo dopo 28 giorni

### 2.2 ACCIAIO DA ARMATURA

Per il dimensionamento dell'anello si utilizza l'acciaio tipo B450C:

dove:

- $E_s$  è il modulo elastico
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento acciaio per cemento armato

### 3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

- G = ständige Einwirkungen
- Q = vorübergehende Einwirkungen
- A = außergewöhnliche Einwirkungen (z.B. Brand, Anprall, Explosion)

#### 3.1 EIGENGEWICHT G1

Das für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Eigengewicht des Betons ist mit  $\gamma = 25$  kN/m<sup>3</sup> angenommen.

#### 3.2 KRIECHEN UND SCHWINDEN DES BETONS G6

Das Schwindmaß des Betons wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.6 ermittelt.

Die Kriechzahl  $\phi$  wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 ermittelt.

Die Kriechzahl  $\phi$  wird gemäß dem NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 unter Berücksichtigung des Spannungszustandes aus einer Einwirkungskombination ständiger Lasten ermittelt.

Kriechen und Schwinden des Betons bewirken eine Längenänderung  $\Delta l$  (Endschwindmaß), auf der die Berechnung in Form einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung stützt.

Für alle Abschnitte die höher als 25 cm und aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 sind ergibt sich eine Durchschnittsverformung per autogenes zeitlich unendliches Schwinden von 0.27‰. Bei der Dimensionierung wurde das von der Norm vorgeschriebene 50% des Schwindens übernommen, was durch eine gleichmäßige Temperaturabkühlung von -13.4 C° simulierbar ist. Diese Abkühlung muss, z.B., mittels Einsatz eines funktionstüchtigen Superverflüssigungsmittels (Typ MasterGlenium von BASF), nicht-kalkhaltigen Zuschlagstoffen und Zugabe eines Expansionsmittels (Typ MasterLife SRA100 von BASF) bewirkt werden. Das angewendete System muss auf der Baustelle zuvor mit Proben geprüft werden.

Bei der Modellierung der Innenschale, insbesondere bezüglich NTC08 Kapitel 4.1.1.1, verfährt man mit einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung von -6.7° C an den GZT und von -8.9°C an den GZG.

### 3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

- G = Azioni permanenti
- Q = Azioni variabili
- A = Azioni eccezionali (per es. incendio, urto, esplosione)

#### 3.1 PESO PROPRIO G1

Il volume utilizzato per il calcolo del peso proprio si basa sulle dimensioni effettive della struttura.

Il peso specifico del calcestruzzo viene assunto pari  $\gamma = 25$  kN/m<sup>3</sup>.

#### 3.2 VISCOSITÀ E RITIRO DEL CALCESTRUZZO G6

La deformazione dovuta al ritiro del calcestruzzo si calcola in base al paragrafo 11.2.10.6 delle NTC 2008.

Il valore di viscosità  $\phi$  si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

Il coefficiente di viscosità  $\phi$  si calcola ai sensi delle NTC 2008 par. 11.2.10.7, considerando la condizione tensionale derivante dalla combinazione di azioni permanenti.

Viscosità e ritiro del calcestruzzo comportano un cambiamento in lunghezza  $\Delta l$  (valore finale del ritiro), su cui deve essere basato il calcolo, in forma di diminuzione uniforme della temperatura.

Per tutte le sezioni con altezza maggiore di 25 cm e calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 risulta una deformazione media per ritiro autogeno a tempo infinito pari a 0.27‰. Nel dimensionamento si è assunto il 50% del ritiro imposto dalla Normativa, simulabile mediante l'applicazione di un abbassamento uniforme della temperatura di -13.4 C°. Tale riduzione dovrà essere ottenuta, ad esempio, mediante l'utilizzo di un superfluidificante performante (tipo MasterGlenium della BASF), di inerti non calcarei e tramite l'aggiunta di un espansivo (tipo MasterLife SRA100 della BASF). Il sistema adottato dovrà essere verificato con prove preventive in cantiere.

Nella modellazione delle strutture interne, con particolare riferimento al paragrafo 4.1.1.1 dell'NTC08, si procede applicando un abbassamento uniforme della temperatura di -6.7° C agli SLU e di -8.9°C agli SLE.

### 3.3 TEMPERATUR Q1

Die Dimensionierung der Innenschalen erfolgt, laut folgende Tabelle, unter Berücksichtigung der Temperatureinwirkungen entsprechend dem Abstand von unter 3 km zum Portal.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura $\Delta T$ [°C]	5	
$\Delta T_{eff}$ [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate
	-16	16

Tabelle 1: Temperatureinwirkung

Der Temperaturgradient zeigt die Temperaturdifferenz zwischen der Innen- und Außenoberfläche der Struktur.

### 3.4 LAGERUNGSLAST

Bezüglich der Strukturen innerhalb des CT1 des BP 49/2 wird am Tiefpunkt eine gleichmäßig auf der Sohle verteilte variable Last von 7.5 kPa auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt.

### 3.3 TEMPERATURA Q1

Per il dimensionamento delle strutture interne si considerano le azioni termiche, in conformità alla seguente tabella, secondo la distanza dall'imbocco, assunta cautelativamente minore di 3 km.

Tabella 1: Variazione termica

Il gradiente della temperatura indica la differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna della struttura.

### 3.4 CARICO DA IMMAGAZZINAMENTO

Per quanto riguarda le strutture interne al CT1 del BP 49/2, in corrispondenza del punto di minimo altimetrico, si considera un carico variabile uniformemente distribuito sulla soletta pari a 7.5 kPa agli Stati limite di Esercizio.



#### 4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  berücksichtigt werden.

Bezüglich der Bemessung der Strukturen innerhalb des Stollens CT 49/2 des Tiefpunkts, werden folgende Kombinationen benutzt:

	coefficients			
	G1	G6	Q1	P immagazzinamento
SLE	1	1	1	1
SLU	1.35	1	1.5	1.5

Tabelle 2: Lastenkombinationen Tiefpunkt

#### 4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione  $\psi$ .

Per quanto riguarda il dimensionamento delle strutture interne al cunicolo CT 49/2 del punto di minimo si utilizzano le combinazioni seguenti:

Tabella 2: Combinazioni di carico punto di minimo

##### 4.1 ÜBERPRÜFUNGSVERFAHREN

Für die Überprüfung des Grenzzustandes und der Grenzgebrauchstauglichkeit wurden die Wirkungskombinationen gemäß NTC2008 Vorgaben, Kapitel 2.5.3, berücksichtigt.

##### 4.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

###### 4.1.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Die zu berücksichtigenden Teilsicherheitsfaktoren variieren abhängig von den Kombinationen und Bedingungen der Einwirkungen. Gemäß NTC2008 werden folgende Teilsicherheitsfaktoren für ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen berücksichtigt:

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,inf} \text{ günstig/favorevole} &= 1,00 / 1,00 / 1,00 \\ \gamma_{Gj,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,35 / 1,20 / 1,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ günstig/favorevole} &= 0,00 / 0,00 / 0,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,50 / 1,30 / 1,00 \end{aligned}$$

Angesichts der Einwirkungen aus dem Schwinden für die Überprüfung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wurde gemäß EC2, Teil 1, Kap. 2.4.2.1, der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{SH} = 1,0$  berücksichtigt.

###### 4.1.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

Gemäß EN 1990 bzw. NTC2008 müssen folgende Kombinationsbeiwerte benutzt werden:

Einwirkung /	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Druck / Sog infolge Zugfahrt A1 / Pressione aerodinamica A1	0,8	0,5	0,0
Temperatur Q1 / Forze termiche Q1	0,6	0,6	0,5

Tabelle 3: Kombinationsbeiwerte

##### 4.1 VERIFICHE

Per la verifica allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio sono state considerate le combinazioni delle azioni in conformità delle prescrizioni del paragrafo 2.5.3 delle NTC2008.

##### 4.1.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

###### 4.1.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

I coefficienti parziali di sicurezza da considerare variano in funzione delle combinazioni e del tipo di azioni. In conformità alle NTC2008, per le situazioni di dimensionamento standard, temporanee ed eccezionali sono da considerarsi i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Considerando le azioni derivanti dal ritiro, per la verifica allo stato limite ultimo, si è considerato, in conformità all'EC2, parte 1, paragrafo 2.4.2.1 il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{SH} = 1,0$ .

###### 4.1.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In conformità alla EN 1990 ovvero alla NTC2008 devono essere utilizzati i seguenti coefficienti di combinazione:

Tabella 3: Coefficienti di combinazione

#### 4.1.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  berücksichtigt werden.

#### 4.1.1.4 Teilsicherheitsfaktoren Widerstand

Die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation werden, wie mit BBT SE vereinbart, wie folgt betrachtet, unter Berücksichtigung einer Bauwerklebensdauer von 200 Jahren:

##### Stahlbeton

- Teilsicherheitskoeffizient für den Betonwiderstand  $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruckfestigkeit:  $\alpha_{cc} = 0,85$
- Teilsicherheitskoeffizient für Stahlwiderstand  $Y_s = 1,20$

Für die Überprüfungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation müssen die Teilsicherheitsfaktoren mit  $Y_c = 1,20$  und  $Y_s = 1,00$  berücksichtigt werden. Der Minderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit  $\alpha$  bleibt unverändert.

#### 4.1.1.5 Bemessung auf Biegung und Längskraft

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.2.

#### 4.1.1.6 Bemessung Querkraft

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.3.

### 4.1.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

#### 4.1.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Bei der Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit müssen die charakteristischen Einwirkungen mit deren Kombinationen berücksichtigt werden.

#### 4.1.2.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

In Tabelle 2 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 3 berücksichtigt.

#### 4.1.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen, gemäß NTC 2008, mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  berücksichtigt werden.

#### 4.1.1.3 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione  $\psi$ .

#### 4.1.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze in fase permanente e temporanea vanno considerati, come concordato con BBT SE, come segue tenendo conto della vita utile dell'opera di 200 anni:

##### Calcestruzzo armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo  $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione del calcestruzzo di lunga durata:  $\alpha_{cc} = 0,85$
- Coefficiente parziale di sicurezza  $Y_s$  per la resistenza dell'acciaio  $Y_s = 1,20$

Per le verifiche nella situazione di dimensionamento eccezionale i fattori parziali di sicurezza devono essere considerati con  $Y_c = 1,20$  e  $Y_s = 1,00$ . Il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo  $\alpha$  resta invariato.

#### 4.1.1.5 Verifica a pressoflessione

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.2.

#### 4.1.1.6 Verifica a taglio

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.3.

### 4.1.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

#### 4.1.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Nella verifica agli stati limite di esercizio devono essere considerate le azioni caratteristiche con le loro combinazioni.

#### 4.1.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 2: Combinazioni di carico punto di minimo si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 3: Coefficienti di combinazione.

#### 4.1.2.3 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione  $\psi$ .

#### 4.1.2.4 Teilsicherheitsfaktoren Widerstand

Für die Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit werden die charakteristischen Werte der Widerstände berücksichtigt.

#### 4.1.2.5 Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen

Die Ermittlung der Systemverformung erfolgt im GZG unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln mit den charakteristischen Einwirkungen sowie den entsprechenden Kombinationsbeiwerten.

#### 4.1.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Unter Berücksichtigung der NTC2008, wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Rissweite  $w_{kal}$  für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren  $\psi$  laut Tabelle 3, nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf  $w_{kal} \leq 0,3$  mm begrenzt.

Bei besonderer Anforderung an Stärke der Betoninnenschale oder bei aggressiven oder sehr aggressiven Umgebungsbedingungen wird die maximale Rissweite auf  $w_{kal} \leq 0,2$  mm begrenzt.

#### 4.1.2.4 Koeffizienten partiellen di sicurezza per le resistenze

Per la verifica agli stati limite di esercizio si devono considerare i valori caratteristici delle resistenze.

#### 4.1.2.5 Calcolo delle deformazioni

Il calcolo delle deformazioni del sistema si esegue allo SLE in considerazione delle regole di combinazione con i carichi caratteristici e dei relativi coefficienti di combinazione.

#### 4.1.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure  $w_{kal}$  per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione  $\psi$  secondo Tabella 3: Coefficienti di combinazione. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a  $w_{kal} \leq 0,3$  mm.

In caso di particolari requisiti di spessore del rivestimento interno o di condizioni ambientali aggressive o molto aggressive la larghezza massima è limitata a  $w_{kal} \leq 0,2$  mm.

## 5 BERECHNUNGSMODELL

Es wird festgestellt, dass an der Nominalstärke der internen Strukturen eine Ausführungstoleranz von 2 cm übernommen wurde. Die Berechnungen sind daher auf eine um 2 cm reduzierte Stärke durchgeführt worden, im Vergleich zur Nominalstärke.

### 5.1 SOHLE UND WAND

In vorliegendem Kapitel wird die Sohle bemessen, welche die Fortdauer des Fluchtwegs im Inneren des Querstollens auf Höhe der Nische sichert, und anschließend die darunterliegende Scheidewand.

## 5 MODELLO DI CALCOLO

Si precisa che sullo spessore nominale delle strutture interne si è assunta una tolleranza d'esecuzione di 2 cm. I calcoli sono pertanto effettuati su uno spessore ridotto di 2 cm rispetto al nominale.

### 5.1 SOLETTA E PARETE

Nel presente capitolo si dimensiona la soletta che garantisce la continuità della via di esodo all'interno del cunicolo trasversale in corrispondenza della nicchia e, successivamente, il setto sottostante.

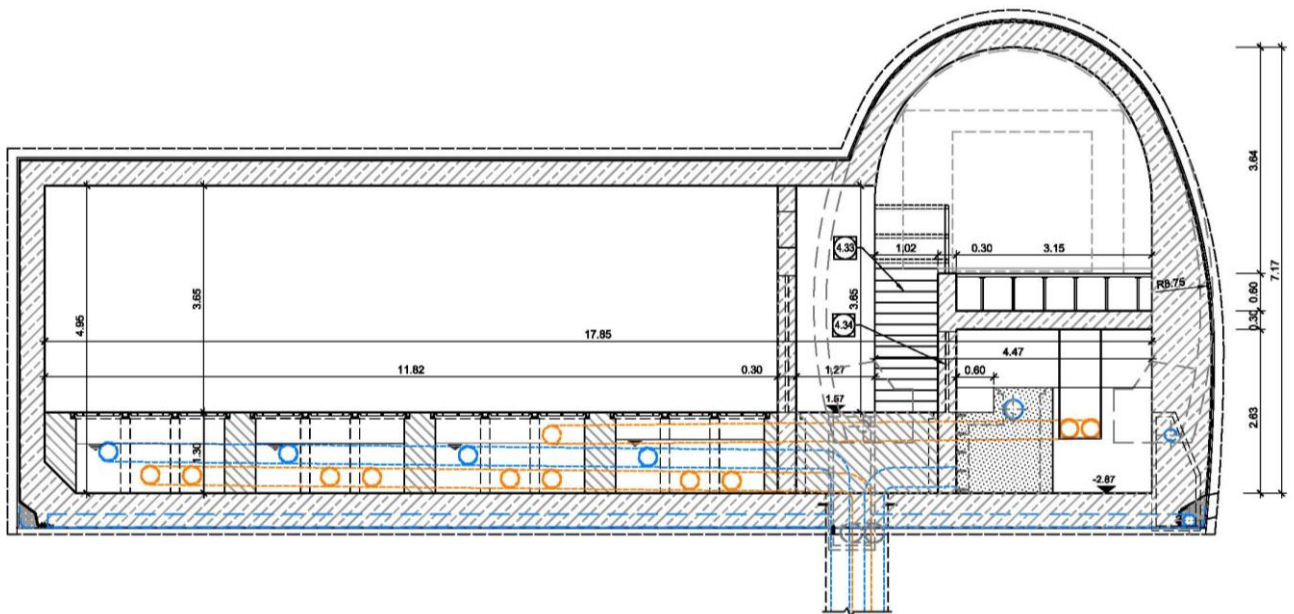


Abbildung 2: Schnitt CT1 (BP -49/2)

Wie bereits angedeutet, wurde eine Lagerungslast von 7.5 KPa auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und von  $7.5 \times 1.5 = 11.25$  KPa auf Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt. In folgende Abbildung, dagegen, ist die Wandgeometrie aufgezeigt, welche, wie dargestellt, eine Zugangsöffnung zum unter der Sohle liegenden Raum zeigt.

Figura 2: Sezione CT1 (BP 49/2)

Come già accennato, sulla soletta è stato considerato un carico da immagazzinamento di 7.5 KPa agli Stati limite di Esercizio e di  $7.5 \times 1.5 = 11.25$  KPa agli Stati limite Ultimi. Nella seguente figura è invece riportata la geometria della parete che, come si può notare, presenta un'apertura per l'accesso al locale sottostante la soletta.

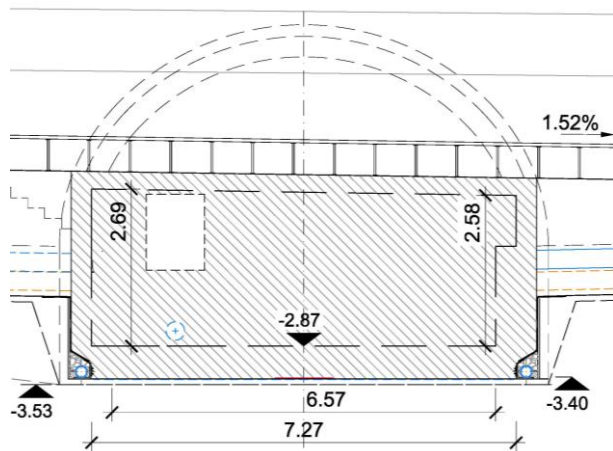


Abbildung 3: Wand und Sohle auf CT2, Umleitung 49/2

### 5.1.1 Sohle

Die Sohle hat eine Stärke von 30 cm, eine Mindeststärke von 28 cm und eine Lichte von 3.30 m. Sie wird mit einem Schema Stütze-Stütze untersucht.

In Folge sind die Werte der erwarteten Höchstbelastungen an der Mittellinie und an den Stützen für die Überprüfung auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Grenzzustand der Tragfähigkeit der Sohle aufgezeigt.

#### a) Biegeüberprüfung (GZT)

Maximal Moment an der Sohlenmittellinie:

$$M_{max} = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 \cdot 1,35 + 7,5 \cdot 1,5) \cdot \frac{3,30^2}{8} = 28,2 \text{ kN m}$$

Reaktion an der Sohlenstütze die sich auf die Wand überträgt:

$$R = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 \cdot 1,35 + 7,5 \cdot 1,5) \cdot \frac{3,30}{2} = 34,15 \text{ kN}$$

Die unteren Fasern sind die gespannten. Es wird jedenfalls eine symmetrische Bewehrung, bestehend aus Ø12, Abstand 15 cm, vorgesehen. In Folge wird der Überprüfungsbereich des Sohlenschnitts aufgezeigt.

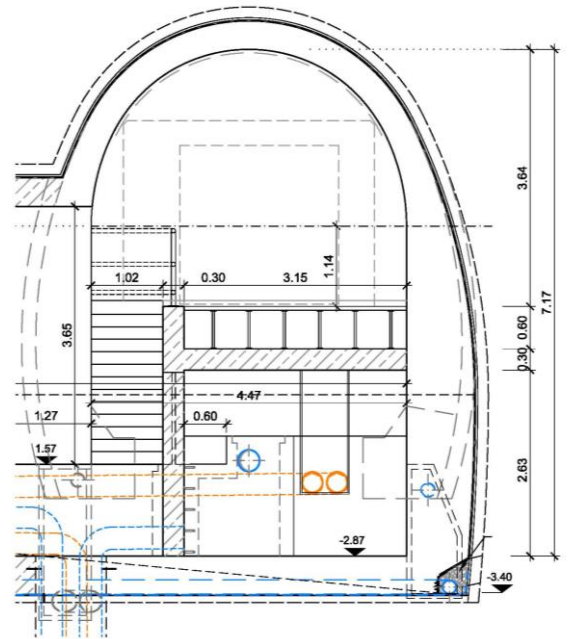


Figura 3: Parete e soletta sul CT2, By-pass 49/2

### 5.1.1 Soletta

La soletta ha uno spessore di 30 cm, 28 cm di spessore minimo e una luce di 3.30 m. Viene studiata con uno schema appoggio-appoggio.

Di seguito sono riportati i valori delle sollecitazioni massime attese in mezzeria e agli appoggi per la verifica allo Stato limite di Esercizio e allo Stato limite Ultimo della soletta.

#### a) Verifica a flessione (SLU)

Momento massimo in mezzeria alla soletta:

$$M_{max} = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 \cdot 1,35 + 7,5 \cdot 1,5) \cdot \frac{3,30^2}{8} = 28,2 \text{ kN m}$$

Reazione all'appoggio della soletta che si trasferisce alla parete:

$$R = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 \cdot 1,35 + 7,5 \cdot 1,5) \cdot \frac{3,30}{2} = 34,15 \text{ kN}$$

Le fibre tese sono quelle inferiori. Si prevede comunque un'armatura simmetrica costituita da Ø12 a passo 15 cm. Di seguito è riportato il dominio di verifica della sezione della soletta.

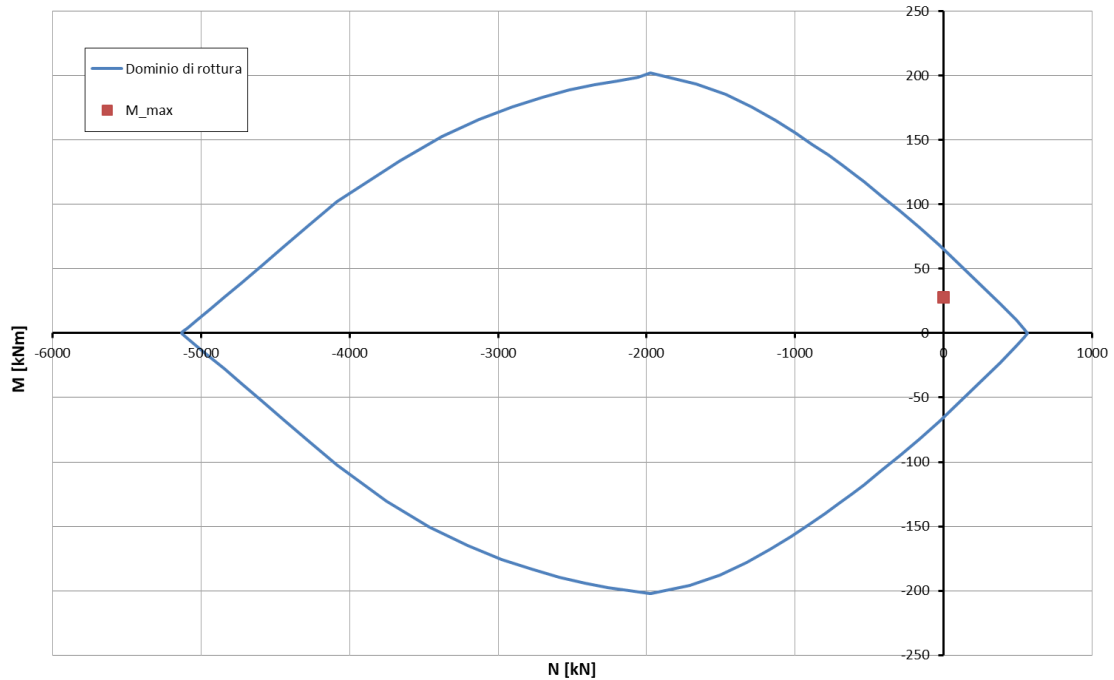


Abbildung 4: Biegeüberprüfung

Figura 4: Verifica a flessione della soletta, CT1 49/2

b) Rissüberprüfung (GZG)

b) Verifica a fessurazione (SLE)

Maximal Moment an der Sohlenmittellinie:

Momento massimo in mezzeria alla soletta:

$$M_{max} = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 + 7,5) \cdot \frac{3,30^2}{8} = 19,7 \text{ kN m}$$

$$M_{max} = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 + 7,5) \cdot \frac{3,30^2}{8} = 19,7 \text{ kN m}$$

Reaktion an der Sohlenstütze die sich auf die Wand überträgt:

Reazione all'appoggio della soletta che si trasferisce alla parete:

$$R = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 + 7,5) \cdot \frac{3,30}{2} = 23,9 \text{ kN}$$

$$R = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 + 7,5) \cdot \frac{3,30}{2} = 23,9 \text{ kN}$$

In Figura 7 ist das Überprüfungsblatt des Sohlenschnitts aufgezeigt.

In Figura 7 è riportato il foglio di verifica della sezione della soletta.

c) Schubüberprüfung

c) Verifica a taglio

Maximaler Schub an den Stützen der Sohle:

Taglio massimo agli appoggi della soletta:

$$T_{max} = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 \cdot 1,35 + 7,5 \cdot 1,5) \cdot \frac{3,30}{2} = 34,2 \text{ kN}$$

$$T_{max} = (25 \cdot 0,28 \cdot 1 \cdot 1,35 + 7,5 \cdot 1,5) \cdot \frac{3,30}{2} = 34,2 \text{ kN}$$

In Figura 5 ist das Überprüfungsblatt des Sohlenschnitts aufgezeigt. Die Überprüfung ist ohne schubwiderstandsfähige Querbewehrung zufriedenstellend.

In Figura 5 è riportato il foglio di verifica della sezione della soletta. La verifica è soddisfatta senza armatura trasversale resistente a taglio.

## VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

### Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	375.00	N/mm <sup>2</sup>

### Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	34.20	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

### Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	$d$	=	226	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

### Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	12	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	5.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	565	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0025	--

## VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.94	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.52	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	118.51	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	118.51	kN

### VERIFICA SODDISFATTA:

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 5: Schubüberprüfung der Sohle, CT1 - 49/1

Figura 5: Verifica a taglio della soletta, CT1 49/2

#### d) Dübel Überprüfung

in Bezug auf die Überprüfung des Verbindungsdübels der Sohle mit der Tunnelschale, sind solche Dübel  $\Phi 16/60$ cm vorgesehen, dass jeder ein Schubwiderstand liefern kann von:

$$V_{rd} = \frac{\left(\frac{16}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot 450}{\sqrt{3} \cdot 1} = 52 \text{ kN}$$

Dieser Wert wird mit dem Maximalschub an den Stützen von 34 kN verglichen, und demnach erweist sich die Überprüfung weitgehend zufriedenstellend.

#### 5.1.2 Wand

Die Wand hat eine Stärke von 30 cm, die Türöffnung ist  $1 \times 1,3 \text{ m}^2$  groß. Zur Bemessung der Wand wird der Querschnitt des über der Öffnung liegenden Balkens mit einem Balkenschema Stütze-Stütze überprüft. Der über der Öffnung liegende Balken wird mit den Verbindungsreaktionen an den Stützen der Sohle belastet, welche im vorhergehenden Absatz bemessen wurde.

Der Balken ist 35 cm hoch und 30 cm nominal breit, 28 cm für die Berechnung.

#### d) Verifica del tassello

Per quanto riguarda la verifica a taglio del tassello di collegamento della soletta con il rivestimento della galleria, si prevedono tasselli  $\Phi 16/60$ cm tali da fornire ciascuno una resistenza a taglio di:

$$V_{rd} = \frac{\left(\frac{16}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot 450}{\sqrt{3} \cdot 1} = 52 \text{ kN}$$

Tale valore è da confrontare con il taglio massimo agli appoggi di 34 kN e la verifica risulta quindi ampiamente soddisfatta.

#### 5.1.2 Parete

La parete ha spessore di 30 cm, l'apertura per la porta ha dimensioni di  $1 \times 1,3 \text{ m}^2$ . Per il dimensionamento della parete si verifica la sezione di trave sovrastante l'apertura con uno schema di trave appoggio-appoggio. La trave sovrastante l'apertura è caricata con le reazioni vincolari agli appoggi della soletta dimensionata I precedente paragrafo.

La trave è alta 35 cm ed è larga 30 cm nominali, 28 cm di calcolo.

In Folge sind die Werte der erwarteten Höchstbelastungen an der Wandmittellinie und an den Wandstützen für die Überprüfung auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgezeigt.

a) Biegeüberprüfung (GZT)

Maximalmoment an der Mittellinie des über der Wandöffnung liegende Balkens:

$$M_{max} = (25 \cdot (0,35 \cdot 1 \cdot 1,35 + 0,6 \cdot 0,3 \cdot 1,35) + 34,15) \cdot \frac{1^2}{8} = 6,5 \text{ kN m}$$

Der über der Türöffnung in der Wand liegende Balken wird mit 2+2 Φ12 bewehrt.

Di seguito sono riportati i valori delle sollecitazioni massime attese in mezzeria e agli appoggi per la verifica allo Stato limite di Esercizio e allo Stato limite Ultimo della parete.

a) Verifica a flessione (SLU)

Momento massimo in mezzeria alla trave sovrastante l'apertura nella parete:

$$M_{max} = (25 \cdot (0,35 \cdot 1 \cdot 1,35 + 0,6 \cdot 0,3 \cdot 1,35) + 34,15) \cdot \frac{1^2}{8} = 6,5 \text{ kN m}$$

La trave sovrastante l'apertura della porta nella parete verrà armata con 2+2 Φ12.

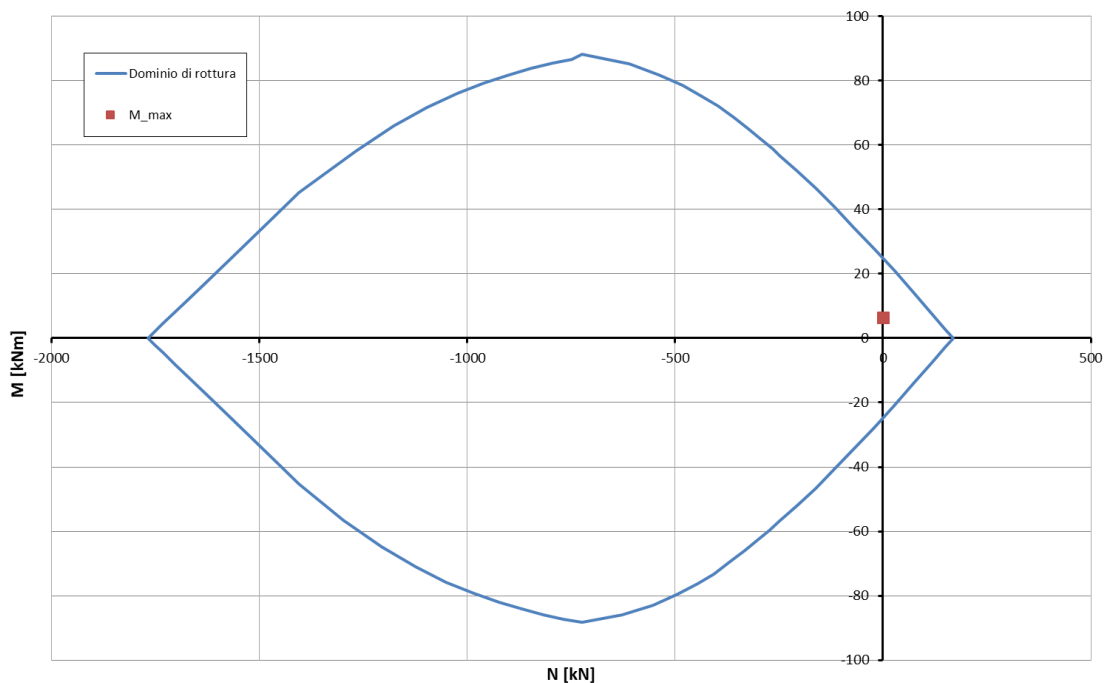


Abbildung 6: Biegeüberprüfung

Figura 6: Verifica a flessione della trave sovrastante l'apertura della parete, CT1 49/2

b) Rissüberprüfung (GZG)

Maximaler Moment an der Mittellinie des über der Öffnung in der Wand liegende Balkens:

$$M_{max} = (25 \cdot (0,35 \cdot 1 + 0,6 \cdot 0,3) + 23,9) \cdot \frac{1^2}{8} = 4,6 \text{ kN m}$$

In Folge ist das Überprüfungsblatt des Schnitts des über der Öffnung in der Wand liegenden Balkens aufgezeigt.

b) Verifica a fessurazione (SLE)

Momento massimo in mezzeria alla trave sovrastante l'apertura nella parete:

$$M_{max} = (25 \cdot (0,35 \cdot 1 + 0,6 \cdot 0,3) + 23,9) \cdot \frac{1^2}{8} = 4,6 \text{ kN m}$$

Di seguito è riportato il foglio di verifica della sezione della trave sovrastante l'apertura nella parete.



STRESS CHARACTERISTICS SLS			49/2	49/2
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	20	4
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			49/2	49/2
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	280	350
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000	280
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	226.0	296.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	52.3	68.8
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-3.70	-1.40
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	169.40	65.30
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			49/2	49/2
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000	32000
$= E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	6.56	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$	[-]	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	75900	26245
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	5.0	2.0
Rebar main diameter	$\phi_l$	[mm]	12	12
Cross section area of reinforcement in $A_c$ , eff	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	565	226
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0075	0.0086
Main strain	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	‰	0.484	0.187
Rebar cover	$c$	[mm]	48	48
Rebar spacing	$s$	[mm]	200	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$	[-]	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	437.01	399.90
Crack width	$w_k$	[mm]	0.212	0.075
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 7: GZG- und Rissüberprüfung der Sohle und des Balkens über der Wandöffnung, CT1 -49/2

Figura 7: Verifica SLE e a fessurazione della soletta e della trave sovrastante l'apertura nella parete, CT1 49/2

c) Schubüberprüfung

c) Verifica a taglio

Maximalschub an den Enden des über der Öffnung in der Wand liegenden Balkens:

Taglio massimo agli estremi della trave sovrastante l'apertura nella parete:

$$T_{max} = (25 \cdot (0,35 \cdot 1 \cdot 1,35 + 0,6 \cdot 0,30 \cdot 1,35) + 34,2) \cdot \frac{1}{2}$$

$$= 26 \text{ kN}$$

$$T_{max} = (25 \cdot (0,35 \cdot 1 \cdot 1,35 + 0,6 \cdot 0,30 \cdot 1,35) + 34,2) \cdot \frac{1}{2}$$

$$= 26 \text{ kN}$$

In Folge ist das Überprüfungsblatt des Schnitts der über der Öffnung in der Wand liegenden Balkens aufgezeigt.

Di seguito è riportato il foglio di verifica della sezione della trave sovrastante l'apertura nella parete.

Diese interne Struktur benötigt keine Schubbewehrung.

Tale struttura interna non necessita di armatura a taglio.

### VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

#### Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	375.00	N/mm <sup>2</sup>

#### Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	21.50	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

#### Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	$d$	=	296	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	280	mm

#### Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\emptyset$	=	12	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	2.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	226	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0027	--

### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.82	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.48	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	39.53	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>39.53</b>	<b>kN</b>

#### VERIFICA SODDISFATTA:

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 8: Schubüberprüfung des Balkens über der inneren Wandöffnung, CT1 -49/2

Figura 8: Verifica a taglio della trave sovrastante l'apertura nella parete interna, CT1 49/2

## 6 VERZEICHNISSE

### 6.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Temperatureinwirkung.....	7
Tabelle 2: Lastenkombinationen Tiefpunkt.....	8
Tabelle 3: Kombinationsbeiwerte .....	8

### 6.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schnitt und Grundriss BP 49/2.....	4
Abbildung 2: Schnitt CT1 (BP -49/2).....	11
Abbildung 3: Wand und Sohle auf CT2, Umleitung 49/2.....	12
Abbildung 4: Biegeüberprüfung.....	13
Abbildung 5: Schubüberprüfung der Sohle, CT1 - 49/1.....	14
Abbildung 6: Biegeüberprüfung.....	15
Abbildung 7: GZG- und Rissüberprüfung der Sohle und des Balkens über der Wandöffnung, CT1 -49/2.....	16
Abbildung 8: Schubüberprüfung des Balkens über der inneren Wandöffnung, CT1 -49/2.....	17

### 6.3 REFERENZDOKUMENTE

#### 6.3.1 Eingangsdokumente

- [1] 02\_H61\_OP\_250\_KBW\_D0700\_20370 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: - Baulos Mauls 2-3 - Haupttunnel - Bewehrung CT1 (BP 49/2)

#### 6.3.2 Normen und Richtlinien

- [2] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [3] Leitfaden N.617, Anweisungen zur Anwendung der "Neuen technische Normen für Bauwerke" laut MD, 14. Januar 2008
- [4] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [5] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [6] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [7] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;

## 6 ELENCHI

### 6.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Variazione termica.....	7
Tabella 2: Combinazioni di carico punto di minimo .....	8
Tabella 3: Coefficienti di combinazione.....	8

### 6.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Sezione e pianta BP 49/2.....	4
Figura 2: Sezione CT1 (BP 49/2).....	11
Figura 3: Parete e soletta sul CT2, By-pass 49/2.....	12
Figura 4: Verifica a flessione della soletta, CT1 49/2 .....	13
Figura 5: Verifica a taglio della soletta, CT1 49/2.....	14
Figura 6: Verifica a flessione della trave sovrastante l'apertura della parete, CT1 49/2.....	15
Figura 7: Verifica SLE e a fessurazione della soletta e della trave sovrastante l'apertura nella parete, CT1 49/2 .....	16
Figura 8: Verifica a taglio della trave sovrastante l'apertura nella parete interna, CT1 49/2.....	17

### 6.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 6.3.1 Documenti in ingresso

- [1] 02\_H61\_OP\_250\_KBW\_D0700\_20370 Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Gallerie principali - Armatura CT1 (BP 49/2)

#### 6.3.2 Normativa

- [2] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [3] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [4] DM 28/10/2005, Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [5] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [6] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [7] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale

- [8] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [9] UNI EN 1992-1-2:2005 „Planung von Stahlbetonbauwerke Teil 1-2: Allgemeinregelung – Brandschutz Strukturplanung“
- [10] UNI 11076: vom 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [11] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"

- [8] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [9] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [10] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".
- [11] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"