

Autonome Provinz Bozen - Provincia Autonoma di Bolzano  
Stadtgemeinde Bozen - Comune di Bolzano

STÄDTEBAULICHER AUFWERTUNGSPLAN - ZONE PERATHONERSTRASSE - SÜDTIROLERSTRASSE  
PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANISTICA - ZONA VIA PERATHONER - ALTO ADIGE

# WaltherPark

TUNNEL UND STRASSEN  
TUNNEL DI ACCESSO E SISTEMAZIONI VIARIE

Proprietà



Città di Bolzano  
Stadt Bozen

Città di Bolzano - Stadt Bozen

vicolo Gumer 7 - 39100 Bolzano - Bozen

Soggetto Attuatore

WaltherPark s.p.a.

**SIGNA** eine Gesellschaft der SIGNA Gruppe | una Società del Gruppo SIGNA

Team di Progettazione Esecutiva



Handwerkerstraße Süd, 1  
I - 39044 NEUMARKT (BZ)  
Tel. 0471-811511  
Email: info@planpunkt.net  
MwSt.Nr. 02610700219

Stefan Bernard Landschaftsarchitekten  
Monumentenstraße 33-34 | Aufgang A  
D-10829 Berlin

Büro für  
Verkehrs- und  
Raumplanung  
BVR



**in.ge.na.**  
ingenieurwesen • geologie • naturraumplanung  
ingegneria • geologia • natura e pianificazione



Geologie e Ambiente  
Geologie und Umweltschutz  
INGENIEURTEAM STUDIO DI INGEGNERIA

Snøhetta

AE 13.0043

Impresa Esecutrice



Sede Centrale:  
via C. Marx 101 Carpi (MO) - ITALY  
Ph. +39.059.6322111



Costruzioni Repetto Srl  
Via Marie Curie 15 I-39100 BZ  
Ph. +39.0471.500937

Progetto strutturale



SOGEN s.r.l.  
Galleria Spagna 35  
35127 - Padova - ITALY  
tel. +39.049.8646799  
e-mail tecnico@sogen.it  
www.sogen.it



Fase

PROGETTO STRUTTURALE

Descrizione Tavola

Relazione di calcolo delle opere provvisorie del tunnel

Cod.

Indice

Tipologia

Statisches Projekt: Tunnel | Progetto strutturale: tunnel

Scala:

Formato:

Data :

23.06.2020

Redatto :

SGN

nr. Tavola:

Rev.

D1.01.2a

01

Cliente:



**CMB**

**Soc. Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi**

Via Carlo Marx 101, 41012 – Carpi (MO)

Lavoro:

**PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANISTICA  
ZONA VIA PERATHONER – ALTO ADIGE IN COMUNE  
DI BOLZANO**

**WALTHER PARK  
TUNNEL DI ACCESSO E SISTEMAZIONI VIARIE**

**PROGETTO STRUTTURALE**

Documento:

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE  
PROVVISIONALI DEL TUNNEL**

Codice documento:

D1.01.2a

<b>E</b>					
<b>D</b>					
<b>C</b>					
<b>B</b>	23.06.2020	AGGIORNAMENTO	E.GALLO	D.STELLA	S.CARRARO
<b>A</b>	17.02.2020	EMISSIONE	E.GALLO	D.STELLA	S.CARRARO
<b>REV.</b>	<b>DATA</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>REDATTO</b>	<b>CONTROLLATO</b>	<b>APPROVATO</b>

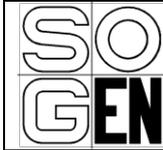


Cert. Nr. 501008053

**SOGEN s.r.l.** SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

SEDE LEGALE: Galleria Spagna, 35 – 35132 Padova (PD) – IT  
SEDE OPERATIVA: Galleria Spagna, 35 – 35132 Padova (PD) – IT  
SEDE OPERATIVA: via Savona, 123 – 20144 Milano (MI) – IT  
INTERNET: www.sogen.it - ftp.sogen.eu

p.iva e c.f. IT-03651260287  
tel. +39 049 864 6799 fax +39 049 864 8442  
email: info@sogen.it - tecnico@sogen.it - segreteria@sogen.it



# SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

FILE NR.

D1.01.2a

LAVORO:  
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione di calcolo delle opere provvisionali del tunnel

CLIENTE:

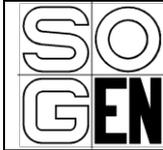
CMB

FOGLIO

2 di 37

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
3.1	Calcestruzzo per micropali .....	8
3.2	Calcestruzzo per cordoli di ancoraggio puntelli .....	9
3.3	Acciaio per c.a. ....	10
3.4	Acciaio per carpenteria metallica .....	10
3.5	Barra autoperforante per chiodatura.....	10
4	PARAMETRI GEOTECNICI .....	11
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	12
6	INQUADRAMENTO SISMICO .....	15
7	ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO: MODELLAZIONE FEM .....	15
7.1	Premessa .....	15
7.2	Codice di calcolo .....	15
7.3	Analisi dei carichi.....	19
7.4	Verifiche strutturali agli SLU .....	20
7.5	Elementi strutturali.....	21
8	SEZIONE 8 – VIA ALTO ADIGE NORD .....	22
8.1	Modello di calcolo .....	22
8.2	Risultati.....	23
8.2.1	Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali.....	24
8.2.2	Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali .....	27
8.2.3	Analisi delle sollecitazioni sui puntelli .....	30
9	VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO .....	31
9.1	Berlinese di micropali .....	31
9.1.1	Verifiche strutturali .....	31
9.1.2	Verifica geotecnica di capacità portante.....	32
9.2	Puntelli idraulici.....	35
9.2.1	Cordolo di ancoraggio .....	35



# SOCIETA' DI INGEGNERIA GEOTECNICA E STRUTTURALE

FILE NR.

D1.01.2a

LAVORO:  
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione di calcolo delle opere provvisionali del tunnel

CLIENTE:

CMB

FOGLIO

4 di 37

## 1 PREMESSA

La presente relazione tecnico-illustrativa e di calcolo si inserisce nell'ambito del progetto "WaltherPark – Tunnel di accesso e sistemazioni viarie" contenuto nel più ampio PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANISTICA – ZONA VIA PERATHONER – ALTO ADIGE nel Comune di Bolzano, il quale prevede la realizzazione di un nuovo immobile polifunzionale ad uso commerciale, abitativo, alberghiero, etc. sito in Via Alto Adige e di una nuova viabilità interrata propedeutica all'accesso veicolare al nuovo edificio e al parcheggio interrato ubicato sotto Piazza Walther, con collegamento agli interrati esistenti del City Center e della Camera di Commercio. In particolare, il tunnel avrà accesso da Via Joseph Mayr – Nusser (lungo destra Isarco), attraverserà nel sottosuolo Piazza Verdi e proseguirà lungo Via Alto Adige fino a collegare il parcheggio interrato di Piazza Walther.

Nel presente documento si approfondisce la progettazione del tunnel su Via Alto Adige Nord, ovvero dall'incrocio tra Via Alto Adige e Via Perathoner fino all'imbocco al parcheggio interrato esistente di Piazza Walther, con specifico riferimento alle varianti apportate al Progetto a base di gara (PBG) e alle soluzioni tecniche proposte in sede di gara d'appalto, le quali possono essere sintetizzate nelle seguenti modifiche:

- realizzazione di micropali di diametro 300 mm invece di pali di grande diametro (da 500 a 900 mm);
- realizzazione di due ordini di puntellazione;
- esecuzione di una struttura scatolare in c.a. definitiva invece della prevista struttura a portale su pali di grande diametro, con platea di fondazione connessa a cerniera ai pali e rifodera di chiusura non strutturale;
- uso di solai prefabbricati per la copertura della galleria artificiale.

Alla luce delle suddette proposte la galleria artificiale è costituita da una struttura scatolare in c.a. con platea di fondazione di spessore 70 cm, pareti in elevazione di spessore 60 cm e soletta di copertura realizzata mediante lastre prefabbricate autoportanti e getto in opera di completamento di spessore 60 cm.

Preliminarmente alle strutture interrate, è prevista la realizzazione di due berlinesi di micropali ai lati del tunnel, finalizzate al sostegno della soletta di copertura e dei fronti di scavo che progressivamente si vanno ad approfondire. Procedendo con lo scavo in profondità della galleria artificiale è prevista

l'installazione di puntelli idraulici atti a contrastare la deformazione dei micropali indotta dal progressivo aumento della spinta del terreno.

In particolare, nell'elaborato si riportano le scelte progettuali ed i criteri di verifica adottati per il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno del tunnel, ovvero le berlinesi di micropali previste a sostegno dei fronti di scavo e, contestualmente, del solaio di copertura del tunnel stesso.

Per le strutture definitive della galleria artificiale si rimanda alla relazione di calcolo di competenza (documento D1.01.2b).

L'analisi e la verifica delle opere previste a progetto sono state condotte sulla sezione strutturale ritenuta più significativa e rappresentativa del tratto di tunnel di Via Alto Adige Nord.

Nel presente documento è riportata la modellazione FEM della sezione tipologica considerata ed i relativi risultati sia in termini di spostamenti delle strutture che di sollecitazioni agenti sulle stesse. Infine, sono riportate le verifiche dei diversi elementi strutturali (micropali, puntelli, chiodature e cordoli di ripartizione).

Le suddette verifiche si eseguono con riferimento al Testo Unico per le Costruzioni, D.M. 17.01.2018, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

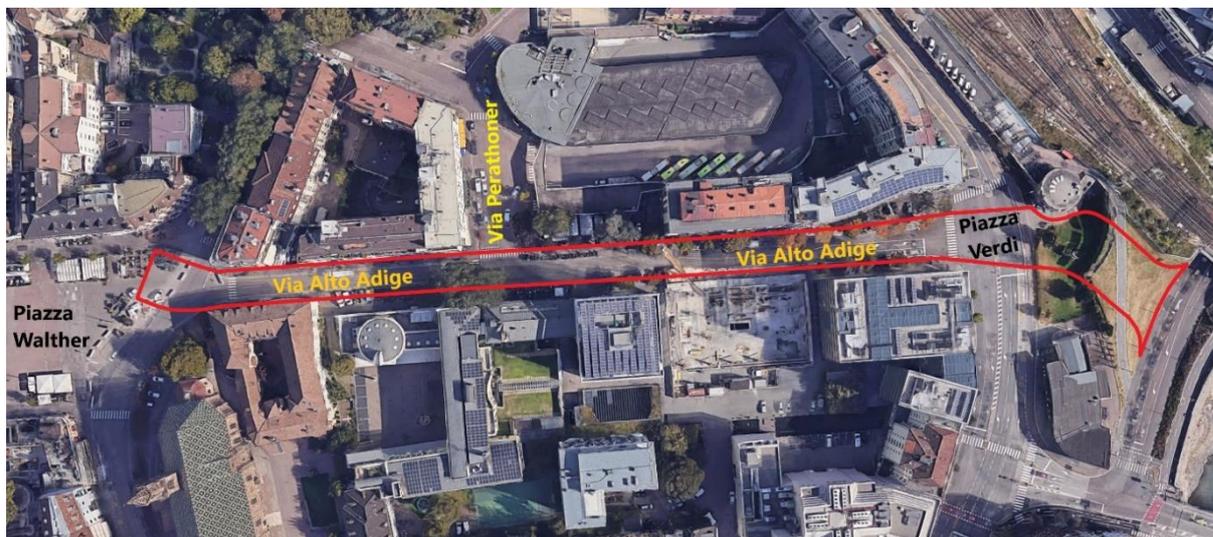


Figura 1.1 Area di intervento.



## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La normativa utilizzata per l'espletamento del presente documento è la seguente:

1. **Decreto Ministeriale Infrastrutture 17 gennaio 2018:** "Norme Tecniche per le Costruzioni".
2. **Circolare 21 gennaio 2019, n.7/C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
3. **UNI ENV 1997-1. Dicembre 2013 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1:** Regole generali.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Vengono di seguito riportate le caratteristiche dei materiali impiegati nelle opere di nuova realizzazione e considerate nei calcoli di progetto per quanto.

#### 3.1 Calcestruzzo per micropali

<b>CALCESTRUZZO</b>			
classe di resistenza		<b>C25/30</b>	
resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck}$	30.00	MPa
peso specifico	$\rho$	<b>25.00</b>	kN/mc
classe d'esposizione		<b>XC2</b>	
coeff. espansione termica lineare	$\alpha$	$1 \times 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	$\nu_{fess}$	0.00	
	$\nu_{non\ fess}$	0.20	
modulo elastico secante	$E_{cm}$	31447	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$	24.90	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$	32.90	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	$\gamma_c$	1.50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	
resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm}$	2.56	MPa
resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	3.07	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	1.79	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3.33	MPa
<b>resistenza di calcolo a compressione</b>	<b><math>f_{cd}</math></b>	<b>14.11</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a compressione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{cd,sp&lt;5}</math></b>	<b>11.29</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione</b>	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1.19</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{ctd,sp&lt;5}</math></b>	<b>0.96</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)</b>	<b><math>\sigma_{c,rara}</math></b>	<b>14.94</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,rara,sp&lt;5}</math></b>	<b>11.95</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.}</math></b>	<b>11.21</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.,sp&lt;5}</math></b>	<b>8.96</b>	<b>MPa</b>
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	$f_{bk}$	4.03	MPa
<b>resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre <math>\varnothing \leq 32</math></b>	<b><math>f_{bd}</math></b>	<b>2.69</b>	<b>MPa</b>

### 3.2 Calcestruzzo per cordoli di ancoraggio puntelli

<b>CALCESTRUZZO - Rif. DM 17/01/2018</b>			
classe di resistenza		<b>C20/25</b>	
resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck}$	25.00	MPa
peso specifico	$\rho$	<b>25.00</b>	kN/mc
classe d'esposizione		<b>XF3-XF4</b>	
coeff. espansione termica lineare	$\alpha$	$1 \times 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
coeff. di Poisson	$\nu_{fess}$	0.00	
	$\nu_{non\ fess}$	0.20	
modulo elastico secante	$E_{cm}$	30200	MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$	20.75	MPa
resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$	28.75	MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	$\gamma_c$	1.50	
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	
resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm}$	2.27	MPa
resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	2.72	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	1.59	MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	2.94	MPa
<b>resistenza di calcolo a compressione</b>	<b><math>f_{cd}</math></b>	<b>11.76</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a compressione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{cd,sp&lt;5}</math></b>	<b>9.41</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione</b>	<b><math>f_{ctd}</math></b>	<b>1.06</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo a trazione per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>f_{ctd,sp&lt;5}</math></b>	<b>0.85</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)</b>	<b><math>\sigma_{c,rara}</math></b>	<b>12.45</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,rara,sp&lt;5}</math></b>	<b>9.96</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.}</math></b>	<b>9.34</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori &lt; 5cm</b>	<b><math>\sigma_{c,q.p.,sp&lt;5}</math></b>	<b>7.47</b>	<b>MPa</b>
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\varnothing \leq 32$	$f_{bk}$	3.57	MPa
<b>resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre <math>\varnothing \leq 32</math></b>	<b><math>f_{bd}</math></b>	<b>2.38</b>	<b>MPa</b>

### 3.3 Acciaio per c.a.

<b>ACCIAIO DA C.A.</b>			
tipo	<b>B450C</b>		
coeff. parziale per le resistenze SLU	$\gamma_M$	1.15	
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	450.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk}$	540.00	MPa
rapporto $(f_t / f_y)_k$	$1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$		
rapporto $(f_y / f_{y,nom})_k$	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$		
allungamento $(A_{gt})_k$	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,50 \%$	
<b>resistenza di calcolo</b>	<b><math>f_{yd}</math></b>	<b>391.30</b>	<b>MPa</b>
<b>tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)</b>	<b><math>\sigma_{s,rara}</math></b>	<b>360.00</b>	<b>MPa</b>

### 3.4 Acciaio per carpenteria metallica

<b>ACCIAIO DA CARPENTERIA</b>			
qualità	<b>S 355</b>		
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni	$\gamma_{M0}$	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1}$	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi dei ponti	$\gamma_{M1,ponti}$	1.10	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori	$\gamma_{M2}$	1.25	
peso specifico	$\rho$	78.50	kN/mc
modulo elastico	E	210000	MPa
modulo di elasticità trasversale $G = E / (2 \times (1+\nu))$	G	80769	MPa
coeff. di Poisson	$\nu$	0.30	
coeff. espansione termica lineare	$\alpha$	$12 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	355.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk}$	510.00	MPa
<b>resistenza di calcolo delle sezioni</b> $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	<b><math>f_{yd}</math></b>	<b>338.10</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo per l'instabilità</b> $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	<b><math>f_{yd,1}</math></b>	<b>338.10</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo per l'instabilità negli elementi dei ponti</b> $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	<b><math>f_{yd,1,ponti}</math></b>	<b>322.73</b>	<b>MPa</b>
<b>resistenza di calcolo per sezioni tese con fori</b> $f_{yd,2} = f_{yk} / \gamma_{M2}$	<b><math>f_{yd,2}</math></b>	<b>284.00</b>	<b>MPa</b>

### 3.5 Barra autoperforante per chiodatura

**ACCIAIO S460J0**

## 4 PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla Relazione geologica ed alla Relazione geotecnica (documenti B7.01.1 e B7.02.1) è stato definito il seguente modello geotecnico del terreno, nel quale si identificano due diverse unità litostratigrafiche omogenee:

1. materiali di riporto (unità R) e depositi alluvionali (unità A2) costituiti da sabbie fini e limi finemente sabbiosi;
2. depositi alluvionali grossolani (unità A1) costituiti da ghiaia in matrice sabbiosa con presenza di ciottoli e blocchi.

STRATI	Profondità dello strato (m dal p.c.)	Nspt	Y (kN/m <sup>3</sup> )	φ' (°)	c' (kPa)	E (KPa)
<b>Unità A2+R</b> - materiali di riporto e sabbia fine	0 – 4.0	15	19	30	0	30100
<b>Unità A1</b> - ghiaia in matrice sabbiosa	4 – 25.0	60	20	38	0	64110

Il modulo elastico E è stato valutato con la formula di Denver (1982)  $E' = S_1 \cdot N_{spt} + S_2$ , dove S1 e S2 valgono rispettivamente 0.756 e 18.75 per sabbie e ghiaie normalconsolidate.

La falda è mediamente compresa tra le quote assolute 242÷246 m s.l.m. e può arrivare eccezionalmente alla quota assoluta di 247 m s.l.m. Si precisa che la falda non interferisce con le opere previste a progetto in quanto, alla massima profondità di realizzazione, tali opere raggiungono la quota assoluta di 251.70 m s.l.m.

## 5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La galleria artificiale prevista a progetto collega Via Joseph Mayr Nusser al parcheggio interrato di Piazza Walther, attraversando Piazza Verdi e Via Alto Adige. Essa è costituita da una struttura scatolare in c.a. con platea di fondazione di spessore 70 cm, pareti di spessore 60 cm e soletta di copertura di spessore variabile da 60 a 120 cm realizzata con lastre autoportanti prefabbricate e getto in opera di completamento.

Preliminarmente allo scavo del tunnel vero e proprio vengono realizzate ai lati dello stesso due berlinese di micropali di diametro 30 cm, interasse 30 cm e lunghezza di 16 m.

I micropali sono armati con un profilo IPE220 di lunghezza 16.50 m, così che per 0.50 m siano innestati nella soletta di copertura del tunnel.

La galleria artificiale viene scavata con la tecnica del Top-Down, ovvero al di sotto della soletta di copertura già realizzata, a partire dall'incrocio tra Via Alto Adige e Via Perathoner fino all'imbocco al parcheggio interrato esistente di Piazza Walther. Così facendo non si interferisce con le attività in superficie (viabilità stradale, pedonale, attività commerciali ecc), in quanto dopo la realizzazione della copertura del tunnel si procede al ritombamento della stessa e al ripristino del pacchetto stradale per consentire la riapertura della viabilità.

Per arrivare alla quota di fondo scavo dalla quale si realizzano la platea di fondazione e le pareti in elevazione, è prevista l'installazione di due ordini di puntelli idraulici atti a contrastare la spinta del terreno dietro la berlinese di micropali. Si prevede di utilizzare puntelli idraulici con carico assiale massimo pari a 1500 kN, del tipo ALBONSYSTEM A.H.P. 1500 o equivalenti.

Allo scopo di identificare i diversi tratti in cui viene realizzato il tunnel sono stati definiti i seguenti tratti illustrati in Figura 5.1:

- Imbocco tunnel;
- Piazza Verdi;
- Via Alto Adige Sud;
- Via Alto Adige – accesso al WP;
- Via Alto Adige – accesso al CC;
- Rotatoria tra Via Alto Adige e Via Perathoner;
- Via Alto Adige Nord.

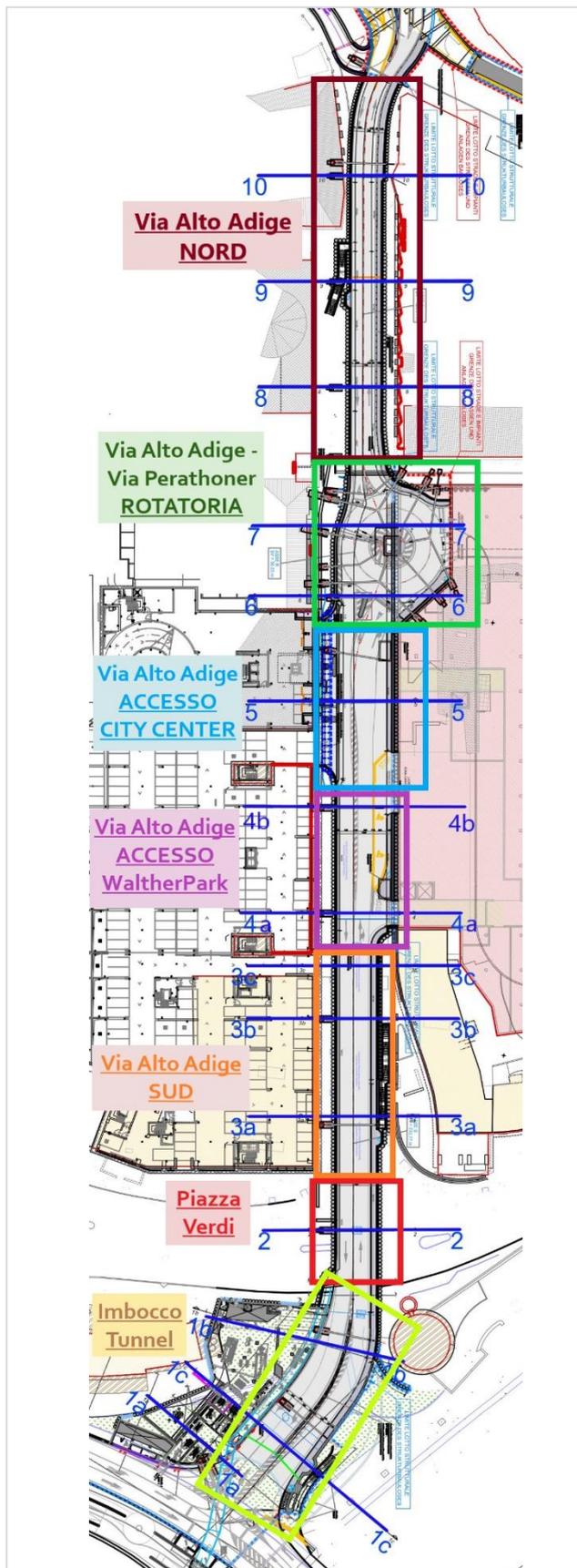


Figura 5.1 Inquadramento generale e tratti identificativi tunnel.

Con riferimento al tratto di tunnel di Via Alto Adige Nord e valutate le caratteristiche geometrico-strutturali del tunnel nel suo sviluppo dall'incrocio tra Via Alto Adige e Via Perathoner fino all'imbocco al parcheggio esistente di Piazza Walther, è stata individuata la sezione di calcolo più significativa in corrispondenza della sezione 8-8 per la quale si è proceduto alla modellazione FEM e alle successive verifiche strutturali e geotecniche.

In Figura 5.3 è illustrata la sezione di calcolo analizzata.

Per l'edificio alla destra del tunnel si considera un carico agente in fondazione pari a 235 kPa su un'impronta di carico larga 1.50 m alla profondità di circa 5.50 m dal p.c. locale.

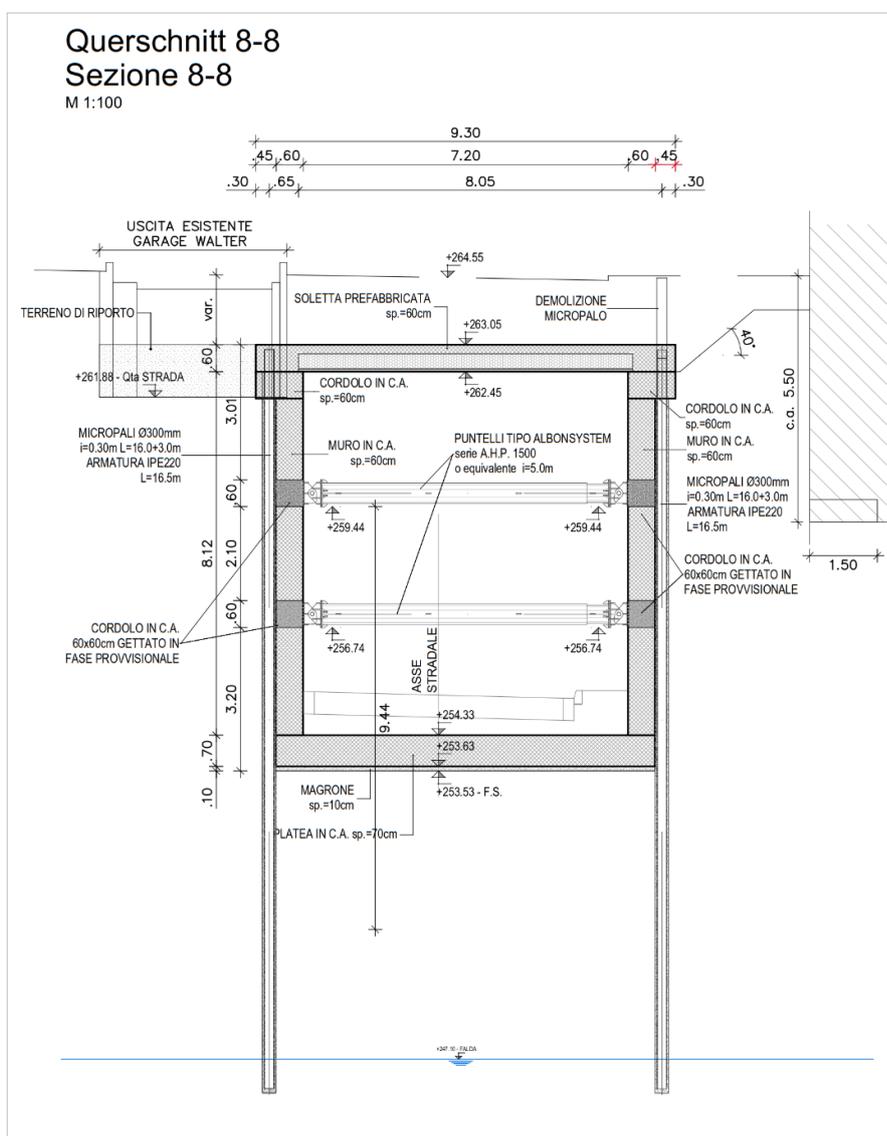


Figura 5.2 Sezione 8-8.

## 6 INQUADRAMENTO SISMICO

La berlinese di micropali atta a sostenere i fronti di scavi è un'opera provvisoria e, quindi, non soggetta all'analisi in condizioni sismiche. Si omette pertanto la valutazione dell'azione sismica di progetto.

## 7 ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO: MODELLAZIONE FEM

### 7.1 Premessa

Per la modellazione del problema e, in particolare, per l'analisi della berlinese ed il calcolo delle sollecitazioni sui puntelli di contrasto e sulle chiodature, è stato impiegato il codice di calcolo Plaxis 2D, un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per fasi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

### 7.2 Codice di calcolo

Il programma PLAXIS 2D, impiegato per il calcolo delle sezioni, è stato realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart.

PLAXIS è un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

Il programma PLAXIS è nato per specifiche esigenze di tipo geotecnico; esso permette di esaminare casi di stato piano di deformazione o di assialsimmetria.

La sua caratteristica peculiare è di utilizzare materiali con caratteristiche elastoplastiche, seguendo passo passo gli incrementi di carico (fino a grandi deformazioni, nel qual caso è possibile aggiornare la mesh) utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il modello utilizzato è invece un modello elastoplastico ad invecchiamento tipo Hardening Soil Model (HSM).

Il terreno è schematizzato mediante un insieme di elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di ciascun elemento (essendo polinomi del 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi. Esiste la possibilità di mettere in conto la presenza di elementi lineari del tipo "beam", "truss" e "geotessili" resistenti solo a trazione, di considerare la presenza di molle elastoplastiche, e di ridurre le caratteristiche meccaniche del terreno a contatto con elementi di diversa natura.

I dati principali richiesti dal programma sono:

- a. geometria del problema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 15 nodi, posizione di elementi beam, truss, geotessili, molle elastoplastiche, vincoli, falda);
- b. caratteristiche degli elementi di terreno:

$\gamma_{dry}$  = peso totale dell'unità di volume emerso,

$\gamma_{wet}$  = peso totale dell'unità di volume immerso,

$\phi'$  = angolo d'attrito interno,

$\psi$  = angolo di dilatanza,

G = modulo di elasticità tagliante,

$\nu$  = coefficiente di Poisson,

$c'$  = coesione,

- c. coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale;
- d. tipo di comportamento (drenato o non drenato);
- e. caratteristiche degli elementi lineari:

EJ ed EA per gli elementi beam,

EA per gli elementi truss,

rigidezza elastica per elementi geotessili in trazione,

rigidezza e forza ultima per le molle elastoplastiche;

- f. definizione dei sistemi di carico;
- g. definizione delle pressioni idrostatiche, eventualmente variabili durante l'analisi del problema, o, quando sia richiesto, condizioni al contorno per il calcolo delle pressioni idrostatiche.

A seguire sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale  $\sigma_1$  e la tensione di confinamento radiale  $\sigma_3$ ) e la deformazione assiale ( $\varepsilon_1$ );
- relazione fra  $\varepsilon_v$  (deformazione volumetrica  $\Delta V/V_0$ ) e  $\varepsilon_1$  (deformazione assiale).

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche, o a dissipazione di pressioni neutre) in passi di calcolo, ed è possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni.

All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidità iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato).

Il controllo della convergenza, al termine della i-esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|\overline{P}_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove:

- $\varepsilon_i$  = errore della i-esima iterazione;
- $\|\overline{P}_i\|$  = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate;  $\|\overline{P}_i\|$  può essere definito come  $\|\Sigma F - P_i\|$ , dove  $P_i$  è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i-esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);
- $\|\Sigma F\|$  = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

In output sono disponibili, per ogni passo:

- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione (12 per triangolo),
- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi beam e sforzo normale negli elementi truss, negli elementi geotessili e nelle molle elastoplastiche.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.

Il programma permette di risolvere i seguenti problemi:

- filtrazione, e sue conseguenze sul campo delle deformazioni e delle tensioni,
- carichi applicati, analisi delle deformazioni e delle tensioni, valutazione del carico limite,
- analisi della stabilità dei pendii,
- interazione terreno-struttura,
- effetto della presenza di geotessili,
- analisi della consolidazione.

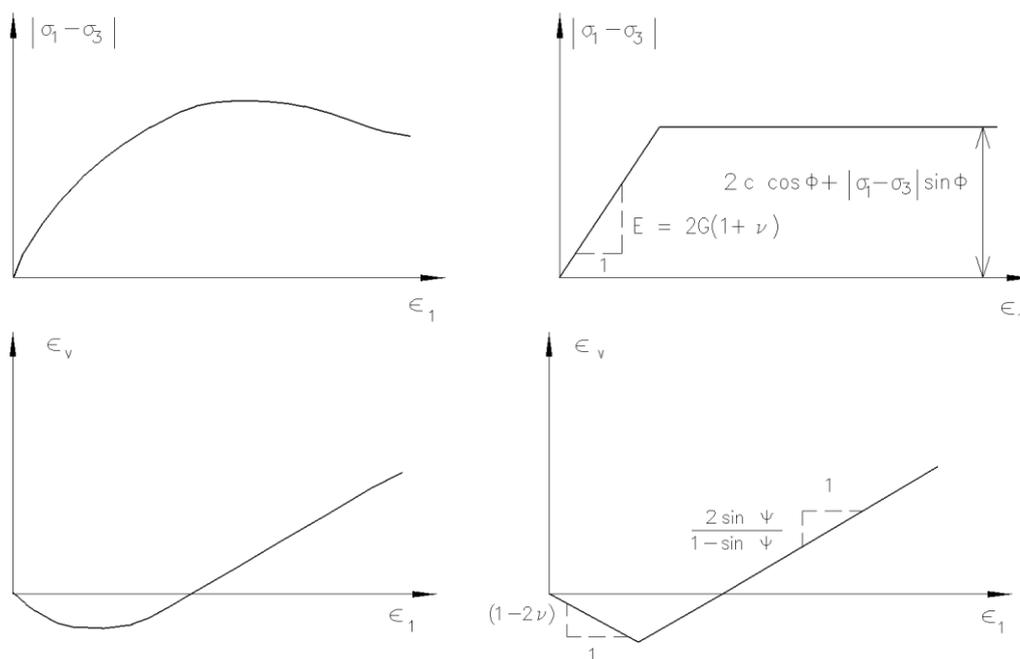


Figura 7.1 Relazione fra la prova triassiale standard (drenata) e modello elastoplastico.  $\sigma_1$  è la tensione assiale,  $\sigma_3$  tensione radiale costante di confinamento,  $\sigma_v$  deformazione volumetrica,  $\sigma_1$  è la deformazione assiale

### 7.3 Analisi dei carichi

#### Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$  = tensione verticale efficace alla generica quota z;

$K_a$  = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di  $K_a$  si utilizza la formula di Mononobe ed Okabe.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

$$p_p = \sigma'_v K_p + 2\sqrt{K_p} c'$$

Il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata automaticamente dal codice di calcolo impiegato con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito berlinese-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta.

#### Spinta dell'acqua

La spinta dell'acqua di falda non è stata considerata nei codici di calcolo in quanto non interferisce con i futuri manufatti.

#### Sovraccarico permanente

Per simulare la presenza del carico stradale, è stato applicato un sovraccarico al p.c. pari a 20 kPa. Tale carico è stato opportunamente coefficientato in accordo con le NTC2008 ed in funzione delle combinazioni studiate.

### Azione sismica

Trattandosi di opere di sostegno provvisorie l'azione sismica non è stata implementata nei modelli di calcolo.

### Parametri geotecnici

Il terreno viene simulato con il modello costitutivo di tipo "Hardening soil", utilizzando i parametri del sottosuolo riportati al relativo capitolo geotecnico. I terreni di natura granulare sono stati modellati con un comportamento di tipo drenato. In particolare, il modulo di Young (E) è stato assunto variabile con la profondità definendo il modulo E<sub>50</sub> secondo la legge iperbolica:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot (\sigma' / p_{ref})^m$$

con  $\sigma'$  pari alla tensione litostatica,  $p_{ref}$  pressione di riferimento pari a 100 kPa e m assunto pari a 0.2.

I volumi di calcestruzzo, invece, sono stati simulati con il modello costitutivo di tipo "Linear Elastic".

Inoltre, nel modello di calcolo il modulo elastico di carico-scarico  $E_{UR}$  è assunto di default pari a tre volte il valore del modulo elastico edometrico ( $E_{oed}$ ).

Si precisa infine che nei modelli di calcolo la coesione  $c'$  è assunta pari a 0.1 kPa per necessità computazionali. Tale assunzione è ininfluenza sugli esiti delle analisi svolte.

## **7.4 Verifiche strutturali agli SLU**

Per le verifiche si seguirà l'approccio 1 secondo la combinazione 1, A1+M1+R3, che prevede l'amplificazione dei carichi agenti secondo i coefficienti parziali sulle azioni  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  e l'adozione di coefficienti parziali unitari sulle resistenze  $\gamma_M$  per la determinazione dei parametri geotecnici del terreno.

CARICHI		$\gamma_F$	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.5	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

PARAMETRO	GRANDEZZA	$\gamma_M$	( M1 )	( M2 )
Tangente angolo res.taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

Nell'analisi condotta con il software Plaxis 2D le azioni sono applicate con i loro valori caratteristici e, quindi, le sollecitazioni risultanti sono da considerarsi agli stati limite di esercizio (SLE).

Per ottenere le sollecitazioni agli stati limite ultimi (SLU) si applicano i coefficienti parziali relativi alle azioni ( $\gamma_F$ ) direttamente alle sollecitazioni SLE. In particolare, il valore delle sollecitazioni agli SLE indotte dai carichi permanenti (strutturali e non) si moltiplicano per il coefficiente 1.3, mentre la quota parte di sollecitazione indotta da un sovraccarico variabile si moltiplica per il coefficiente 1.5.

## 7.5 Elementi strutturali

### ***Berlinese di micropali D300***

La paratia di micropali di diametro 300 mm, interasse 30 cm e armatura IPE220 è stata inserita nel modello FEM come elementi *plate*, a cui sono stati attribuiti i seguenti parametri caratteristici a metro lineare:

$$EA = 5.0E6 \text{ kN/m}$$

$$EJ = 28.5E3 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$w = 6.5 \text{ kN/m/m}$$

### ***Puntelli di contrasto***

I puntelli di contrasto sono stati inseriti nel modello FEM come elemento "node to node anchor". Trattandosi di puntelli idraulici (tipo ALBONSYSTEM serie A.H.P. 1500 o equivalenti) la rigidezza è funzione della rigidezza del pistone idraulico, oltre che della rigidezza della sezione tubolare metallico. Pertanto, per la sezione di calcolo considerata sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- Sezione 8

$$EA = 6.80E5 \text{ kN} \quad i = 5 \text{ m}$$

Inoltre, è stata applicata una precompressione ai puntelli idraulici pari a 200 kN.

## 8 SEZIONE 8 – VIA ALTO ADIGE NORD

Si illustra di seguito il modello di calcolo della sezione 8 inerente al tratto di galleria artificiale di Via Alto Adige Nord. A seguire si riportano i risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sugli elementi strutturali.

### 8.1 Modello di calcolo

Nella sezione in oggetto, allo scopo di simulare il reale stato tensionale del terreno, sono state inizialmente implementate le fasi di costruzione degli edifici presenti ai lati del tunnel.

Si precisa che le quote impiegate nel modello fanno riferimento alla sezione 7A del progetto stradale in quanto rappresenta la sezione di maggior profondità di scavo per il tratto di tunnel che va dalla rotatoria di Via Alto Adige – Via Perathoner fino all'imbocco del parcheggio interrato di Piazza Walther.

Le fasi di costruzione considerate nella modellazione numerica sono le seguenti:

- 1) Fase iniziale
- 2) Costruzione edifici in sinistra e destra tunnel
- 3) Consolidazione
- 4) Annullamento dei cedimenti
- 5) Prescavo (quota 262.37 m)
- 6) Realizzazione berlinesi di micropali e soletta di copertura
- 7) Rinterro fino alla quota del piano stradale
- 8) Scavo fino al 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione (quota 258.14 m)
- 9) Realizzazione cordolo di contrasto e installazione 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione
- 10) Scavo fino al 2<sup>a</sup> ordine di puntellazione (quota 255.44 m)
- 11) Realizzazione cordolo di contrasto e installazione 2<sup>a</sup> ordine di puntellazione
- 12) Scavo fino alla quota di fondo scavo (252.30 m)
  - 12.1) Applicazione sovraccarico al pc
- 13) Realizzazione platea di fondazione e pareti
- 14) Rimozione 2<sup>a</sup> ordine di puntellazione
- 15) Prosecuzione realizzazione pareti in elevazione
- 16) Rimozione 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione
- 17) Completamento pareti in elevazione
- 18) Applicazione sovraccarico al pc

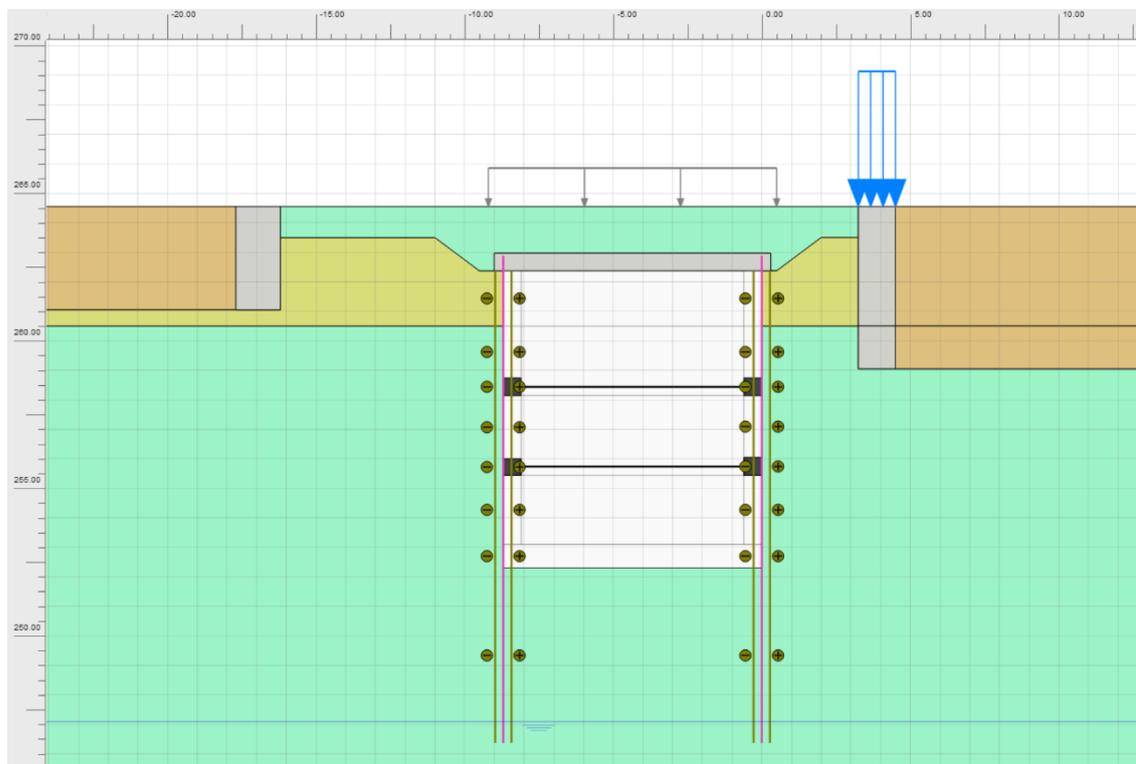


Figura 8.1 Vista del modello di calcolo nella fase di fondo scavo (fase 12).

## 8.2 Risultati

Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni agenti sulle strutture facendo riferimento alle fasi di costruzione più critiche dal punto di vista deformativo e tensionale.

### 8.2.1 Analisi degli spostamenti della berlinese di micropali

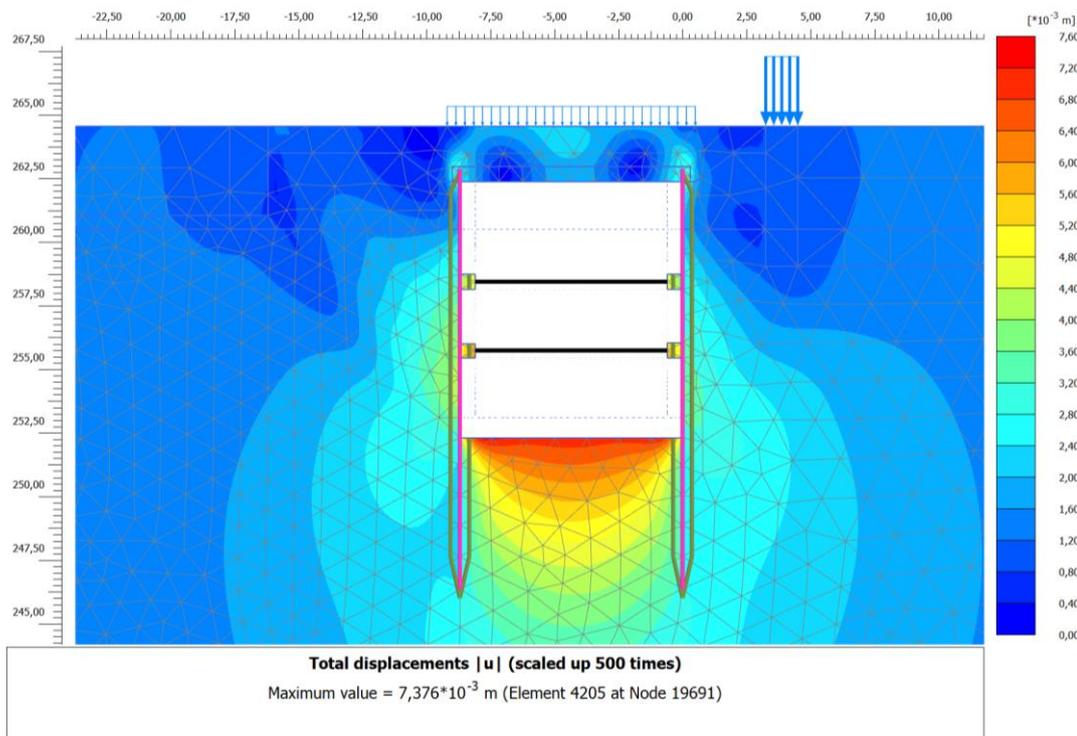


Figura 8.2 Spostamenti nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 12.1).

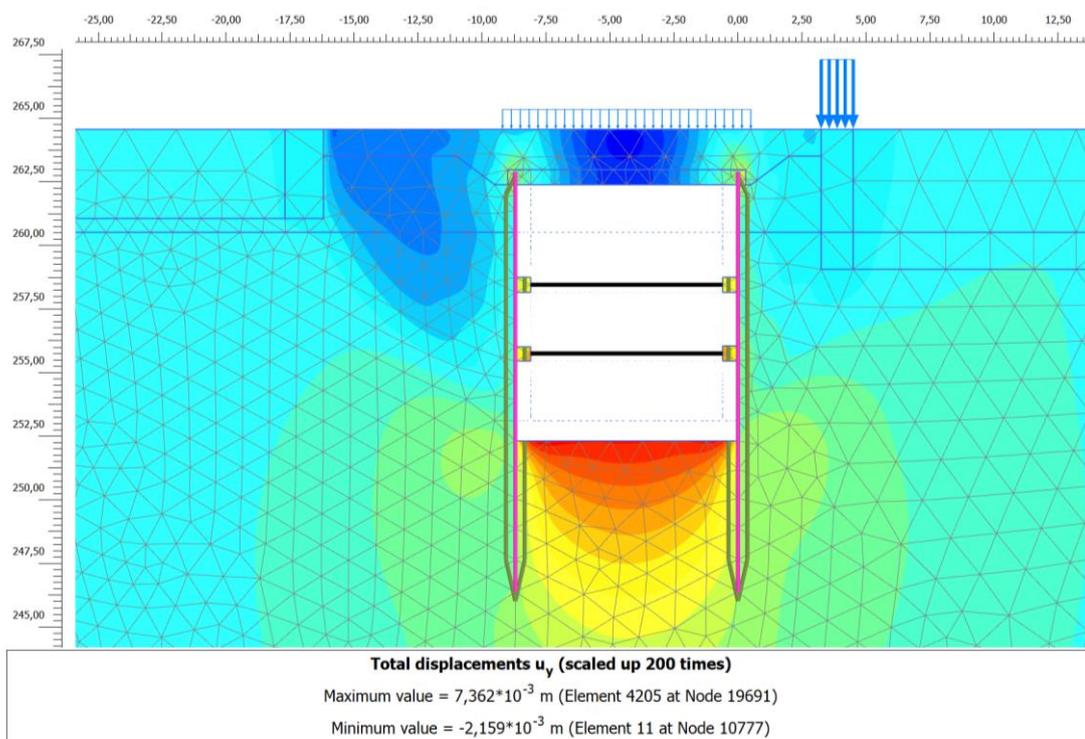


Figura 8.3 Spostamenti verticali nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 12.1).

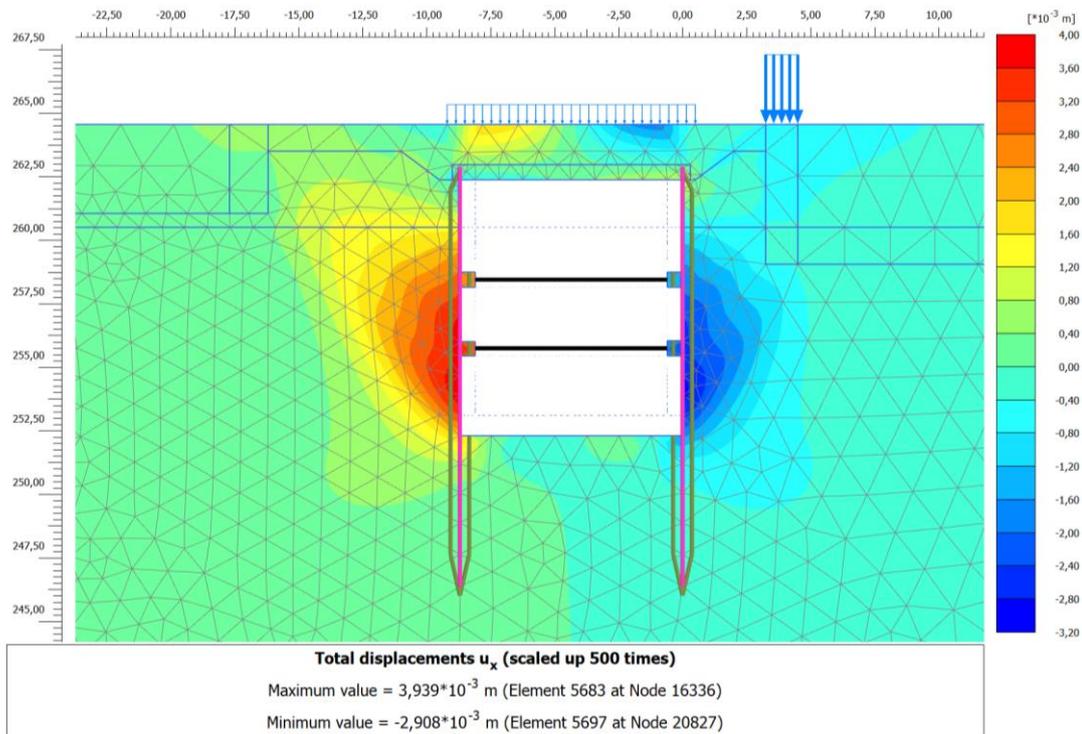


Figura 8.4 Spostamenti orizzontali nella fase di applicazione del sovraccarico al pc a fondo scavo (fase 12.1).

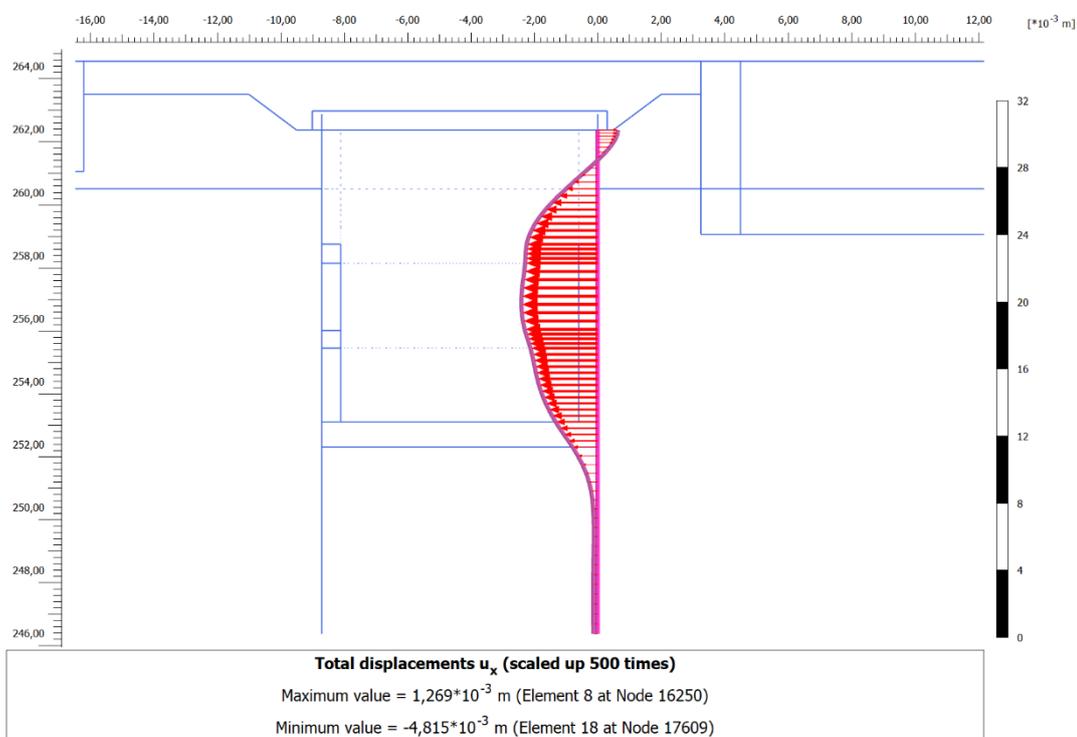


Figura 8.5 Spostamenti della berlinese DX nella fase di rimozione del 1° ordine di puntellazione (fase 16).

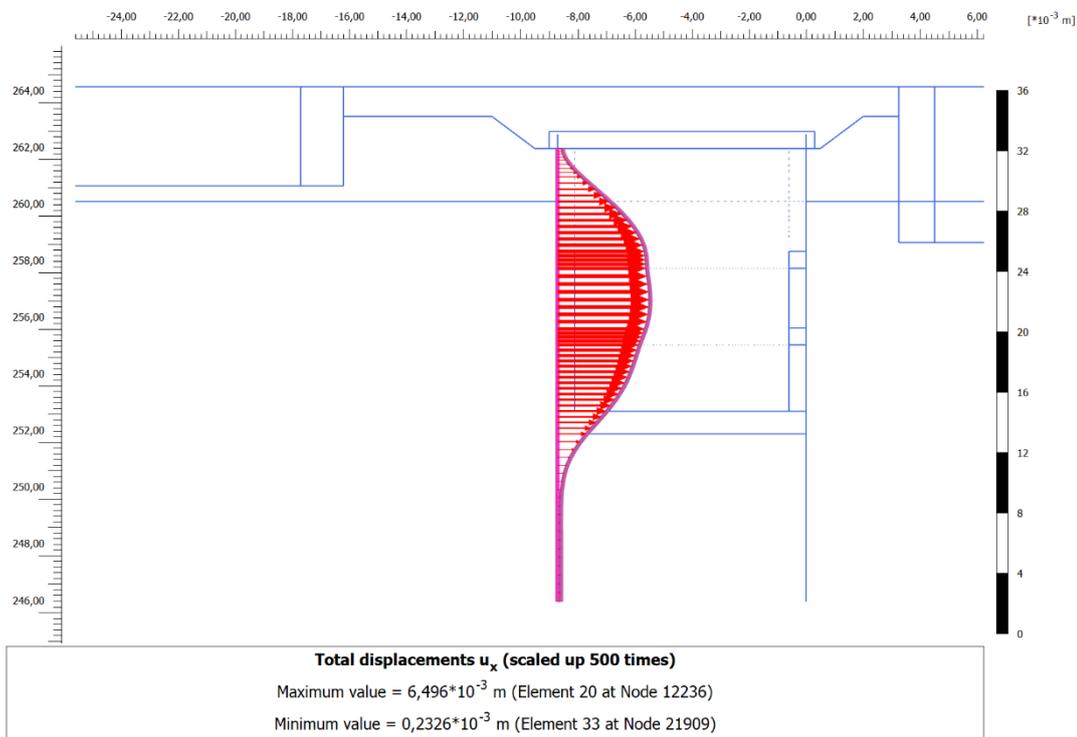


Figura 8.6 Spostamenti della berlinese SX nella fase di rimozione del 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione (fase 16).

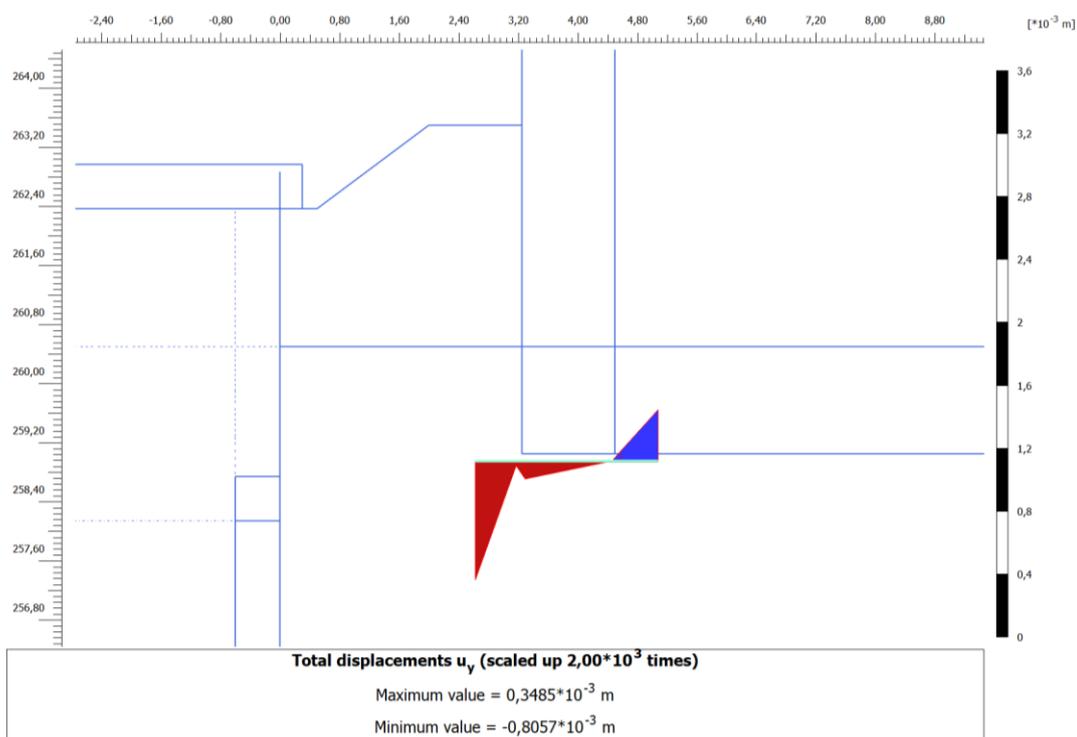


Figura 8.7 Cedimenti verticali dell'edificio alla destra del tunnel nella fase di rimozione del 1<sup>a</sup>ordine di puntellazione (fase 16).

Lo spostamento orizzontale massimo stimato della berlinese di micropali è pari a circa 6.5 mm. Considerata la tridimensionalità dell'opera in relazione al modello di calcolo in stato piano si possono stimare gli spostamenti reali della berlinese di micropali pari a circa 5 mm.

Lo spostamento massimo verticale di circa 7.4 mm è dovuto al rigonfiamento del terreno a seguito dello scavo.

Per quanto riguarda l'edificio esistente alla destra del tunnel, il cedimento verticale massimo che si registra nella condizione più gravosa è inferiore al millimetro. Nel caso tridimensionale reale si può asserire, quindi, che l'edificio non risenta della costruzione del tunnel o comunque non da indurre conseguenze dal punto di vista statico e strutturale all'edificio stesso.

### 8.2.2 Analisi delle sollecitazioni sulle berlinesi di micropali

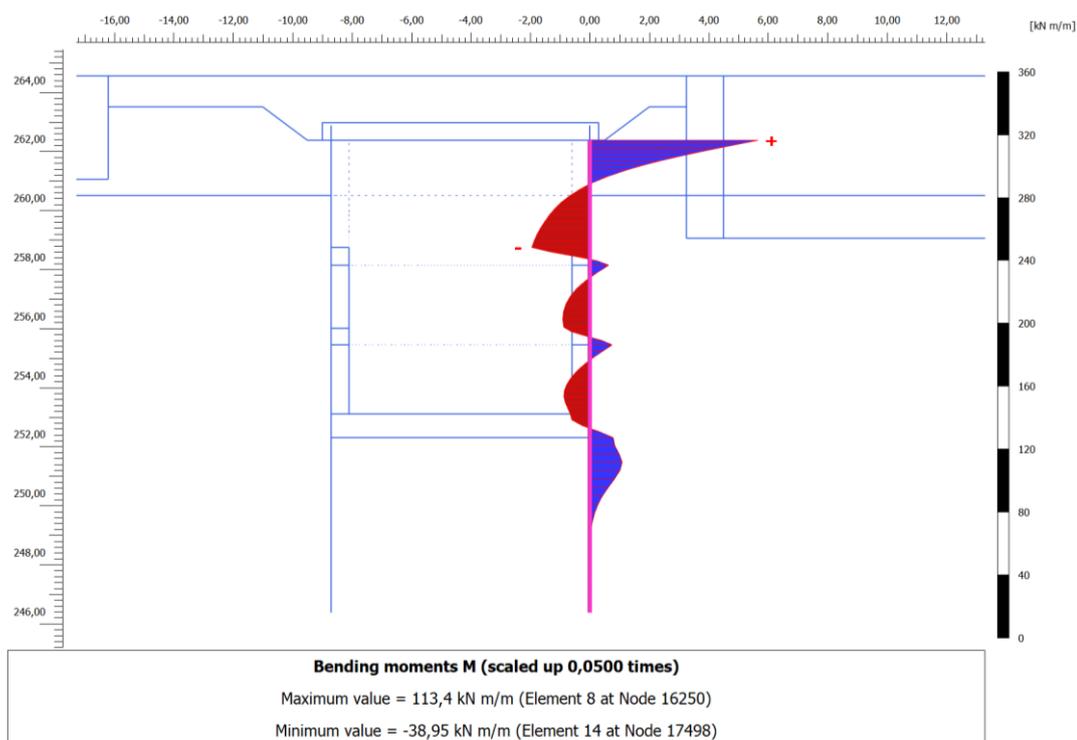


Figura 8.8 Andamento del momento sulla berlinese DX nella fase di rimozione del 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione (fase 16).

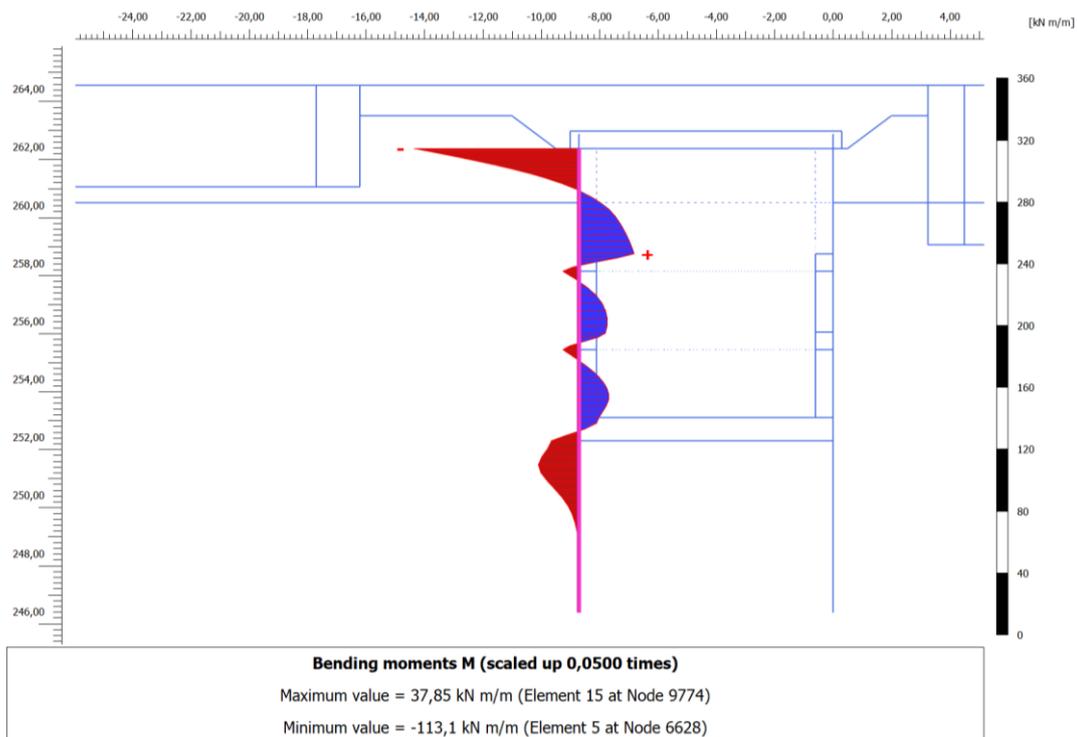


Figura 8.9 Andamento del momento sulla berlinese SX nella fase di rimozione del 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione (fase 16).

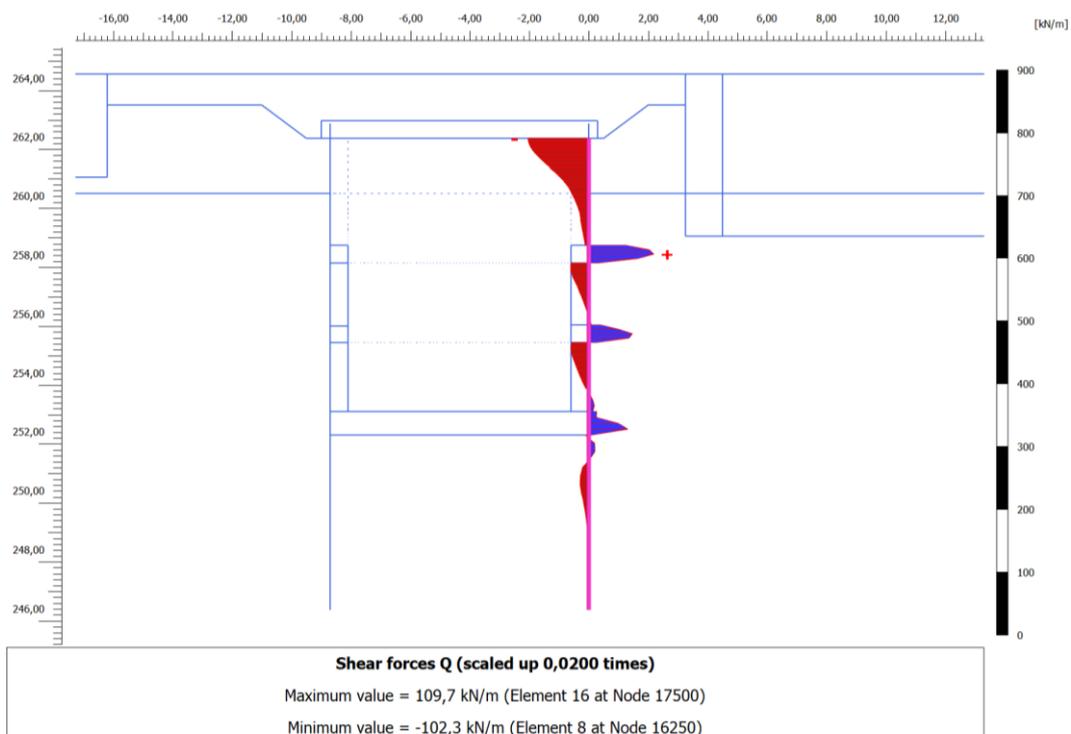


Figura 8.10 Andamento del taglio sulla berlinese DX nella fase di rimozione del 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione (fase 16).

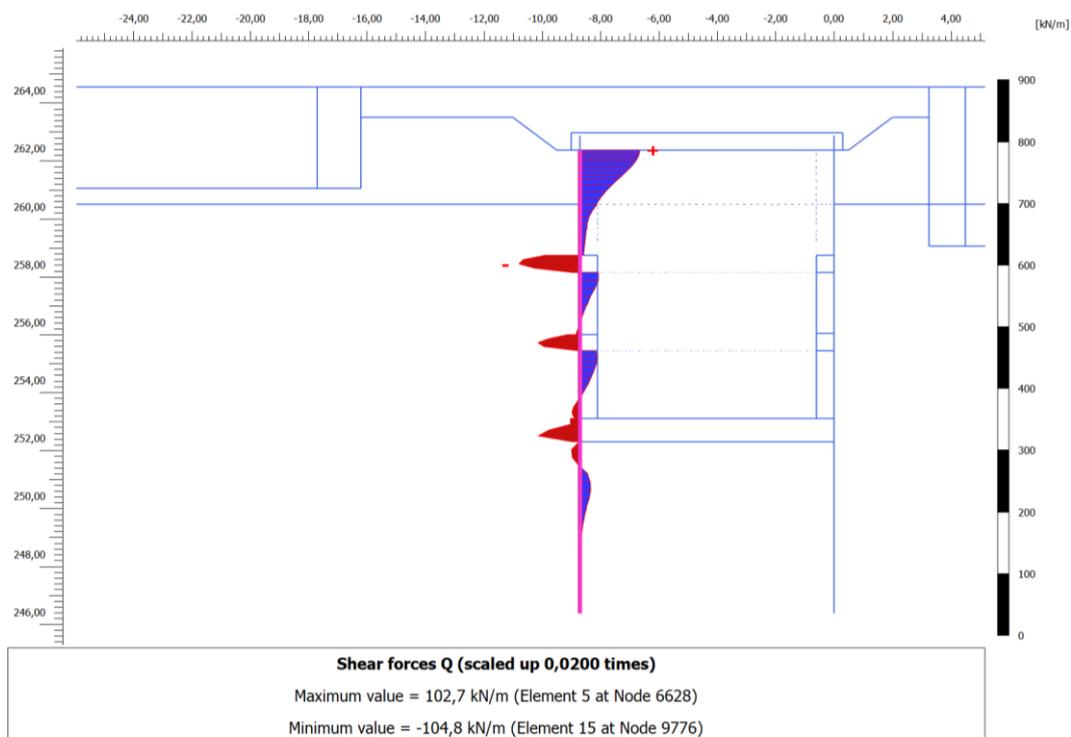


Figura 8.11 Andamento del taglio sulla berlinese SX nella fase di rimozione del 1<sup>a</sup> ordine di puntellazione (fase 16).

### 8.2.2.1 Sforzo normale sui micropali

Lo sforzo normale sui micropali è stato calcolato considerando il carico gravante sugli stessi per un tratto di tunnel di lunghezza 6 metri, corrispondente a cinque travi prefabbricate larghe ciascuna 1.20 m impiegate per la realizzazione del solaio di copertura.

Il carico agente sui micropali è dato dalla ripartizione sugli stessi della somma del peso proprio della soletta di copertura e del terreno riportata per ritombare l'opera fino al piano stradale di Via Alto Adige, alla quale si aggiunge il sovraccarico variabile pari a 20 kPa.

Nella sezione in esame la soletta di copertura ha una larghezza di 9.30 m e lo spessore pari a 60 cm (40 cm di trave prefabbricata e 20 cm di getto di ricoprimento).

Il peso proprio della trave prefabbricata impiegata (Top Bridge N di 1<sup>a</sup> categoria o equivalente) è pari a 580 kg/m (dato dedotto dalla scheda tecnica del prodotto fornita dal produttore). Pertanto, il peso proprio della soletta di copertura risulta pari alla somma del peso delle travi prefabbricate e del getto di ricoprimento:

$$PP_{\text{SOLETTA}} = PP_{\text{TRAVI}} + PP_{\text{GETTO CLS}} = 5 \times (5.8 \times 9.30) + (0.20 \times 9.30 \times 6) \times 25 = 548.7 \text{ kN}$$

L'altezza media di rinterro della copertura del tunnel è pari a 1.70 m. Assunto  $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup> il peso proprio del terreno risulta:

$$PP_{\text{RINTERRO}} = 20 \times (1.7 \times 9.30 \times 6) = 1897.2 \text{ kN}$$

Infine, sull'impronta di carico considerata, il sovraccarico stradale grava per:

$$Q = 20 \times 9.30 \times 6 = 1116 \text{ kN}$$

Considerati i coefficienti prescritti dalle Norme Tecniche per le azioni  $\gamma_G = 1.3$  per i carichi permanenti strutturali e non, e  $\gamma_Q = 1.5$  per i carichi variabili, si calcola il carico complessivo agli SLU:

$$(Q_{\text{tot}})_{\text{SLU}} = (PP_{\text{SOLETTA}} + PP_{\text{RINTERRO}}) \times \gamma_G + Q \times \gamma_Q = 2445.9 \times 1.3 + 1116 \times 1.5 = 4853.67 \approx 4854 \text{ kN}$$

Il carico agente sul singolo micropalo è pari al carico totale suddiviso tra le due berlinesi ed il numero di pali presenti per il tratto di tunnel considerato di lunghezza 6 m (20 micropali):

$$N_{\text{SLU}} = 4854 / 2 / 20 = 121.4 \text{ kN}$$

### 8.2.3 Analisi delle sollecitazioni sui puntelli

Si riportano di seguito gli output relativi alla reazione massima dei puntelli idraulici previsti a progetto.

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	9788	1	-8,100	258,440	-605,983	-605,983	0,000
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	17484	2	-0,600	258,440	-605,983	-605,983	0,000

Figura 8.12 Reazione massima sul 1<sup>a</sup> ordine di puntelli.

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	13697	1	-8,100	255,740	-564,163	-564,163	0,000
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	18556	2	-0,600	255,740	-564,163	-564,163	0,000

Figura 8.13 Reazione massima sul 2<sup>a</sup> ordine di puntelli.

## 9 VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO

### 9.1 Berlinese di micropali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei micropali armati con profilo IPE220 in acciaio S355 considerando le massime sollecitazioni per ciascuna delle sezioni di calcolo considerata.

#### 9.1.1 Verifiche strutturali

Noto l'interasse tra i micropali pari a 0.3 m, si applica il coefficiente amplificativo 1.3 (gruppo A1) per ricavare le sollecitazioni (momento flettente e taglio) agli SLU. Lo sforzo normale è già stato calcolato agli SLU nel relativo paragrafo 9.2.2.1.

$$M_{SLU} = 113.4 \times 0.3 \times 1.3 = 44.2 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 109.7 \times 0.3 \times 1.3 = 42.8 \text{ kN}$$

$$N_{SLU} = 121.4 \text{ kN}$$

Con un foglio di elaborazione interna, si verifica l'armatura del micropalo. VERIFICA SODDISFATTA



Con riferimento al grafico di Figura 13.1, in funzione al terreno di tipo A1 riportato al capitolo 3 – Parametri Geotecnici e al valore  $N_{spt}$ , la tensione tangenziale limite individuata è pari a 150 kPa (per  $N_{spt}$  medio pari a 30). A favore di sicurezza si assume un valore limite ridotto pari a 120 kPa.

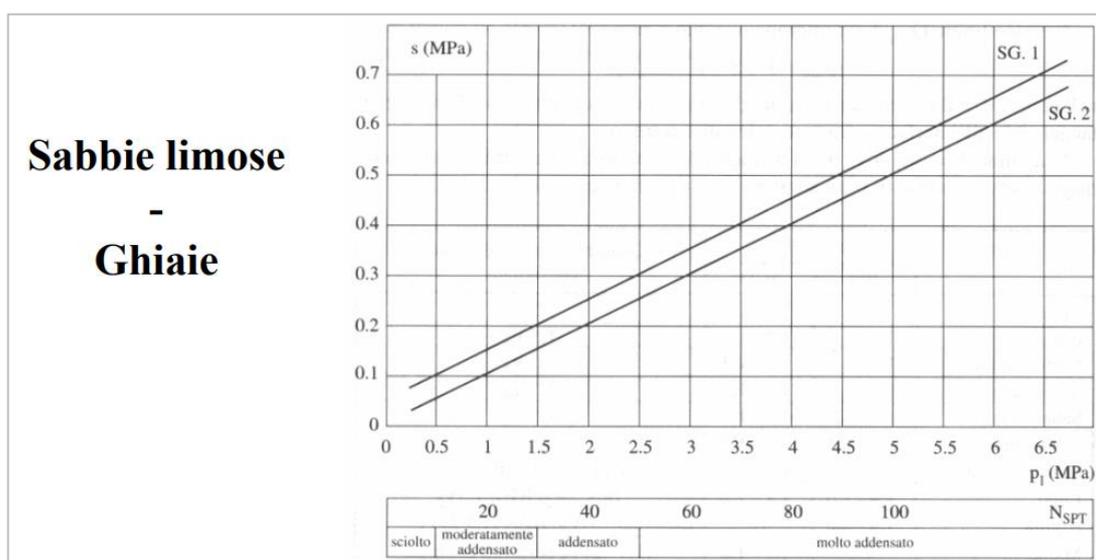


Figura 9.1 Andamento di  $s$  in funzione di  $p_1$  per sabbie e ghiaie.

La capacità portante assiale ( $Q_{lim}$ ) viene pertanto calcolata come la somma della capacità portante laterale ( $Q_L$ ) e della capacità portante di punta ( $Q_P$ ):

$$Q_{lim} = Q_L + Q_P = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s + 0.15 \cdot Q_L$$

dove  $d_s$  è il diametro del micropalo,  $L_s$  è lo spessore di ciascun strato attraversato dal micropalo e  $s$  è la resistenza laterale valutata come sopra. Il contributo della resistenza alla punta è assunto come un'aliquota (15%) della portata laterale.

Considerata la profondità di infissione del palo pari a 6.80 m, la portata laterale risulta:

$$Q_L = \pi \times 0.30 \times 6.80 \times 120 = 769 \text{ kN}$$

La capacità portante  $Q_{lim}$  è pari a:

$$Q_{lim} = 769 + 0.15 \cdot 769 = 884.4 \text{ kN}$$

Considerato il coefficiente di correlazione  $\xi_3$  definito dalle NTC-2018 in funzione del numero di verticali indagate (pari a 3) il valore caratteristico della resistenza ( $R_{c,k}$ ) risulta:

$$R_{c,k} = 884.4 / 1.6 = 552.8 \text{ kN}$$

Con riferimento alle vigenti NTC-2018 la resistenza di progetto a compressione ( $R_{c,d}$ ) dei pali soggetti a carichi assiali è definita a partire dal valore caratteristico  $R_{c,k}$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  prescritti alla Tab. 6.4.II (§6.4.3.1.1). Nel caso specifico  $\gamma_R = 1.15$ .

$$R_{c,d} = 552.8 / 1.15 = 480.7 \text{ kN} > N_{Ed} = 121.4 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

## 9.2 Puntelli idraulici

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei puntelli idraulici la cui installazione è prevista via via che si procede con lo scavo in profondità del tunnel. Trattandosi di puntelli idraulici tipo ALBONSYSTEM serie A.H.P. 1500 o equivalenti il carico massimo assiale dichiarato dal costruttore è pari a 1500 kN.

Il carico agente sui puntelli per la sezione di calcolo analizzata viene calcolato agli SLU moltiplicando la reazione massima ricavata dal modello Plaxis per il coefficiente amplificativo 1.3.

SEZIONE	REAZIONI PUNTELLI IDRAULICI			
	Ordine	i [m]	N [kN]	N <sub>SLU</sub> [kN]
8	1 <sup>^</sup>	5.0	606.0	<b>787.8</b>
	2 <sup>^</sup>	5.0	564.1	<b>733.3</b>

Tabella 9.1 Reazioni puntelli idraulici.

Come si osserva dalla Tabella 9.1, le reazioni dei puntelli agli SLU risultano inferiori al carico assiale massimo dei puntelli idraulici previsti a progetto (1500 kN). **VERIFICA SODDISFATTA**

### 9.2.1 Cordolo di ancoraggio

Si verifica la sezione del cordolo di ancoraggio dei puntelli idraulici previsto lungo il tunnel. Il cordolo ha dimensioni 60 x 60 cm. Nel caso specifico si considera la sollecitazione massima N<sub>SLU</sub> pari a 787.8 kN (sezione 8).

Lo schema statico a cui ci si può ricondurre per analizzare le sollecitazioni agenti sul cordolo è quello di trave su più appoggi, con luce massima pari a circa L=5.00 metri, caricata con un carico uniformemente distribuito (q) pari alla reazione dei puntelli per metro lineare:

$$q_{\max} = 787.8 / 5 = 157.6 \text{ kN/m}$$

Per una trave con carico distribuito su più appoggi la flessione ed il taglio massimi risultano:

$$M_{\text{sd,max}} = 1/12 \times l^2 \times q_{\max} = 328.3 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{sd,max}} = 1/2 \times l \times q_{\max} = 394 \text{ kN}$$

Il cordolo risulta armato con correnti 5  $\phi$ 22 + 5  $\phi$ 22 e staffe  $\phi$ 14/20 cm a 2 braccia. In corrispondenza dei puntelli si incrementa l'armatura, per un tratto di lunghezza 2 m, prevedendo staffe  $\phi$ 14/10 cm a 2 braccia. Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio del cordolo.

Risulta in ogni caso  $M_{Rd} > M_{Sd}$  e  $T_{Rd} > T_{Sd} \rightarrow$  VERIFICA SODDISFATTA.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ \_ X

File **Materiali** Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19,01	4
2	19,01	56

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
 yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

<b>VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A</b>					
<b>GEOMETRIA SEZIONE</b>					
base $b_w$	600	[mm]	d utile	560	[mm]
altezza	600	[mm]	area	360000	[mm <sup>2</sup> ]
copriferro	40	[mm]			
<b>MATERIALI</b>					
			calcestruzzo		
			$R_{ck}$	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
acciaio	B450C		$f_{ck}$	25	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yk}$	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_c$	1.5	
$\gamma_s$	1.15		alfa cc	0.85	
$f_{yd}$	391	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cd}$	14.2	[N/mm <sup>2</sup> ]
			$f'_{cd}$	7.1	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>SOLLECITAZIONE</b>					
	<b>Vsd</b>		<b>394</b>		<b>[kN]</b>
<u>elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</u> [punto 4.1.2.1.3.1]					
<i>(per solai piastre e membrature --&gt; si calcola la resistenza a trazione del cls)</i>					
k	1.60				
$v_{min}$	0.353				
Asl	1910	[mm <sup>2</sup> ]	area armatura longitudinale tesa		
$\rho_1$	0.006	<	0.020		
$\sigma_{cp}$	0.000	<	2.833	[MPa]	
$N_{Sd}$	0	[kN]	sforzo di compressione		
$V_{Rd}$	156.03	[kN]	$V_{Rd,min} =$	118.74	[kN]
$V_{Rd}$	<b>156.03</b>	[kN]			
<b>Vrd &lt; Vsd</b> <b>necessario mettere armatura trasversale a taglio</b>					
<u>elementi con armature trasversali resistenti a taglio</u> [punto 4.1.2.1.3.2]					
<b>ARMATURE</b>					
alfa c	1.00				
diam.staffe	14	[mm]			Inclinazione variabile
s	200	[mm]	passo staffe	$\omega_{sw}$	0.0709
n° braccia	2			$\cot\theta^*$	2.4608
Asw	308	[mm <sup>2</sup> ]	armatura trasversale		
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
$\theta$	45.0	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot ( $\theta$ )	1.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio					455 [kN]
<b>TAGLIO RESISTENTE</b>					
<i>resistenza di calcolo a taglio trazione</i> <i>formula 4.1.18</i>					
$V_{Rds}$	455	[kN]			
<i>resistenza di calcolo a taglio compressione</i> <i>formula 4.1.19</i>					
$V_{Rcd}$	989	[kN]			
<i>resistenza a taglio (min Vrds ; Vrcd)</i> <i>formula 4.1.20</i>					
$V_{Rd}$	<b>455</b>	<b>[kN]</b>			