



Società per Azioni Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova
 Via Flavio Gioia 71 37135 Verona
 tel. 0458272222 Fax 0458200051 Casella Postale 460M www.autobspd.it
 AREA COSTRUZIONI AUTOSTRADALI



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

PROGETTO PRELIMINARE

CUP G19J1 00001 40005

COMMESSA 25 2005

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
 Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
 PER LA PROGETTAZIONE
 Dott. Ing. Sergio Mutti

PROGETTISTA



CONSORZIO RAETIA

CAPO PROGETTO:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
 Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO:
 Dott. Ing. Andrea Renso

ELABORATO **PROGETTO DEL TRACCIATO SCELTO**
 Opere d'arte: ponti e viadotti

Relazione tecnica e calcoli sommari viadotti tipologici

Progressivo Rev.
 06 02 00 001 A0

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA -
00	Agosto 2011	Prima Emissione	TECHNITAL	P. Versace	A. Renso	NOME FILE 2505_060200001_0101_OPP_A0.dwg
A0	Settembre 2011	Verifica art. 112 D.Lgs 163/06	TECHNITAL	V. Reale	P. Versace	CM 2505 ELAB. 06020000101
						Fg. 0101 LIV. 0PP REV. A0

**AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE**

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE TECNICA E CALCOLI SOMMARI VIADOTTI TIPOLOGICI

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DESCRIZIONE VIADOTTI	4
	2.1 VIADOTTO BOIADORI	10
	2.2 VIADOTTO VELO	11
	2.3 VIADOTTO ASSA	12
	2.4 VIADOTTO SETTECA'	13
	2.5 VIADOTTO MOLINO	14
	2.6 VIADOTTO POSTA 1	17
	2.7 VIADOTTO POSTA 2	18
	2.8 VIADOTTO CIECHI	20
3	PREDIMENSIONAMENTO VIADOTTI	22
	3.1 INTRODUZIONE	22
	3.2 RIFERIMENTI NORMATIVI	23
	3.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	24
	3.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SUOLO	26
	3.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	26
	3.6 IMPALCATO	27
	<i>3.6.1 Modellazione e criteri di calcolo</i>	<i>27</i>
	<i>3.6.2 Analisi dei carichi</i>	<i>29</i>
	<i>3.6.3 Sollecitazioni sulle travi principali</i>	<i>35</i>
	<i>3.6.4 Verifiche travi principali</i>	<i>37</i>
	<i>3.6.5 Verifiche traversi</i>	<i>85</i>
	<i>3.6.6 Verifiche soletta</i>	<i>86</i>
	3.7 SOTTOSTRUTTURE	92
	<i>3.7.1 Pile H=22,00 m, H=12,80 m e H=7,60 m con fondazione su plinto</i>	<i>92</i>
	<i>3.7.1.1 Calcolo delle sollecitazioni sulla pila H=22,00m</i>	<i>95</i>
	<i>3.7.1.2 Calcolo delle sollecitazioni sulla pila H=12,80m</i>	<i>100</i>
	<i>3.7.1.3 Calcolo delle sollecitazioni sulla pila H=7,60m</i>	<i>105</i>
	<i>3.7.1.4 Verifiche sul palo di fondazione più sollecitato</i>	<i>111</i>
	<i>3.7.2 Palo-pila H=7,10 e H=21,50 m</i>	<i>114</i>
	<i>3.7.2.1 Analisi delle sollecitazioni</i>	<i>116</i>
	<i>3.7.2.2 Verifica strutturale</i>	<i>117</i>

<i>3.7.2.3 Verifica geotecnica</i>	<i>118</i>
<i>3.7.3 Spalla tradizionale H=10,74 m</i>	<i>121</i>
<i>3.7.4 Spalla tradizionale H=8,50 m</i>	<i>137</i>
<i>3.7.5 Spalla passante H=7,00 m</i>	<i>153</i>

Indice delle tabelle

Tabella 1: Caratterizzazione sismica dei viadotti.	26
Tabella 2: Geometria delle travi principali.	29

Indice delle figure

Figura 1: Spalla tradizionale con $H > 8.50$ m.	6
Figura 2: Spalla tradizionale con $H < 8.50$ m.	7
Figura 3: Spalla passante.	8
Figura 4: Pila con plinto di fondazione su pali.	8
Figura 5: Pila con fondazione "a palo".	9
Figura 6: Sezione trasversale viadotto Boiadori.	10
Figura 7: Sezione trasversale viadotto Velo.	12
Figura 8: Sezione trasversale viadotto Assa.	13
Figura 9: Sezione trasversale viadotto Settecà.	14
Figura 10: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione sud.	15
Figura 11: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione nord (1).	16
Figura 12: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione nord (2).	16
Figura 13: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione nord (3).	17
Figura 14: Sezione trasversale viadotto Posta 1.	18
Figura 15: Sezione trasversale viadotto Posta 2.	19
Figura 16: Sezione trasversale viadotto Ciechi.	21
Figura 17: Modello di calcolo per le travi principali.	27
Figura 18: Modello di calcolo per la soletta.	28
Figura 19: Disposizione carichi mobili per il dimensionamento delle travi principali.	29
Figura 20: Disposizione carichi mobili per ottenere il massimo momento flettente sui traversi.	30

Figura 21: Disposizione carichi mobili per ottenere il massimo momento taglio sui traversi.	30
Figura 22: Disposizione dello schema di carico 1 sugli sbalzi.....	31
Figura 23: Disposizione dello schema di carico 2 sugli sbalzi.....	31
Figura 24: Linea d'influenza per il massimo momento flettente in campata.	31
Figura 25: Linea d'influenza per il massimo momento flettente all'appoggio.	32
Figura 26: Urto sulla barriera.	32
Figura 27: Azione del vento.....	33
Figura 28: Permanenti strutturali – Momento flettente.....	35
Figura 29: Permanenti strutturali – Taglio.	35
Figura 30: Permanenti non strutturali – Momento flettente.	35
Figura 31: Permanenti non strutturali – Taglio.	35
Figura 32: Mobili – Momento flettente.....	35
Figura 33: Mobili – Taglio.	35
Figura 34: Vento – Momento flettente.	35
Figura 35: Vento – Taglio.....	36
Figura 36: Gradiente termico lineare – Momento flettente.	36
Figura 37: Pile H=22,00 m, H=12,80 m, H=7,60 m.....	92
Figura 38: Palo-pila.	114
Figura 39: Modello di calcolo per il palo-pila.	115
Figura 40: Spettro di risposta elastico.....	116
Figura 41: Azioni sul modello di calcolo	121
Figura 42: Azioni sul modello di calcolo	138
Figura 43: Azioni sul modello di calcolo.	153

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione verranno descritti i viadotti presenti sulla tratta autostradale A31 Trento-Rovigo, tronco Trento – Valdastico - Piovene Rocchette. Dapprima verranno presentate le tipologie strutturali adottate ed i criteri con cui sono state scelte le scansioni delle luci, in funzione dei vincoli presenti sul territorio e delle esigenze strutturali. Successivamente verranno presentati i calcoli preliminari su impalcati e sottostrutture rappresentativi della totalità delle opere.

2 DESCRIZIONE VIADOTTI

I viadotti descritti nel seguito presentano tutti la medesima tipologia d'impalcato bitrave a sezione mista acciaio-clc.

La tipologia strutturale scelta si distingue per la semplicità realizzativa ed il ridotto peso della carpenteria metallica che è possibile ottenere.

Le scansioni delle luci adottate discendono dalle interferenze dei viadotti con i corsi d'acqua e le viabilità esistenti e da considerazioni di carattere strutturale relative ai rapporti fra le campate di riva e le campate intermedie. Per quanto possibile si è evitata l'ubicazione di pile in alveo, spesso realizzando luci singolari per consentire lo scavalco dell'alveo di magra.

Le travi principali, che presentano un'altezza pari a circa 1/25 della luce massima, sono costituite da una sezione saldata a doppio T, assemblate in conci in officina e montate in opera mediante giunzioni bullonate fra i vari conci. In corrispondenza delle piattabande superiori vengono saldati pioli tipo Nelson che garantiscono l'efficace connessione con la soletta in c.a.

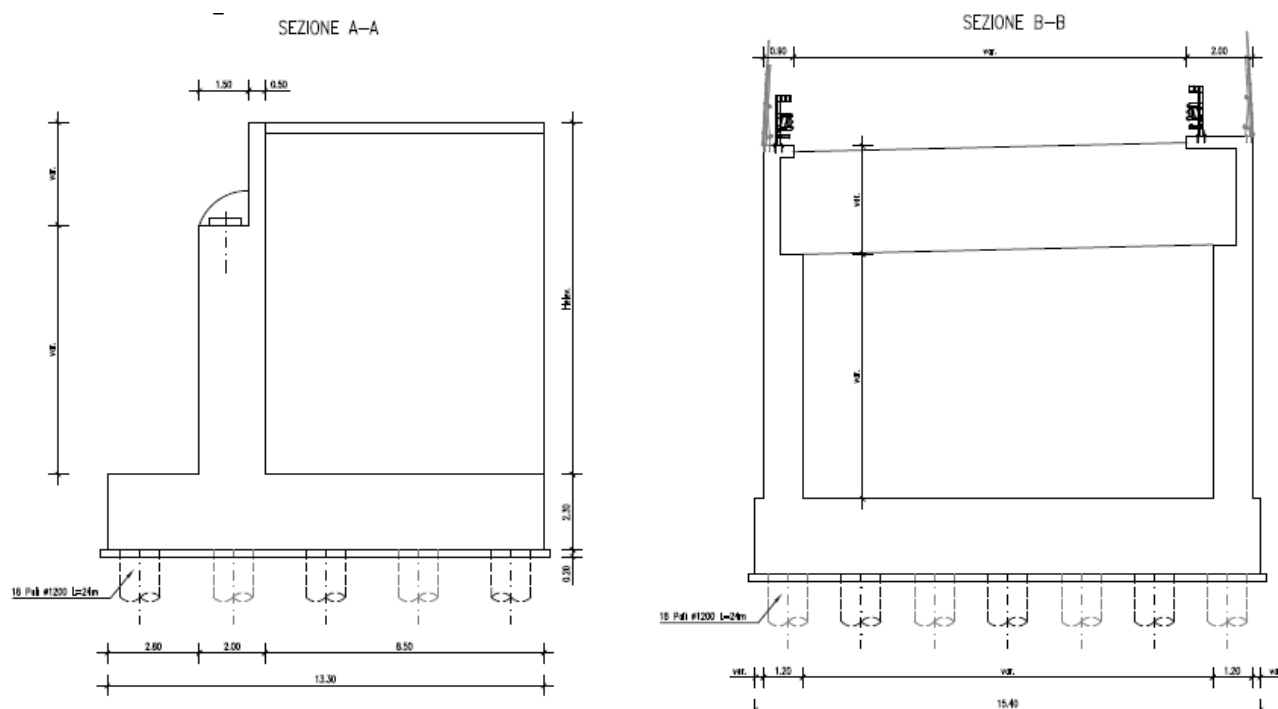
Ad interasse costante di circa 4 m sono posizionati i traversi, di tipo estradossato, con altezza di 80 cm. Questi hanno la doppia funzione di reggere i carichi derivanti dalla soletta (traversi portanti) e di stabilizzare le piattabande inferiori delle travi quando queste risultino compresse; per fare ciò i traversi vengono collegati, mediante bullonatura, a montanti con sezione a T saldati all'anima della trave principale: lo schema a telaio risultante ha la funzione di stabilizzare la piattabanda inferiore delle travi principali.

La soletta, di spessore complessivo di 31 cm, viene gettata su predalles autoportanti da 6 cm, disposte in direzione trasversale rispetto all'asse dell'impalcato, e presenta sbalzi di dimensione variabile, al termine dei quali viene posta una veletta prefabbricata.

La finitura degli impalcati prevede la realizzazione di un cordolo interno da 0.90 m e di uno esterno da 2.00 m, sui quali verranno montate le reti paramassi e le barriere di sicurezza (H4-W5).

L'organizzazione della piattaforma stradale prevede, su ciascun impalcato, 2 corsie di marcia da 3.75 m, una corsia d'emergenza da 3.00 m ed una banchina da 0.70 m. In talune situazioni si rendono necessari allargamenti della piattaforma per soddisfare le esigenze di visibilità o di svincolo.

Le sottostrutture consistono in spalle di tipo tradizionale fondate su pali, spalle passanti e pile cave a fusto unico circolare. La scelta della sezione circolare per il fusto delle pile deriva dall'esigenza di limitare il disturbo alla corrente per le pile che ricadono in zona golenale: tale sezione, infatti, oltre a garantire in ingombro limitato, risulta indifferente all'angolo di incidenza della corrente, adattandosi ad eventuali divagazioni dell'alveo. Per uniformità la sezione scelta per le pile interessate dalle correnti è stata utilizzata anche per quelle poste al di fuori delle zone golenali. Le pile presentano una diversa fondazione a seconda della loro ubicazione: per quelle che ricadono in zone interessate dai corsi d'acqua è stata scelta una fondazione a palo unico realizzato mediante pali secanti ed iniezioni, creando così un palo-pila, al fine di limitare le conseguenze dei fenomeni di scalzamento della fondazione, mentre per le altre pile è stata prevista una fondazione tradizionale con un plinto rettangolare e 12 pali.



AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

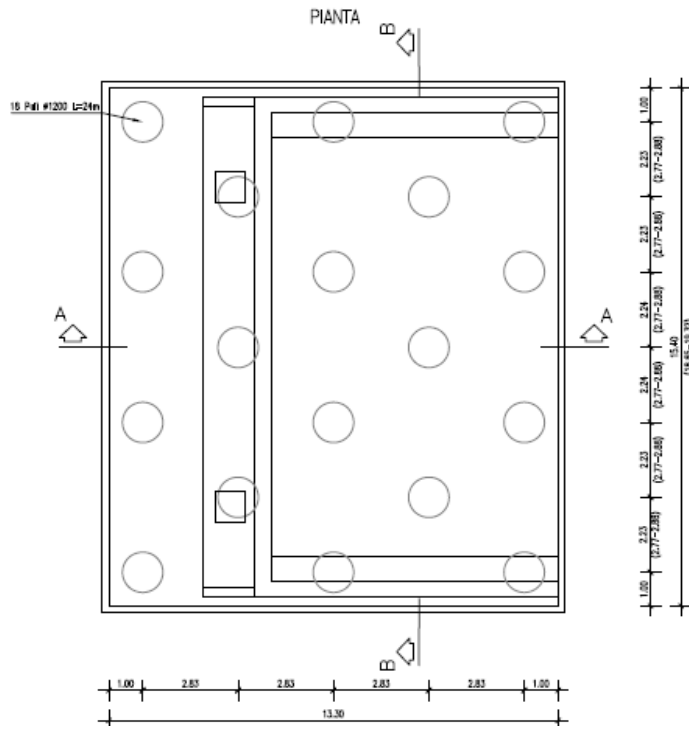


Figura 1: Spalla tradizionale con $H > 8.50$ m.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

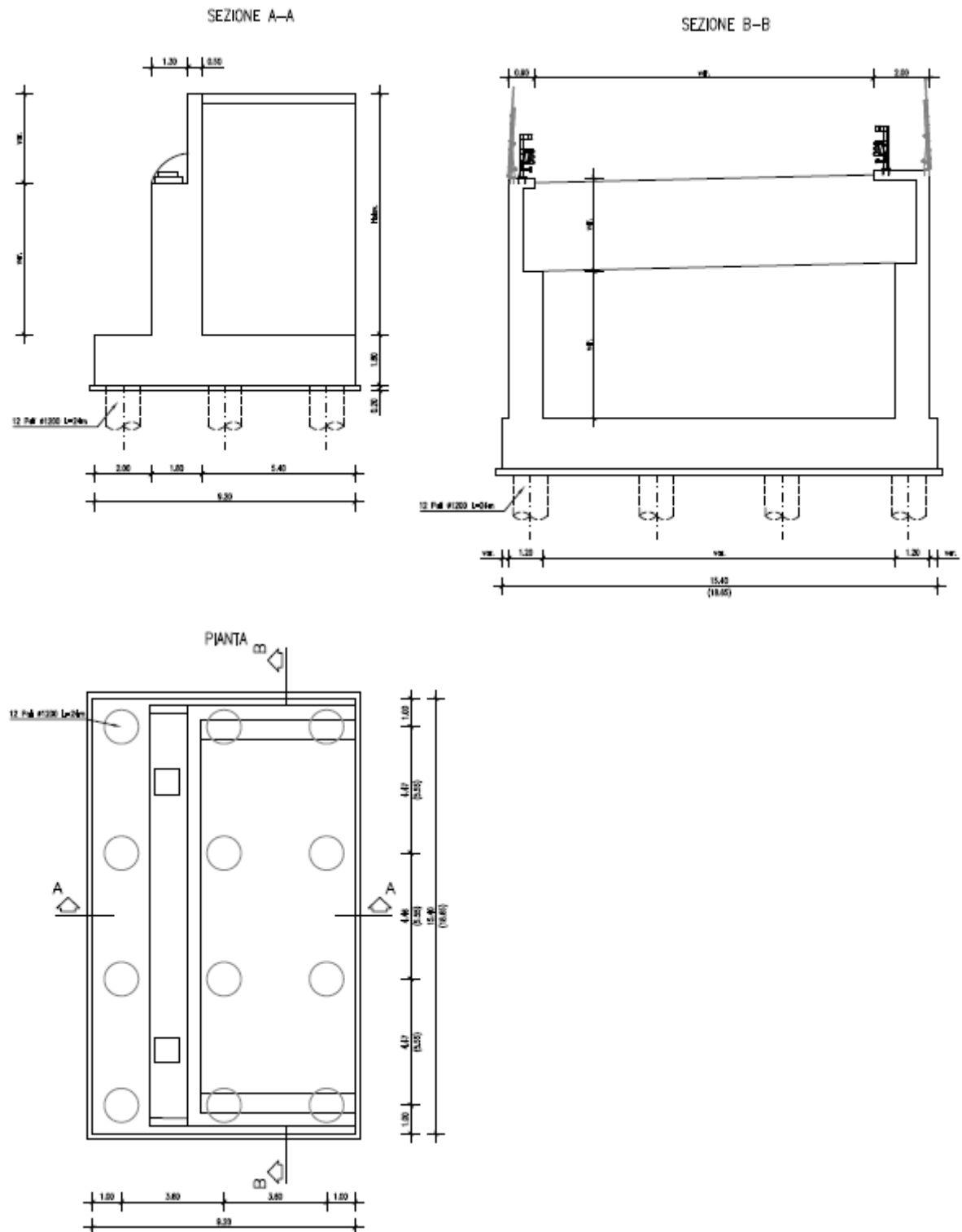


Figura 2: Spalla tradizionale con $H < 8.50$ m.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

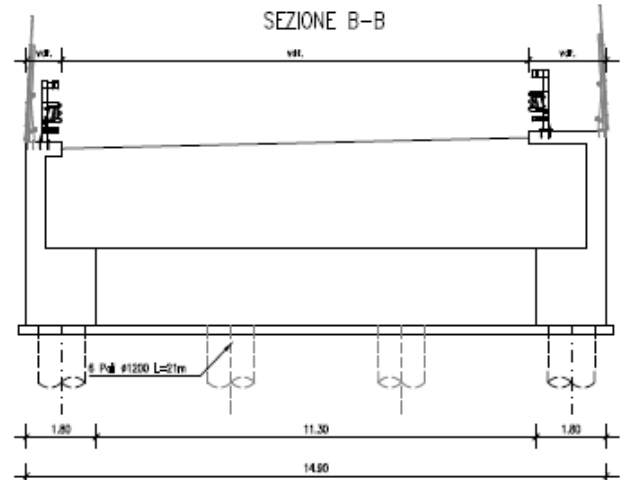
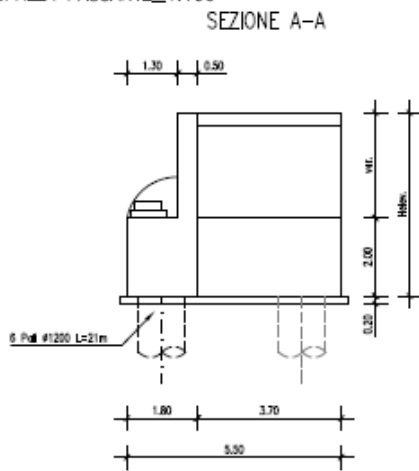
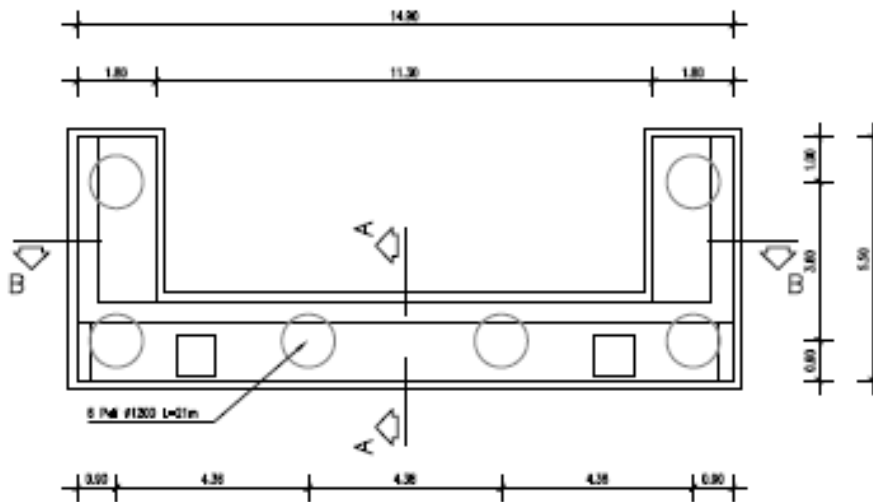


Figura 3: Spalla passante.

Figura 4: Pila con plinto di fondazione su pali.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

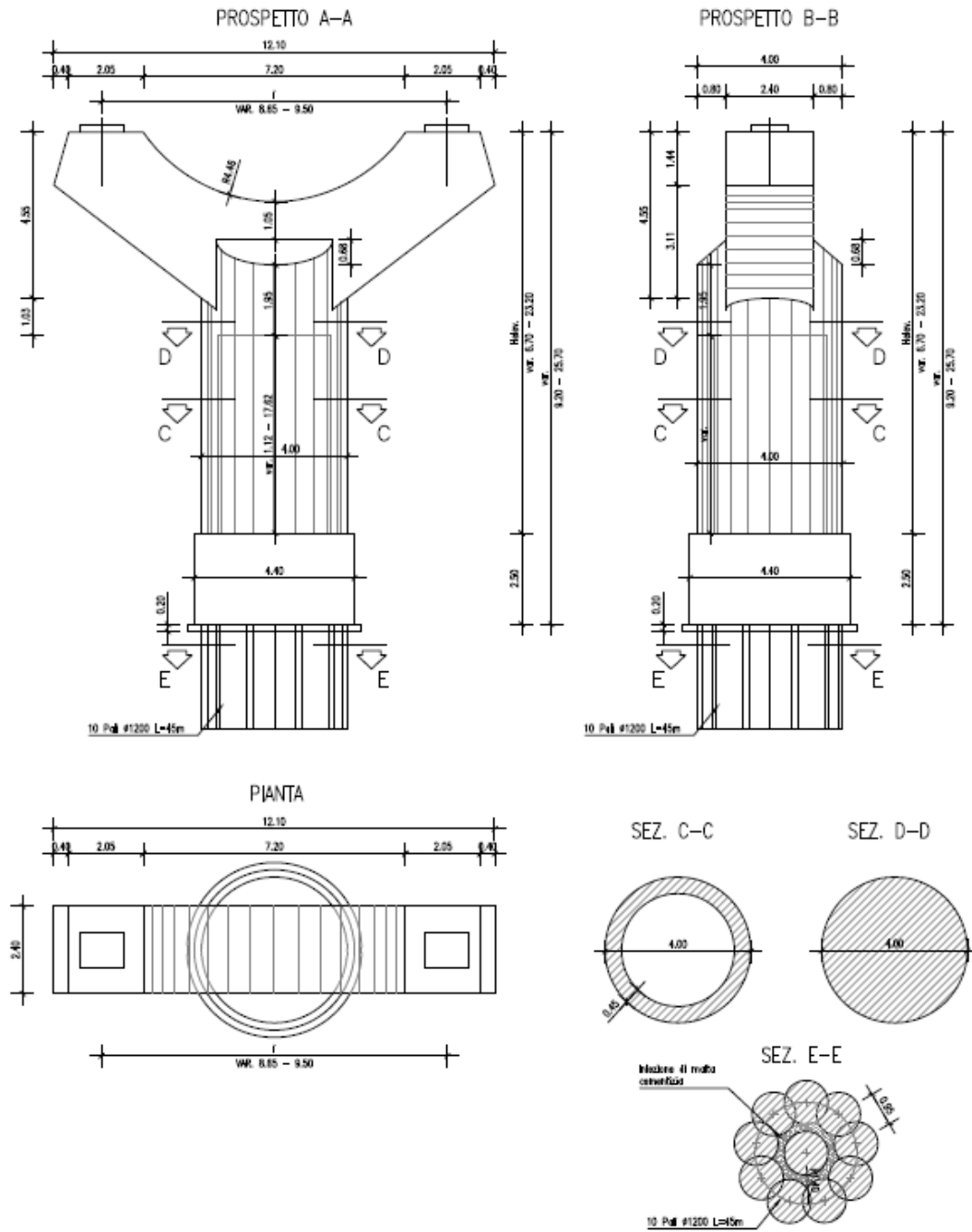


Figura 5: Pila con fondazione "a palo".

2.1 VIADOTTO BOIADORI

Il viadotto Boiadori si estende fra le progressive 3+845 e 4+350 e presenta un andamento planimetrico leggermente curvo. In particolare l'impalcato destro (carreggiata direzione nord) inizia alla progressiva 3+925 e termina alla progressiva 4+350, mentre l'impalcato sinistro (carreggiata direzione sud) comincia alla progressiva 3+845 e termina anch'esso alla progressiva 4+350.

La scansione delle luci dell'impalcato destro prevede una campata di riva da 45 m, 4 campate da 60 m, una luce da 80 m per scavalcare l'alveo di magra del fiume Astico ed un'ultima campata di riva da 60 m.

L'impalcato sinistro prevede invece una prima campata di riva da 50 m, 4 campate da 65 m, una luce da 80 m per scavalcare l'alveo di magra del fiume Astico, un'altra campata da 65 m ed infine una campata di riva da 50 m.

La larghezza dell'impalcato sinistro è variabile fra 14.60 m e 14.31 m, le travi si trovano ad interasse costante di 9.50 m e gli sbalzi variano fra i 2.405 m ed i 2.55 m.

L'impalcato destro prevede una larghezza costante di 14.10 m, interasse travi di 9.10 m e sbalzi da 2.50 m.

La distanza fra i due impalcati varia da un minimo di 12.15 m ad un massimo di 22.16 m.

Le travi presentano altezza da 2.60 m lungo tutto l'impalcato eccetto che sulle campate da 80 m, per le quali l'altezza aumenta fino a 3.20 m.

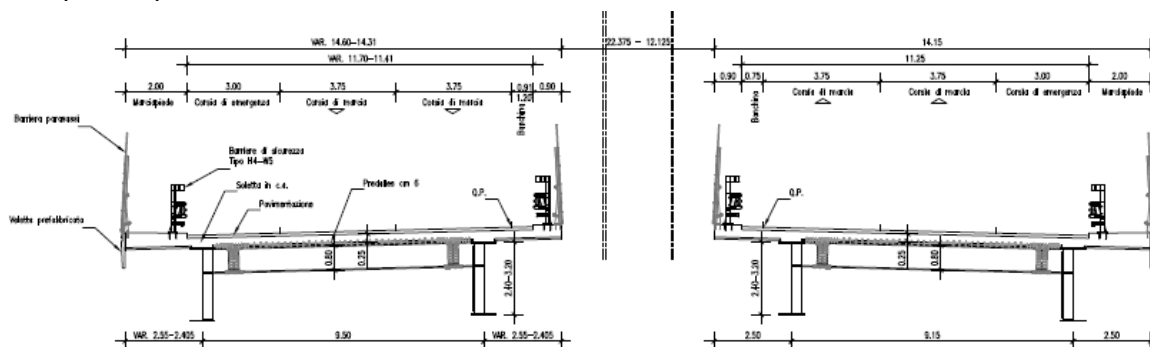


Figura 6: Sezione trasversale viadotto Boiadori.

Le spalle, di tipo tradizionale, presentano altezze di 8.60 m e 9.50 m per la carreggiata direzione nord, 7.90 m e 11.40 m per la carreggiata direzione sud. Le spalle di altezza pari a 8.60 m, 9.50 m e 11.40 m presentano una fondazione composta da 18 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 32 m, mentre la spalla di altezza pari a 7.90 m viene fondata su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

Le pile hanno sezione circolare cava di diametro esterno pari a 4 m; quelle poste nelle zone

golenali dell'alveo del fiume Astico presentano una fondazione a palo unico, realizzando così un palo-pila, mentre le rimanenti pile presentano una fondazione tradizionale costituita da una plinto e 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

2.2 VIADOTTO VELO

Il viadotto Velo si sviluppa fra le progressive 6+240 e 6+925 per la carreggiata direzione nord e fra le progressive 6+240 e 6+940 per la carreggiata direzione sud e presenta un andamento planimetrico curvo.

L'asse stradale interseca nella parte iniziale del viadotto il fiume Astico, successivamente, alla progressiva 6+720 la S.S. 350 di Folgaria e Val d'Astico ed infine, alla progressiva 6+880 un corso d'acqua minore. Nella prima parte del viadotto i due impalcati presentano pile allineate, con campata di riva da 35 m e 4 campate correnti da 50 m. Successivamente, per evitare di interferire con la viabilità ed i corsi d'acqua intersecati, la scansione delle luci per i due impalcati si differenzia, prevedendo per la carreggiata direzione nord una luce da 50 m per avvicinarsi il più possibile all'argine del fiume Astico, lo scavalco di quest'ultimo con una campata da 85 m, e le successive luci da 75+75+60+60+45 m; per la carreggiata in direzione sud la scansione delle luci prosegue con una campata da 60 m di avvicinamento all'argine del fiume Astico, lo scavalco di questo con una luce da 85 m e la prosecuzione con campate da 75+75+45+45+45+35 m.

Al di sopra delle S.S. 350 di Folgaria e val d'Astico è stato garantito sempre un franco minimo di 5.00 m.

L'impalcato sinistro (carreggiata direzione sud) presenta larghezza costante di 14.10 m, composta da marciapiede sinistro da 2.00 m, corsia d'emergenza da 3.00 m, 2 corsie di marcia da 3.75, banchina da 0.70 m e cordolo destro da 0.90 m. Le travi sono poste ad interasse di 9.10 m e gli sbalzi presentano lunghezza costante di 2.50 m.

L'impalcato destro (carreggiata direzione nord) è caratterizzato da allargamenti per garantire la visibilità, che comportano una larghezza d'impalcato variabile fra 14.21 m e 14.90 m. L'organizzazione dell'impalcato ricalca quella della carreggiata direzione sud con l'unica differenza che la banchina varia fra 0.82 m e 1.50 m. Le travi sono poste ad interasse costante di 9.50 m e la variabilità della larghezza d'impalcato viene recuperata facendo variare la lunghezza degli sbalzi fra 2.01 e 2.70 m.

La distanza fra i due impalcati varia fra 0.80 m e 1.03 m.

Le travi di entrambi gli impalcati presentano altezza corrente di 2.40 m, che varia fino a 3.60 m in corrispondenza delle campate caratterizzate dalle luci maggiori.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

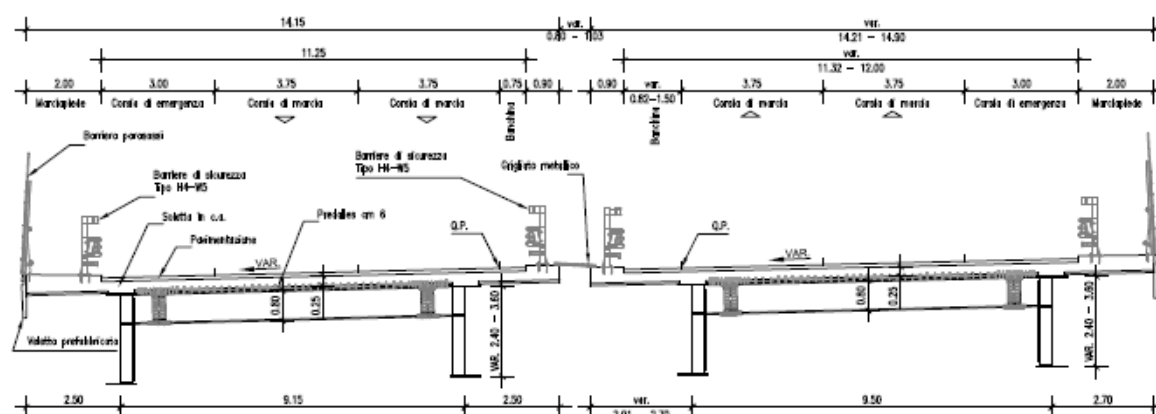


Figura 7: Sezione trasversale viadotto Velo.

Le spalle, di tipo tradizionale, presentano altezze di 9.90 m e 10.00 m per la carreggiata direzione nord, 9.90 m e 11.00 m per la carreggiata direzione sud e sono fondate su 18 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 32 m.

Le pile presentano altezze variabili fra 7.20 m e 13.90 m e presentano fondazioni differenti a seconda della loro ubicazione: le pile poste in prossimità dell'alveo del fiume Astico presentano fondazione a palo unico (palo-pila) formato da 10 pali $\phi 1200$ mm da 58 m, mentre le rimanenti pile sono fondate su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

2.3 VIADOTTO ASSA

Il viadotto Assa è posto fra le gallerie Forte Corbin e Pedescala: l'impalcato destro (carreggiata direzione nord) è caratterizzato da 2 luci da 52.50 m e si estende fra le progressive 12+289 e 12+394, mentre l'impalcato sinistro (carreggiata direzione sud), anch'esso composta da 2 luci da 52.50 m e si sviluppa fra le progressive 12+279 e 12+384. L'andamento planimetrico del tracciato è leggermente curvo.

Il viadotto scavalca il torrente Assa e, in prossimità della fine delle spalle nord, interseca una strada forestale che, interferendo con la spalla nord dell'impalcato destro, verrà deviata.

Entrambi gli impalcati presentano larghezza costante di 14.10 m, composta da marciapiede da 2.00 m, corsia d'emergenza da 3.00 m, 2 corsie di marcia da 3.75, banchina da 0.70 m e cordolo da 0.90 m. Le travi sono poste ad interasse di 9.10 m e gli sbalzi presentano lunghezza costante di 2.50 m.

La distanza fra i due impalcati è costante pari a 22.80 m.

Le travi di entrambi gli impalcati presentano altezza costante di 2.60 m.

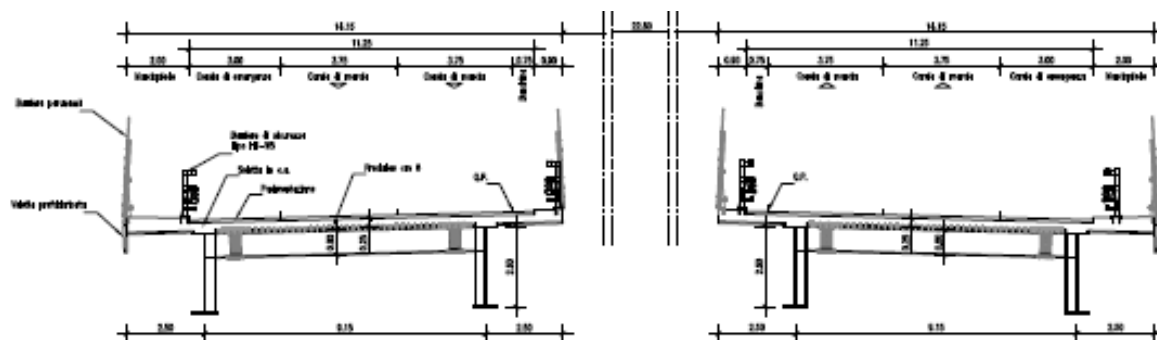


Figura 8: Sezione trasversale viadotto Assa.

Le spalle, di tipo tradizionale, presentano altezze di 6.00 m e 10.00 m per la carreggiata direzione nord, 6.90 m e 8.20 m per la carreggiata direzione sud. Le spalle di altezza pari a 6.00 m, 6.90 m e 8.20 m presentano una fondazione composta da 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m, mentre la spalla da 10.00 m viene fondata su 18 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 32 m.

Le due pile hanno altezze pari a 20.60 m per la carreggiata direzione sud e 20.90 m per la carreggiata direzione nord, presentano sezione circolare cava e fondazione a fusto unico composta da 10 pali $\phi 1200$ mm da 58 m.

2.4 VIADOTTO SETTECA'

Il viadotto Setteca' è ubicato fra le gallerie Pedescala e S. Pietro: la carreggiata direzione nord si estende fra le progressive 14+247 e 14+670 mentre la carreggiata direzione sud fra le progressive 14+206 e 14+630. L'andamento planimetrico è pressoché rettilineo.

L'asse stradale interseca la S.P. 85 Pedescala in corrispondenza delle spalle sud, il torrente Astico con le relative zone golenali per gran parte dello sviluppo del viadotto e la S.S. 350 di Folgaria e val d'Astico in prossimità delle spalle nord.

L'interferenza con la S.P. 85 Pedescala è stata risolta creando una spalla scatolare nella quale far passare la viabilità esistente. Vista la notevole larghezza del letto del fiume Astico in questa sezione non è stato possibile evitare il posizionamento di alcune pile nell'alveo di magra: al fine di minimizzare il numero di pile interessate dalla corrente sono state previste luci correnti da 60 m. L'impalcato destro (carreggiata direzione nord) presenta pertanto campate da 33.00+42.50+42.50+42.50+42.50+60+60+60+40 m, mentre l'impalcato sinistro (carreggiata direzione sud) presenta una scansione da 31.00 + 42.50 + 42.50 + 42.50 + 42.50 + 60.00 + 60.00 + 60.00 + 42.50 m.

Al di sopra delle viabilità interferite è stato garantito sempre un franco minimo di 5.00 m.

Entrambi gli impalcati presentano larghezza costante di 14.10 m, composta da marciapiede da 2.00 m, corsia d'emergenza da 3.00 m, 2 corsie di marcia da 3.75, banchina da 0.70 m e cordolo da 0.90 m. Le travi sono poste ad interasse di 9.10 m e gli sbalzi presentano

lunghezza costante di 2.50 m.

La distanza fra i due impalcati è costante pari a 22.80 m.

Le travi di entrambi gli impalcati presentano altezza corrente di 1.70 m, che varia fino a 2.40 m in corrispondenza delle campate caratterizzate dalle luci da 60 m.

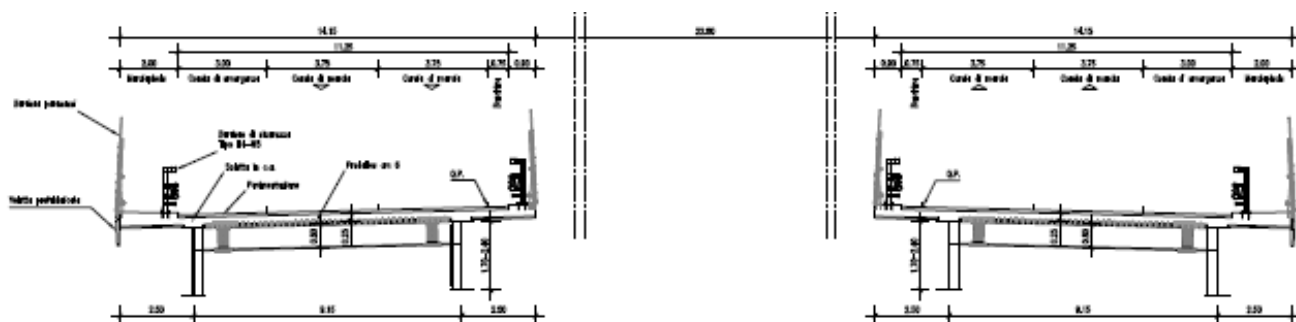


Figura 9: Sezione trasversale viadotto Settecà.

Le spalle sud di entrambi gli impalcati, come spiegato in precedenza, sono costituite da una struttura scatolare che permette il passaggio della viabilità interferita a tergo dei piedritti. Le travi di ciascun viadotto appoggiano su due nervature di larghezza pari a 1.50 m.

La presenza della spalla scatolare consente inoltre di utilizzare il terrapieno a monte di questa come zona di by-pass in uscita dalla galleria Pedescala.

Le spalle nord presentano una differente tipologia per i due impalcati: spalla tradizionale da 8.50 m per la carreggiata direzione sud e spalla passante da 5.15 m per la carreggiata direzione nord. La spalla tradizionale viene fondata su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m, mentre la spalla passante presenta una sezione a C con 6 pali di fondazione da 1200 mm di diametro e lunghezza pari a 21 m.

Le pile presentano altezze variabili fra 6.40 m e 9.50 m e presentano fondazioni differenti a seconda della loro ubicazione: le 6 pile poste nell'alveo di magra e nelle zone golenali del fiume Astico presentano fondazione a palo unico (palo-pila) formato da 10 pali $\phi 1200$ mm da 58 m, mentre le rimanenti pile sono fondate su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

2.5 VIADOTTO MOLINO

Il viadotto Molino si sviluppa dalla progressiva 18+385.55 fino alla progressiva 18+846.05 con andamento planimetrico leggermente curvo e si trova in corrispondenza dello svincolo Valle dell'Astico.

In corrispondenza della progressiva 18+476.55 dall'asse principale si stacca dalla carreggiata direzione nord una rampa di svincolo in uscita, mentre in corrispondenza della spalla nord

una rampa di svincolo in entrata si immette sulla carreggiata in direzione sud.

Il tracciato stradale, in questa zona, interseca la S.S. 350 di Folgaria e val d'Astico, il fiume Astico, via Molino e la nuova viabilità di svincolo.

La necessità di evitare l'interferenza con le viabilità ed il fiume Astico ha portato a luci da 38.00 + 50.00 + 65.50 (campata sul fiume Astico) + 50.00 + 50.00 + 50.00 + 50.00 + 40.00 + 40.00 + 27.00 m.

Al di sopra delle viabilità interferite è stato garantito sempre un franco minimo di 5.00 m.

L'impalcato sinistro (carreggiata in direzione sud) presenta una larghezza complessiva variabile fra 17.35 m e 17.96 m, composta da marciapiede sinistro variabile fra 2.00 m e 4.31 m, banchina variabile fra 2.24 m e 2.86 m, corsia d'immissione variabile fra 1.08 e 3.75 m, 2 corsie di marcia da 3.75 m, banchina da 0.70 m e cordolo destro da 0.90 m. Le travi sono poste ad interasse costante di 11.85 m, lo sbalzo sinistro varia fra 2.75 e 3.36 m e lo sbalzo destro presenta lunghezza costante da 2.75 m.

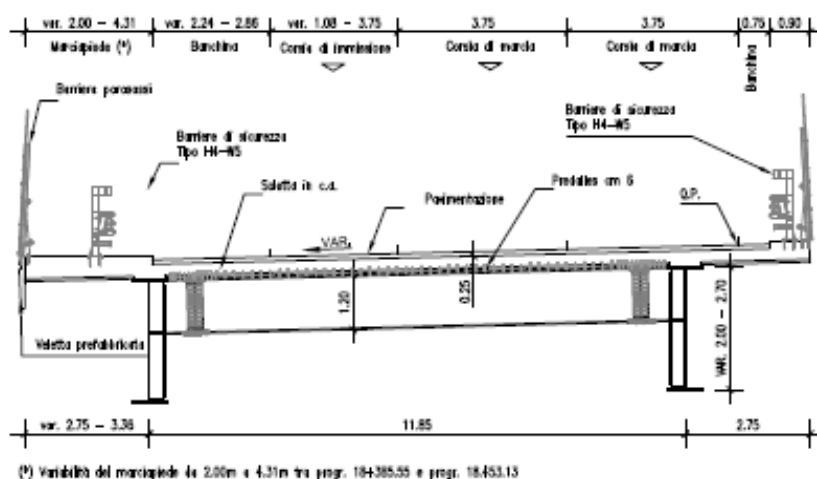


Figura 10: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione sud.

L'impalcato destro (carreggiata in direzione nord) presenta tre sezioni diverse lungo lo sviluppo del viadotto. Dalla progressiva 18+385.55 alla progressiva 18+473.55 l'impalcato ha larghezza costante di 17.35 m, composta da cordolo da 0.90 m, banchina interna da 0.70 m, due corsie di marcia da 3.75 m, una corsia di uscita da 3.75 m, banchina esterna da 2.50 m e marciapiede da 2.00 m; travi poste ad interasse costante di 11.85 m e sbalzi da 2.75 m.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

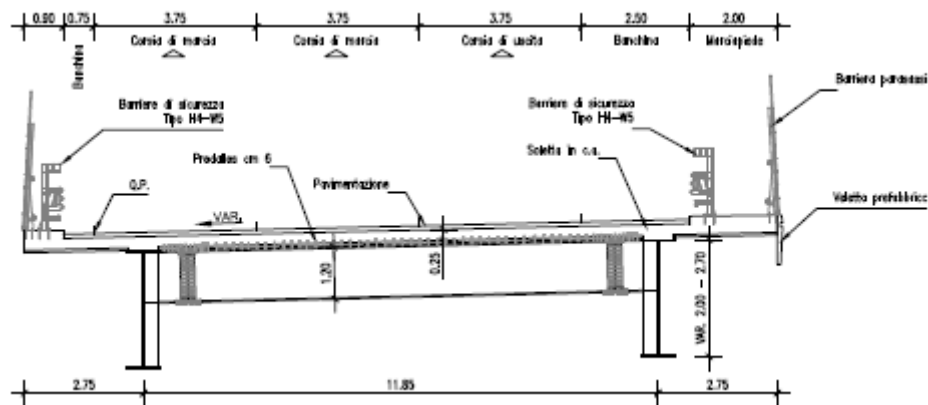


Figura 11: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione nord (1).

Fra le progressive 18+473.55 e 18+539.05, la presenza della rampa di svincolo comporta la realizzazione di due impalcati a sezione bitrave affiancati, di larghezza complessiva variabile fra 17.35 m e 23.15 m. L'impalcato facente parte dell'asse principale prevede cordolo da 0.90 m, banchina interna da 0.70 m, 2 corsie di marcia da 3.75 m, corsia di emergenza da 3.00 m, marciapiede variabile fra 0.00 m e 1.60 m; l'impalcato dedicato alla rampa di svincolo prevede una banchina da 1.00 m, una corsia di uscita variabile fra 3.75 m e 4.25 m, banchina esterna variabile fra 1.00 m e 2.50 m e marciapiede da 2.00 m. Lo sbalzo in sinistra presenta lunghezza costante di 2.75 m, le prime due travi sono poste ad interasse variabile fra 8.60 m e 11.85 m, la seconda coppia di travi ha un interasse variabile fra 0.50 m e 5.00 m e lo sbalzo in destra presenta lunghezza fissa di 2.25 m.

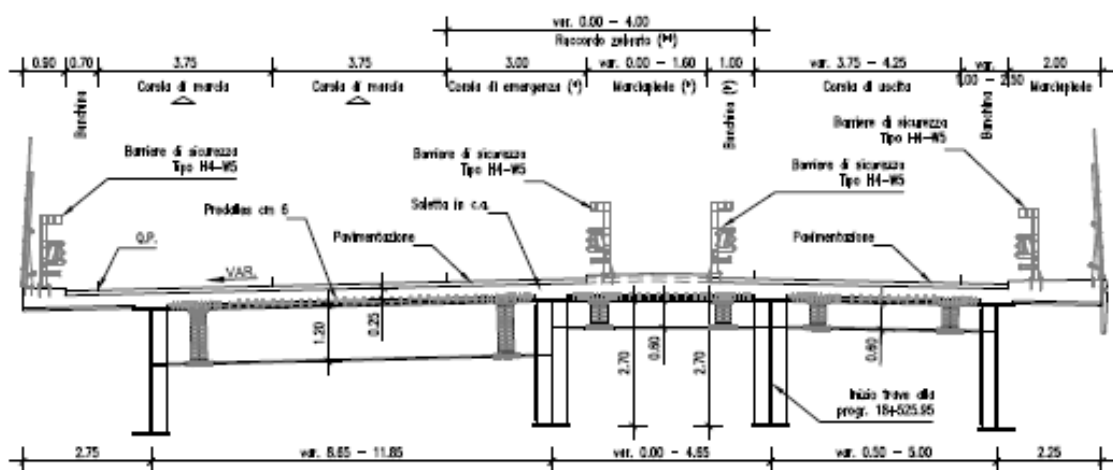


Figura 12: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione nord (2).

Infine, dopo la progressiva 18+539.05 l'impalcato destro assume la sezione standard con larghezza pari a 14.10, 0.90 m di cordolo interno, 0.70 m di banchina interna, 2 corsie di marcia da 3.75 m, corsia di emergenza da 3.00 m, marciapiede da 2.00 m, interasse travi da 8.60 m e sbalzi da 2.75 m.

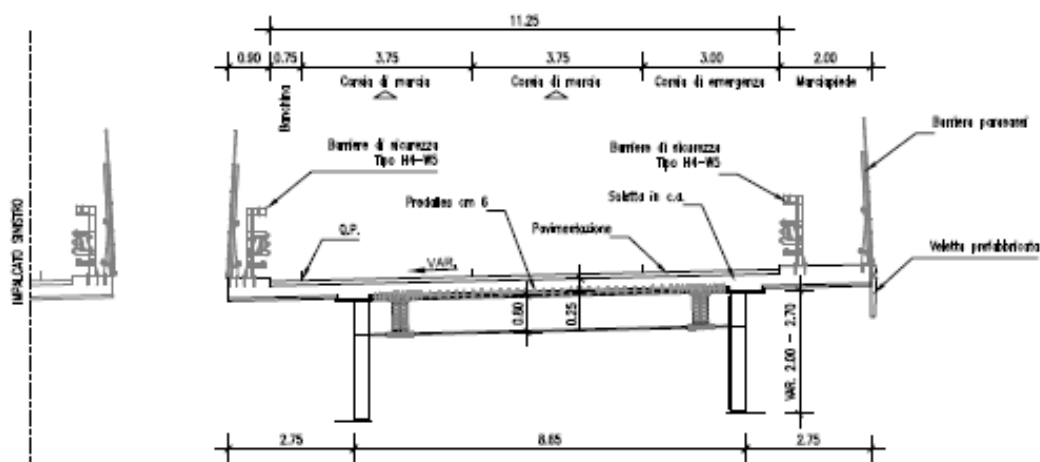


Figura 13: Sezione trasversale viadotto Molino – carreggiata direzione nord (3).

Le travi di entrambi gli impalcati presentano altezza variabile fra i 2.00 m (campate correnti) ed i 2.70 m (campate da 65.50 m).

Le spalle, di tipo tradizionale, presentano altezze di 8.00 m e 10.00 m per la carreggiata direzione nord, 7.00 m e 10.40 m per la carreggiata direzione sud. Le spalle di altezza pari a 7.00 m e 8.00 m presentano una fondazione composta da 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m, mentre le spalle di altezze pari a 10.00 m e 10.40 m vengono fondate su 18 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 32 m.

Le pile presentano altezze variabili fra 9.20 m e 18.60 m e sono fondate su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

2.6 VIADOTTO POSTA 1

Il viadotto Posta 1 si estende fra le progressive 19+460 e 20+160.10, con andamento planimetrico curvo. In particolare l'impalcato destro (carreggiata direzione nord) si sviluppa fra le progressive 19+540 e 20+130, mentre l'impalcato sinistro (carreggiata direzione sud) va dalla progressiva 19+460 alla 20+160.10.

Il viadotto viene lambito da un'ansa del fiume Astico, senza tuttavia interferirne con l'alveo di magra, mentre in corrispondenza delle spalle sud si riscontra la necessità della deviazione di una viabilità locale interferita.

L'impalcato destro presenta una scansione di luci da 33.00+11x47.90+30.10 m. mentre l'impalcato sinistro è caratterizzato da campate da 28.60+2x42.20+11x47.90+2x30.10. L'adozione di tali scansioni consente di ottenere l'allineamento delle pile sulla maggior parte dello sviluppo del viadotto.

Al di sopra della viabilità interferita (e deviata) viene garantito un franco minimo di 5.00 m.

L'impalcato sinistro presenta costante di 14.10 m, composta da marciapiede da 2.00 m, corsia d'emergenza da 3.00 m, 2 corsie di marcia da 3.75, banchina da 0.70 m e cordolo da 0.90 m. Le travi sono poste ad interasse di 9.10 m e gli sbalzi presentano lunghezza costante di 2.50 m.

L'impalcato sinistro, a causa degli allargamenti per garantire la visibilità, presenta larghezza variabile fra 14.10 m e 14.70 m: l'organizzazione della piattaforma è speculare rispetto a quella dell'impalcato sinistro con la sola differenza che la banchina varia fra 0.70 e 1.30 m. Anche in questo caso le travi presentano interasse di 9.10 m e la lunghezza degli sbalzi varia fra 2.50 m e 2.80 m.

La distanza fra i due impalcati varia fra 0.61 m e 2.92 m.

L'altezza delle travi per entrambi gli impalcati è costante pari a 1.90 m.

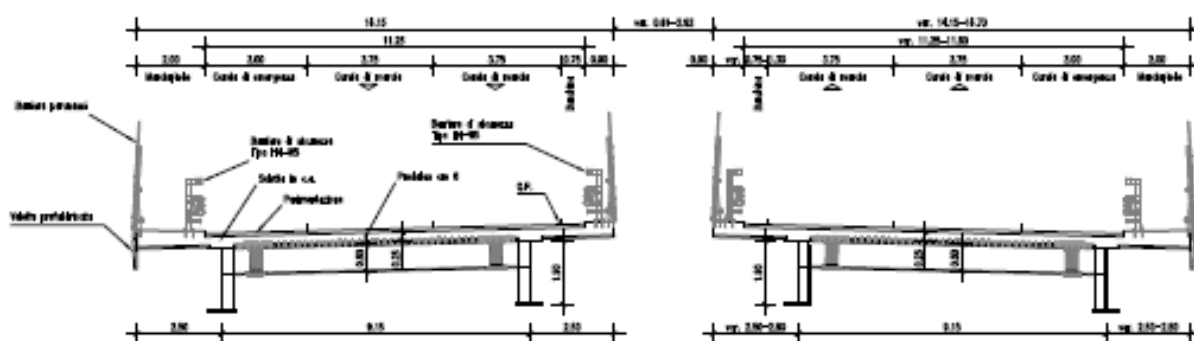


Figura 14: Sezione trasversale viadotto Posta 1.

Le spalle dell'impalcato destro sono di tipo tradizionale, di altezza pari a 8.15 m e 10.10 m: la prima viene fondata su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m mentre la seconda su 18 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 32 m.

L'impalcato sinistro presenta una spalla tradizionale da 7.00 m ed una spalla passante da 6.80 m: la prima presenta una fondazione su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m, la seconda è caratterizzata da una sezione a C con 6 pali di fondazione da 1200 mm di diametro e lunghezza pari a 21 m.

Le pile hanno altezza variabile fra 7.30 m e 13.30 m, e presentano un fusto a sezione cava circolare. Le pile poste in area golenale sono caratterizzate da una fondazione a palo unico (palo-pila) formato da 10 pali $\phi 1200$ mm da 58 m, mentre le rimanenti pile sono fondate su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

2.7 VIADOTTO POSTA 2

Il viadotto posta 2 risulta separato dal viadotto Posta 1 solamente da un breve tratto di

rilevato, e si estende con andamento planimetrico curvo fra le progressive 20+195.70 e 20+925.70. Nel dettaglio l'impalcato destro (carreggiata direzione nord) comincia alla progressiva 20+230.70 e, scandendo campate da 35+8x55+60+65+40 m, termina alla progressiva 20+925.70. L'impalcato sinistro (carreggiata direzione sud), partendo dalla progressiva 20+195.70 giunge alla progressiva 20+905.70 con luci da 2x35+11x55+35 m.

Le scansioni adottate consentono di avere le pile allineate sulla perpendicolare all'asse del viadotto per la maggior parte dello sviluppo di esso.

Il viadotto interseca in due punti il fiume Astico: fra le progressive 20+320.70 e 20+430.70 si prevede una deviazione dell'alveo al fine di non interferire con le pile, mentre fra le progressive 20+815.70 e 20+885.70 si prevede lo scavalco dell'alveo senza posizionare pile in alveo.

In prossimità delle spalle nord il viadotto interseca la S.S. 350 di Folgaria e val d'Astico, al di sopra della quale viene garantito un franco minimo di 5.00 m.

L'impalcato sinistro presenta costante di 14.10 m, composta da marciapiede da 2.00 m, corsia d'emergenza da 3.00 m, 2 corsie di marcia da 3.75, banchina da 0.70 m e cordolo da 0.90 m. Le travi sono poste ad interasse di 9.10 m e gli sbalzi presentano lunghezza costante di 2.50 m.

L'impalcato sinistro, a causa degli allargamenti per garantire la visibilità, presenta larghezza variabile fra 14.10 m e 14.70 m: l'organizzazione della piattaforma è speculare rispetto a quella dell'impalcato sinistro con la sola differenza che la banchina varia fra 0.70 e 1.30 m. Anche in questo caso le travi presentano interasse di 9.10 m e la lunghezza degli sbalzi varia fra 2.50 m e 2.80 m.

La distanza fra i due impalcati varia fra 0.61 m e 2.92 m.

L'altezza delle travi per entrambi gli impalcati è costante pari a 2.20 m.

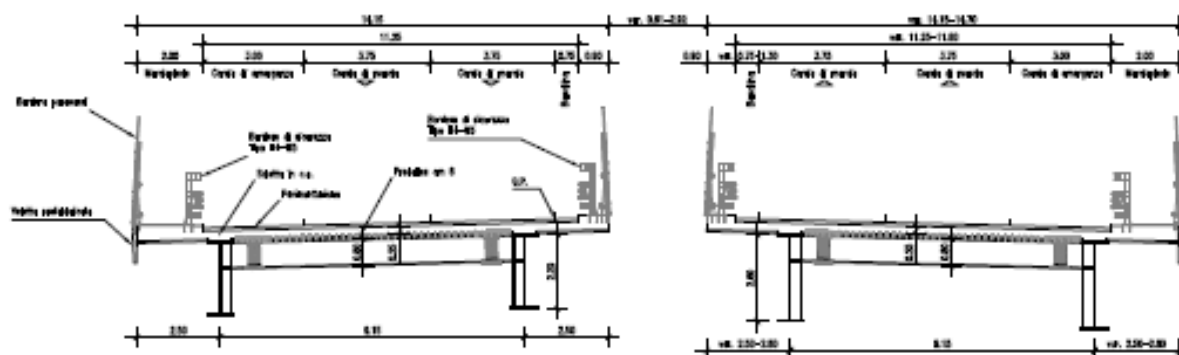


Figura 15: Sezione trasversale viadotto Posta 2.

L'impalcato destro presenta una spalla tradizionale da 9.70 m, fondata su 18 pali trivellati

φ1200 mm di lunghezza pari a 32 m, ed una spalla passante da 5.35 m, caratterizzata da una sezione a C con 6 pali di fondazione da 1200 mm di diametro e lunghezza pari a 21 m.

L'impalcato sinistro presenta anch'esso una spalla passante ed una tradizionale, di altezza pari rispettivamente a 4.90 m e 8.35 m. La prima risulta analoga alla spalla passante dell'impalcato destro, mentre la seconda viene fondata su 12 pali trivellati φ1200 mm di lunghezza pari a 30 m.

Le pile, con fusto circolare cavo, hanno altezza minima e massima pari rispettivamente a 6.60 m e 14.20 m. Le pile poste in area golenale sono caratterizzate da una fondazione a palo unico (palo-pila) formato da 10 pali φ1200 mm da 58 m, mentre le rimanenti pile sono fondate su 12 pali trivellati φ1200 mm di lunghezza pari a 30 m.

2.8 VIADOTTO CIECHI

Il viadotto Ciechi si estende fra la galleria Pedemonte e la galleria di Valico. La carreggiata direzione nord si sviluppa fra le progressive 22+976.78 e 23+262.01, con campate da 25+50+46+58+46+35+25 m; la carreggiata in direzione sud inizia alla progressiva 22+989.21 e termina alla progressiva 23+299.04 scandendo luci da 40+50+46+58+46+35+35 m.

La scansione adottata per le pile consente di evitare l'interferenza con la S.S. 350 di Folgaria e Val d'Astico, la S.P. 85 di Pedemonte, l'alveo di magra del fiume Astico ed un corso d'acqua minore.

Al di sopra delle viabilità interferite è stato garantito sempre un franco minimo di 5.00 m.

In corrispondenza della penultima campata dei due impalcati viene posizionato un impalcato che funge da bypass fra e due carreggiate.

Entrambi gli impalcati presentano larghezza costante di 14.10 m, composta da marciapiede da 2.00 m, corsia d'emergenza da 3.00 m, 2 corsie di marcia da 3.75, banchina da 0.70 m e cordolo da 0.90 m. Le travi sono poste ad interasse di 9.10 m e gli sbalzi presentano lunghezza costante di 2.50 m.

La distanza fra i due impalcati è costante pari a 22.80 m.

Le travi di entrambi gli impalcati presentano altezza costante di 2.35 m.

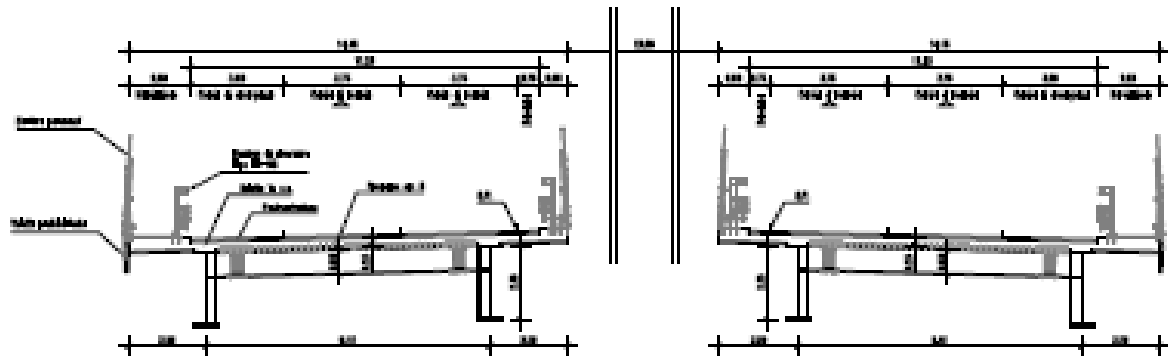


Figura 16: Sezione trasversale viadotto Ciechi.

Entrambi i viadotti presentano spalle tradizionali (spalle sud) e spalle passanti (spalle nord). L'impalcato destro prevede la spalla tradizionale da 6.00 m fondata su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m e la spalla passante caratterizzata da una sezione a C con 6 pali di fondazione da 1200 mm di diametro e lunghezza pari a 21 m.

Per l'impalcato sinistro la spalla tradizionale ha un'altezza di 10.50 m e viene fondata su 18 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 32 m, mentre la spalla passante è analoga a quella prevista per l'impalcato destro.

L'altezza delle pile varia fra 15.00 m e 24.10 m; il fusto ha sezione circolare cava, le pile poste nelle zone golenali del fiume Astico sono caratterizzate da una fondazione a palo unico (palo-pila) formato da 10 pali $\phi 1200$ mm da 58 m, mentre le rimanenti pile sono fondate su 12 pali trivellati $\phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

3 PREDIMENSIONAMENTO VIADOTTI

3.1 INTRODUZIONE

Nel seguito si riporta il dimensionamento di un viadotto rappresentativo delle luci che caratterizzano i viadotti descritti in precedenza.

In particolare il viadotto analizzato (viadotto Velo – Impalcato destro) presenta delle campate pari a 35+50+50+50+50+50+85+75+75+60+60+45 m, con altezze di trave variabili fra 2.00 m (campata da 50 m) e 3.40 m (campata da 85 m).

La larghezza d'impalcato viene assunta pari a 14.90 m, sbalzi da 2.70 m ed interasse travi pari a 9.50 m.

In ragione delle caratteristiche geometriche del viadotto analizzato le risultanze delle verifiche riportate in seguito possono ritenersi valide per tutti gli impalcati della medesima tipologia strutturale.

Relativamente alle sottostrutture i viadotti precedentemente descritti presentano tutti pile a fusto circolare, differenziando la tipologia di fondazione a seconda che si trovi dentro o fuori dall'alveo/golena. In particolare per le pile ricadenti nelle zone d'alveo o golenali viene prevista una fondazione continua con il fusto (palo-pila), mentre per le zone non interessate dalle correnti si prevede una fondazioni con plinto su pali.

Per dare carattere generale alle verifiche in seguito riportate verranno analizzate tre differenti altezze di pile, pari a 22,00 m, 12,80 m e 7,60 m, rappresentative della totalità dei viadotti analizzati.

Le spalle previste appartengono a due tipologie: passanti e tradizionali. Per ciascuna delle due tipologie viene calcolata una spalla con altezza rappresentativa delle altre spalle presenti sul tratto considerato.

3.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Tutti i calcoli riportati in relazione sono stati eseguiti in riferimento ai seguenti testi normativi:

- D.M. 04/02/2008 : “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 02/02/2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.

Per quanto non specificato nelle suddette normative si è fatto riferimento ai seguenti testi normativi:

- UNI EN 1993-1-1:2005: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1993-2:2007: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”.
- UNI EN 1993-1-5:2005: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”.
- UNI EN 1993-1-9:2005: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-9: Fatica”.
- UNI EN 1994-1-1:2005: “Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1994-2:2006: “Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e per i ponti”.
- UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocodice 2: Progettazione di strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1:2005: “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.
- UNI EN 1998-1:2005: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2:2006: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5:2005: “Eurocodice 8 – Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- “Raccomandazioni sui pali di fondazione”, AGI, 1984.

3.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per elementi saldati	S355J2W+N (t≤40 mm) S355K2W+N (t>40 mm)
Acciaio per elementi non saldati	S355J0W+N
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355$ MPa
Modulo elastico	$E_s = 210000$ MPa

Bulloni per giunzioni ad attrito

Classe viti (secondo UNI 5712)	10.9
Tensione di snervamento	900 MPa
Tensione di rottura	1000 MPa
Classe dadi (secondo UNI 5713)	10
Rosette ed imbottiture in acciaio C50 (secondo UNI 5714) temperato e rinvenuto HRC 32÷40	

Pioli

Tipo "Nelson" DIN 32500 – Materiale base ST 37-K DIN 17100

Calcestruzzo per soletta

Classe	C32/40
Classe di esposizione	XC4-XD1
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32$ MPa

Calcestruzzo per cordoli/marciapiedi

Classe	C28/35
Classe di esposizione	XC4-XD3-XF4
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 35$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 28$ MPa

Calcestruzzo per predalles

Classe	C28/35
Classe di esposizione	XC3-XD1
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=35$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=28$ MPa

Calcestruzzo per baggioli

Classe	C32/40
Classe di esposizione	XC3-XD1
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=32$ MPa

Calcestruzzo per fondazioni e pali

Classe calcestruzzo	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck}= 30$ MPa
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck}= 25$ MPa

Calcestruzzo per strutture in elevazione

Classe calcestruzzo	C32/40
Classe di esposizione	XC4
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck}= 40$ MPa
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck}= 32$ MPa

Magrone di pulizia e livellamento

Classe calcestruzzo	C12/15
Contenuto minimo di cemento	150 kg/mc

Acciaio per strutture in c.a.

Classe acciaio	B450C
Tensione caratteristica di rottura	$f_{yk}= 540$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 450$ MPa

3.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SUOLO

I viadotti compresi nel tratto autostradale interessato ricadono su terreni caratterizzati da una sostanziale omogeneità, con peso di volume pari a 19-20 kN/m³ ed angoli d'attrito compresi fra 35° e 40°. Generalmente è presente anche una debole coesione, inferiore a 0.005 MPa.

Al fine del dimensionamento delle sottostrutture del viadotto analizzato si considera quindi un terreno caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo d'attrito interno $\phi = 35^\circ$

La quota della falda viene considerata coincidente con il piano campagna.

3.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

I viadotti descritti nei capitoli precedenti ricadono in vari comuni che sono soggetti a differente sismicità. Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle accelerazioni sismiche relative a ciascuna opera adottando una vita nominale di 100 anni ed un coefficiente di utilizzo pari a 2, ottenendo pertanto un periodo di riferimento di 200 anni.

Viadotto	a_g/g	F_0	T_c^*
Boiadori	0.249	2.410	0.295
Velo	0.245	2.414	0.295
Assa	0.225	2.435	0.300
Setteca	0.217	2.444	0.300
Molino	0.200	2.470	0.307
Posta 1 e Posta 2	0.193	2.476	0.308
Ciechi	0.188	2.480	0.310

Tabella 1: Caratterizzazione sismica dei viadotti.

Come si può notare il viadotto Velo rappresenta una situazione di alta sismicità che può rappresentare adeguatamente le altre opere.

Si considera una categoria di sottosuolo C ed una categoria topografica T1.

3.6 IMPALCATO

3.6.1 Modellazione e criteri di calcolo

L'analisi delle travi principali d'impalcato è stata eseguita sulla trave più caricata, modellata come trave continua su più appoggi soggetta ai carichi d'impalcato opportunamente ripartiti.

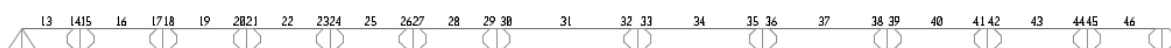


Figura 17: Modello di calcolo per le travi principali.

Trattandosi di una sezione mista acciaio-clt si rende necessario valutare la collaborazione fra i due materiali in funzione delle condizioni di carico; a tal fine sono stati utilizzati 3 modelli:

- Modello 1: schematizza la sezione di solo acciaio soggetta ai pesi propri ed al peso del getto della soletta.
- Modello 2: schematizza la sezione composta acciaio-clt soggetta ai carichi di breve durata (carichi mobili, variazioni termiche giornaliere, vento), adottando un coefficiente di omogeneizzazione n_0 .
- Modello 3: schematizza la sezione composta acciaio-clt soggetta ai carichi di lunga durata (permanenti), adottando un coefficiente di omogeneizzazione n_1 .
- Modello 4: schematizza la sezione composta acciaio-clt soggetta al ritiro, adottando un coefficiente di omogeneizzazione n_2 .

Il calcolo del coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt viene condotto secondo le indicazioni riportate nella UNI-EN 1994-2:2006.

Rapporto fra i moduli di elasticità (E_a/E_{cm})	$n_0 =$	6,18
Coefficiente di viscosità per $t_0=28$ gg	$\varphi_i(t_0=28) =$	1,54
Coefficiente di viscosità per $t_0=1$ gg	$\varphi_i(t_0=1) =$	2,87
Coefficiente di fessurazione per azioni statiche	$\psi_L =$	1,10
Coefficiente di fessurazione per ritiro	$\psi_L =$	0,55
Coefficiente di omogeneizzazione per azioni statiche	$n_1 =$	16,64
Coefficiente di omogeneizzazione per azioni da ritiro	$n_2 =$	15,93

Le caratteristiche inerziali delle sezioni vengono quindi calcolate adottando i seguenti coefficienti di omogeneizzazione.

Azioni di breve durata (carichi mobili, vento, temperatura)	$n_0 =$	6,18
Azioni di lunga durata (carichi permanenti)	$n_1 =$	16,64
Azioni da ritiro	$n_2 =$	15,93

Dal momento che alcune sezioni delle travi principali ricadono in classe 4 si è scelto di dimensionare tutto l'impalcato secondo la teoria elastica, adottando per le sezioni in classe 4 l'area efficace.

I traversi sono stati analizzati con uno schema di trave mista acciaio-clt in semplice appoggio, adottando come area d'influenza di ciascun traverso l'interasse fra di essi, pari a 4 m. Dal momento che i traversi sono classificabili il classe 1 è stata adottata un'analisi di tipo plastico.

La soletta è stata dimensionata su uno schema di piastra appoggiata su 4 lati (2 lati sui traversi e 2 lati sulle travi principali), limitato a 5 campi rettangolari.

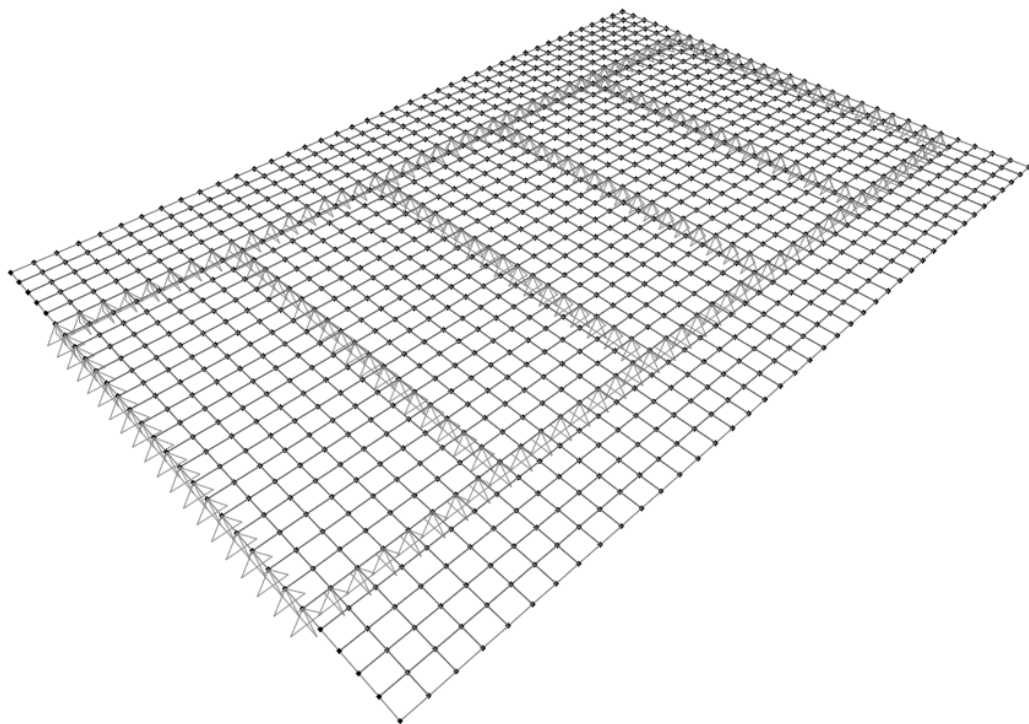


Figura 18: Modello di calcolo per la soletta.

3.6.2 Analisi dei carichi

Geometria sezioni

Luce campata	Campata						Appoggio					
	H	t _w	b _{f,sup}	t _{f,sup}	b _{f,inf}	t _{f,inf}	H	t _w	b _{f,sup}	t _{f,sup}	b _{f,inf}	t _{f,inf}
35	2000	16	900	40	1100	75	2000	24	900	55	1100	60
50	2000	16	900	40	1100	75	2000	24	900	55	1100	60
85	3400	16	1300	60	1500	80	3400	28	1300	60	1300	65
75	3000	16	1200	50	1200	80	3000	28	1300	60	1300	65
60	2400	16	1100	40	1100	75	2400	26	1000	55	1100	60
45	2400	16	1100	40	1100	75	2400	26	1000	55	1100	60

Tabella 2: Geometria delle travi principali.

Carichi permanenti

Peso proprio acciaio	computato dal modello di calcolo
Peso soletta	7.75 kN/m ²
Pavimentazione	3.00 kN/m ²
Cordoli	6.16 kN/m
Barriere	2.00 kN/m
Reti	1.00 kN/m

Carichi mobili

Al fine del dimensionamento delle travi principali i carichi mobili vengono disposti in modo da massimizzare le sollecitazioni su una delle due travi, come indicato in figura.

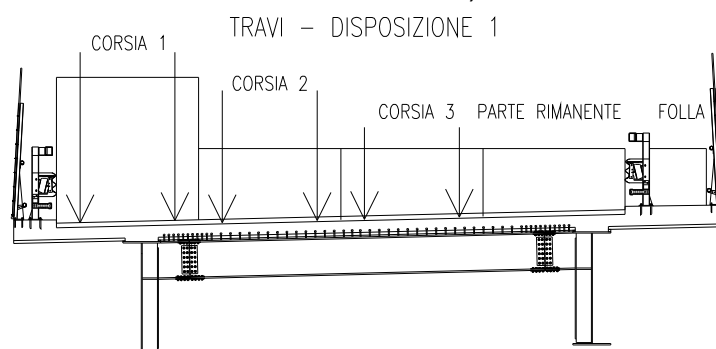


Figura 19: Disposizione carichi mobili per il dimensionamento delle travi principali.

I carichi mobili vengono distribuiti sulle due travi in funzione dei coefficienti di ripartizione k_1 e k_2 .

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Carico	q_{ik} [kN/m]	Q_{ik} [kN]	k_1	k_2
Corsia 1	9.00	300	1.00	0.00
Corsia 2	2.50	200	0.44	0.56
Corsia 3	2.50	100	0.40	0.60
Parte rimanente	2.50	0	0.10	0.90
Folla	2.50	0	-0.19	1.19

Dalla ripartizione trasversale risulta quindi sulla trave più caricata un carico totale pari a:

- $q=9.00*3.00*1.00+2.50*3.00*0.44+2.50*3.00+0.40+2.50*3.00*0.10=34.05$ kN/m
- $Q=300*1.00+200*0.44+100*0.40=428$ kN

Relativamente alla disposizione dei carichi lungo la trave principale sono stati utilizzati i carichi viaggianti che, mediante la determinazione delle linee d'influenza, forniscono gli involuipi delle sollecitazioni dovute a ciascun carico.

Per il dimensionamento dei traversi i carichi sono stati disposti in modo da massimizzare il momento flettente ed il taglio sulla sezione.

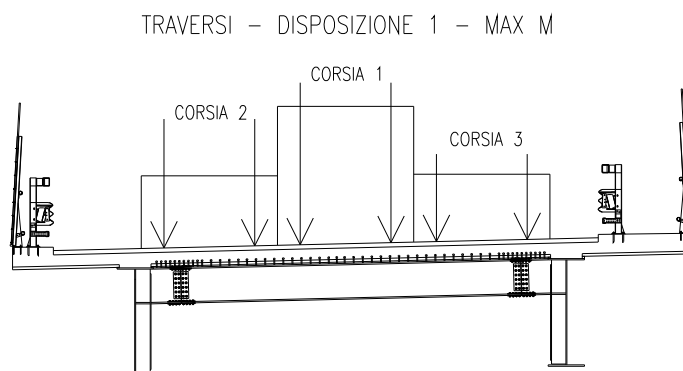


Figura 20: Disposizione carichi mobili per ottenere il massimo momento flettente sui traversi.

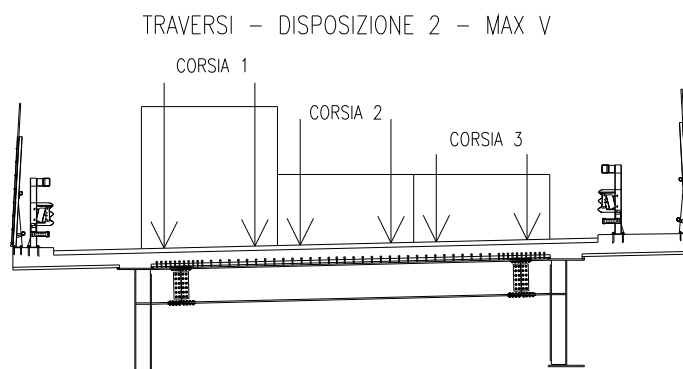


Figura 21: Disposizione carichi mobili per ottenere il massimo momento taglio sui traversi.

Sugli sbalzi sono stati applicati gli schemi di carico 1 e 2 previsti dal DM 14/01/2008, al fine di determinare la situazione più gravosa.

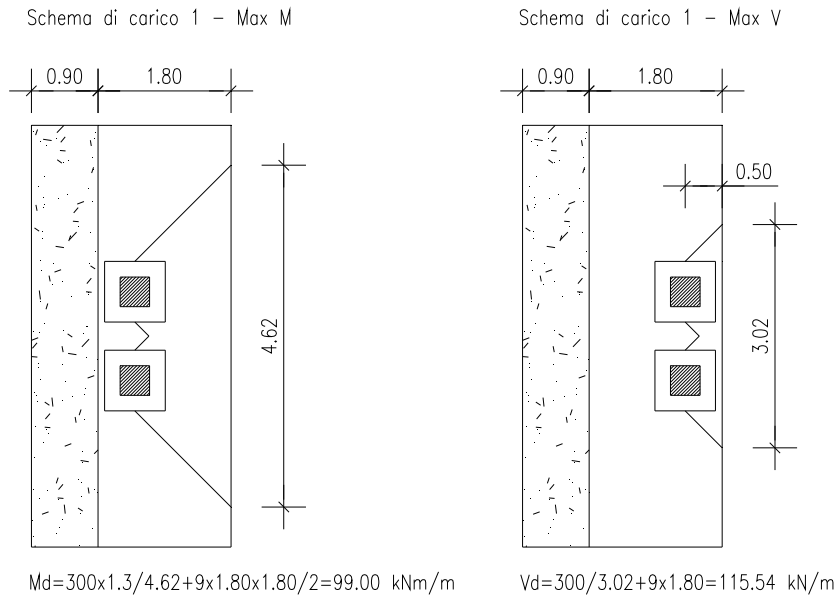


Figura 22: Disposizione dello schema di carico 1 sugli sbalzi.

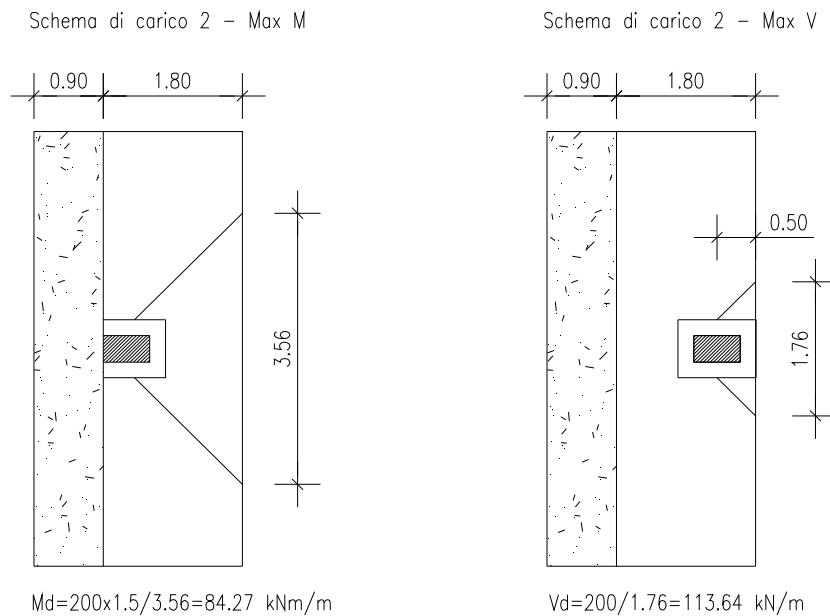


Figura 23: Disposizione dello schema di carico 2 sugli sbalzi.

Nella porzione di soletta compresa fra le travi principali, modellata come piastra appoggiata su quattro lati, la disposizione dei carichi mobili è seguita dall'analisi delle linee d'influenza su uno schema di trave appoggiata in corrispondenza dei trasversi.

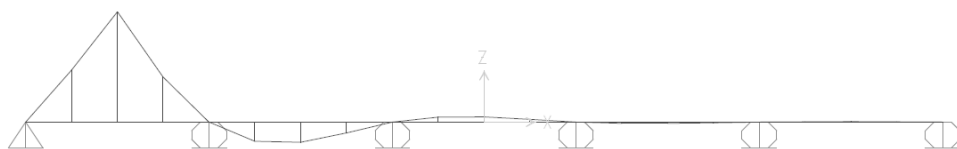


Figura 24: Linea d'influenza per il massimo momento flettente in campata.

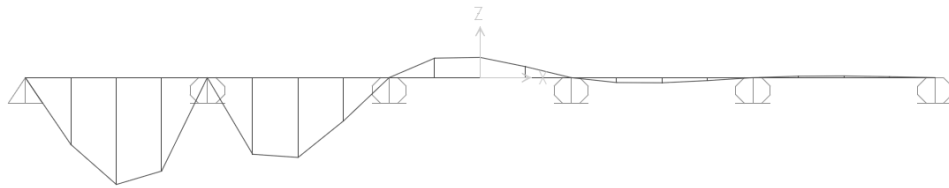


Figura 25: Linea d'influenza per il massimo momento flettente all'appoggio.

Carichi eccezionali (urto)

Nel dimensionamento degli sbalzi si è tenuto conto di una condizione di carico eccezionale determinata dall'urto sulla barriera. Tale azione viene schematizzata con una forza di 100 kN applicata ad una quota di 1.00 m dal piano stradale.

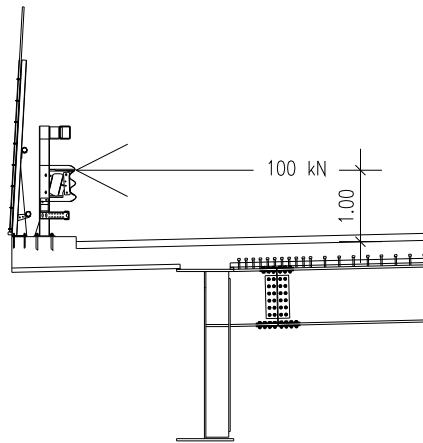


Figura 26: Urto sulla barriera.

Carichi mobili per verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte utilizzando il modello di carico di fatica 1, che consiste nel modello di carico 1 in cui i carichi distribuiti vengono ridotti del 70% e quelli concentrati del 30%:

- $q = (9.00 \cdot 3.00 \cdot 1.00 + 2.50 \cdot 3.00 \cdot 0.44 + 2.50 \cdot 3.00 + 0.40 + 2.50 \cdot 3.00 \cdot 0.10) \cdot 0.30 = 10.22$ kN/m
- $Q = (300 \cdot 1.00 + 200 \cdot 0.44 + 100 \cdot 0.40) \cdot 0.70 = 299.60$ kN

Frenamento

Lunghezza impalcato = 685 m

Forza di frenamento = $0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9.00 \cdot 3.00 \cdot 685 = 2209.50 > 900 \rightarrow 900$ kN

Vento

Pressione di riferimento 1.50 kN/mq

Altezza investita 3.20 m

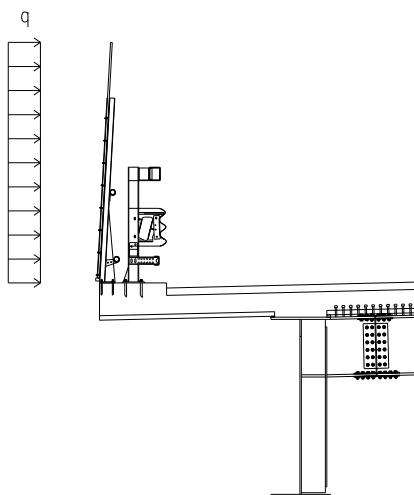


Figura 27: Azione del vento.

Forza risultante 4.8 kN/m

Momento risultante 7.68 kNm/m

Azione verticale sulle travi $7.68/9.50=0.81$ kN/m

Variazione termica differenziale

Travi principali

Area sezione trasversale $A_c=$ 4,62 m²

Variazione termica differenziale travi-soletta $\Delta T=$ 5,00 °C

Azione assiale da variazione termica $N_{\Delta T}=$ -3851 kN

Lunghezza campata [m]	Distanza baricentro trave – baricentro soletta [mm]	Momento [kNm]
35	1343	5172
50	1343	5172
85	2298	8850
75	1901	7321
60	1355	5218
45	1355	5218

Traversi

Area sezione trasversale	$A_c =$	1,24 m ²
Variazione termica differenziale travi-soletta	$\Delta T =$	5,00 °C
Azione assiale da variazione termica	$N_{\Delta T} =$	-2067 kN
Distanza baricentro trave-baricentro soletta	$z_g =$	555 mm
Momento da variazione termica	$M_{\Delta T} =$	1147 kNm

Ritiro

Travi principali

Area sezione trasversale	$A_c =$	4,62 m ²
Ritiro totale a tempo infinito	$\varepsilon_{cs,\infty} =$	-0,34 ‰
Azione assiale da ritiro	$N_R =$	-8728 kN

Lunghezza campata [m]	Distanza baricentro trave – baricentro soletta [mm]	Momento [kNm]
35	1343	11721
50	1343	11721
85	2298	20057
75	1901	16592
60	1355	11826
45	1355	11826

Traversi

Area sezione trasversale	$A_c =$	1,24 m ²
Ritiro totale a tempo infinito	$\varepsilon_{cs,\infty} =$	-0,34 ‰
Azione assiale da ritiro	$N_R =$	-4686 kN
Distanza baricentro trave-baricentro soletta	$z_g =$	555 mm
Momento da ritiro	$M_R =$	2601 kNm

3.6.3 Sollecitazioni sulle travi principali

Vengono riportati di seguito gli andamenti qualitativi dei diagrammi di sollecitazione relativi ai vari casi di carico.

Carichi permanenti strutturali

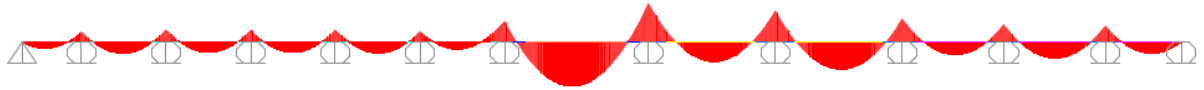


Figura 28: Permanenti strutturali – Momento flettente.



Figura 29: Permanenti strutturali – Taglio.

Carichi permanenti non strutturali

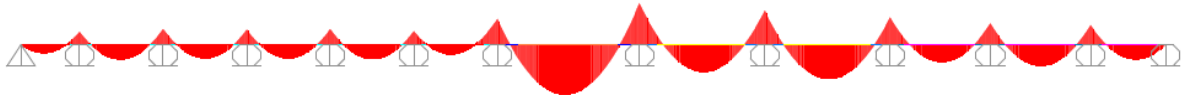


Figura 30: Permanenti non strutturali – Momento flettente.



Figura 31: Permanenti non strutturali – Taglio.

Carichi mobili



Figura 32: Mobili – Momento flettente.

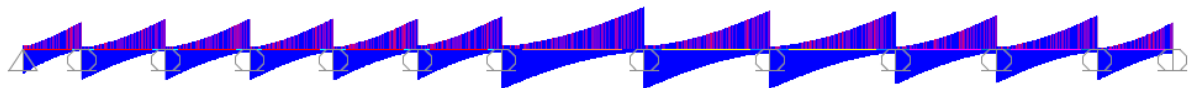


Figura 33: Mobili – Taglio.

Vento



Figura 34: Vento – Momento flettente.



Figura 35: Vento – Taglio.


Gradiente termico lineare



Figura 36: Gradiente termico lineare – Momento flettente.

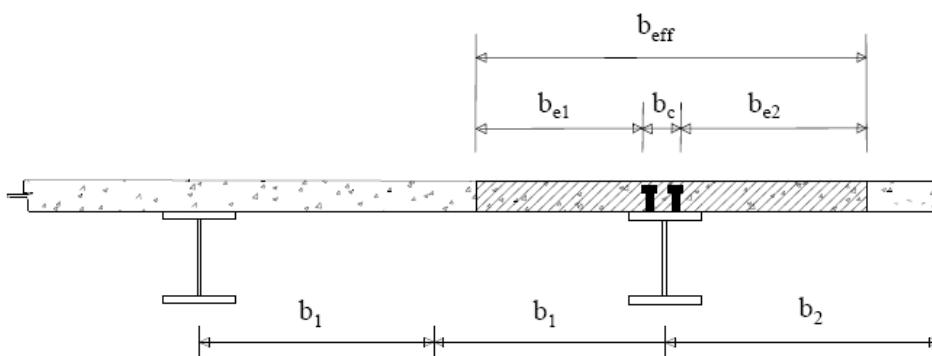
3.6.4 Verifiche travi principali

Verifiche campata di riva da 35 m – Sezione in campata

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		16 mm	area		30160 mm ²	
	altezza		1885 mm	peso		2,37 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		40 mm	area		36000 mm ²	
	larghezza		900 mm	peso		2,83 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		75 mm	area		82500 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		6,48 kN/m	
				totale/m		11,67 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore						60 mm	
copriferro inferiore						60 mm	
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]		n		
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00		-		
Peso soletta	6279,00	0,00	0,00		-		
Permanenti	2493,00	0,00	0,00		16,64		
Mobili - max	11283,00	684,00	0,00		6,18		
Mobili - min	0,00	0,00	0,00		6,18		
Frenamento	0,00	0,00	0,00		6,18		
Termica farfalla +	5172,00	0,00	-3851,00		6,18		
Termica farfalla -	0,00	0,00	0,00		6,18		
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00		6,18		
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00		6,18		
Vento	74,00	0,00	0,00		6,18		
Ritiro	11721,00	0,00	-8728,00		15,93		

Valutazione soletta collaborante

Ai fini della valutazione della collaborazione della soletta in c.a. è necessario determinare le parti di impalcato soggette a momento positivo e quelle soggette a momento negativo (nelle quali il cls risulta teso e quindi non offre alcun contributo all'acciaio). Per tenere conto di tale fenomeno viene trascurata la presenza della soletta in un tratto a cavallo degli appoggi pari al 15% delle due campate adiacenti.



Il calcolo della larghezza collaborante viene svolto per una singola anima.

Distanza fra gli assi dei connettori	$b_c =$	200 mm
Luce di calcolo	$L =$	35,00 mm
Campata unica?		no <input type="button" value="v"/>
Posizione campata		riva <input type="button" value="v"/>
Lunghezza equivalente	$L_e =$	29,75 m
Larghezza massima sinistra	$b_{i,sx} =$	4750 mm
Larghezza massima destra	$b_{i,dx} =$	2700 mm
Larghezza efficace sinistra	$b_{e,sx} =$	3718,75 mm
Larghezza efficace destra	$b_{e,dx} =$	2600 mm
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	6519 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,62	0,00	0,62	<	1,00
Anime	0,63	0,61	0,63	<	1,00
Piattabanda sup	0,64	0,64	0,64	<	1,00
Armatura inf	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Armatura sup	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Soletta	0,70	0,00	0,70	<	1,00

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica significative ▼

Coefficiente parziale per verifiche a fatica $\gamma_{MF} =$ 1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	5980,00	359,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-1446,00	-335,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	31,81	30,48	0,00	2,75	3,46

Variazione di tensione tangenziale $\tau_{max} =$ 10,38 MPa


Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$ 31,81 < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\tau =$ 10,38 < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	75 mm	$k_s =$	0,80			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	31,81	<	49,08 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	31,81	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	31,81	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	-9,98	-19,20	0,00	360,00	0,00	360,00
FREQ	-8,89	-	0,00	160,00	0,00	160,00
QPERM	-6,50	-14,40	0,00	160,00	0,00	160,00

Verifiche campata di riva da 35 m – Sezione d'appoggio

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		24 mm	area		45240 mm ²	
	altezza		1885 mm	peso		3,55 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		55 mm	area		49500 mm ²	
	larghezza		900 mm	peso		3,89 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		60 mm	area		66000 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		5,18 kN/m	
				totale/m		12,62 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
coprifermo superiore					60 mm		
coprifermo inferiore					60 mm		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	-9463,00	1468,00	0,00			-	
Permanenti	-3757,00	583,00	0,00			16,64	
Mobili - max	0,00	0,00	0,00			6,18	
Mobili - min	-8282,00	1595,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla -	-1126,00	32,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	-112,00	17,00	0,00			6,18	
Ritiro	0,00	0,00	0,00			15,93	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,83	0,83	0,83	<	1,00
Anime	0,95	0,84	0,95	<	1,00
Piattabanda sup	0,81	0,00	0,81	<	1,00
Armatatura inf	0,36	0,00	0,36	<	1,00
Armatatura sup	0,41	0,00	0,41	<	1,00
Soletta	0,00	0,00	0,00	<	1,00

Verifica connessione acciaio-clc

Scorrimento max acciaio-clc allo SLU	$S_{SLU} =$	466,82 kN/m
Diametro del piolo	$d =$	19 mm
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc} =$	210 > 57 mm
	$\alpha =$	1,00
Resistenza piolo lato acciaio	$P_{Rd,a} =$	81,66 kN
Resistenza piolo lato calcestruzzo	$P_{Rd,c} =$	86,51 kN
Resistenza a taglio piolo	$P_{Rd} =$	81,66 kN
Numero pioli per fila	$n =$	2
Distanza massima trasversale fra i connettori	$d_t =$	200 mm
Interasse trasversale fra i connettori	$i_t =$	200 mm
Interasse file	$i_f =$	200 mm

passo compatibile con classificazione sezione

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Scorrimento resistente	$S_{Rd} =$	816,56	>	466,82 kN/m
<i>Verifica requisiti di duttilità dei piolo</i>				
Altezza piolo	$h_{sc} =$	210	>	76 mm
Diametro minimo piolo	$d_{min} =$	16	<	19 mm
Diametro massimo piolo	$d_{max} =$	25	>	19 mm
Distanza fra due punti di nullo del diagramma dei momenti			$L_e =$	29,75 m
Grado di connessione	$\eta =$	1,75	>	1,00
Interasse longitudinale massimo		800	>	200 mm
Interasse longitudinale minimo		95	<	200 mm
Interasse trasversale minimo		48	<	200 mm


VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA				
Le verifiche a fatica vengono svolte per <u>vita illimitata</u> .				
Conseguenze della rottura per fatica				significative <input type="button" value="v"/>
Coefficiente parziale per verifiche a fatica				$\gamma_{MF} =$ 1,35
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	
Mobili-Fatica-max	552,00	15,00	0,00	
Mobili-Fatica-min	-3645,00	-817,00	0,00	
<i>Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica</i>				
Fibra	a	b	c	d
σ_{max}	32,25	30,48	0,00	25,21
Variazione di tensione tangenziale				$\tau_{max} =$ 17,34 MPa
Cordoni longitudinali di saldatura				
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione		
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.		
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$ 32,25	<	68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione		
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.		
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\tau =$ 17,34	<	27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	60 mm	$k_s =$	0,84			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	32,25	<	51,32 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	32,25	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	32,25	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	0,00	-19,20	116,38	360,00	100,33	360,00
FREQ	0,00	-	95,89	160,00	82,66	160,00
QPERM	0,00	-14,40	39,34	160,00	33,91	160,00

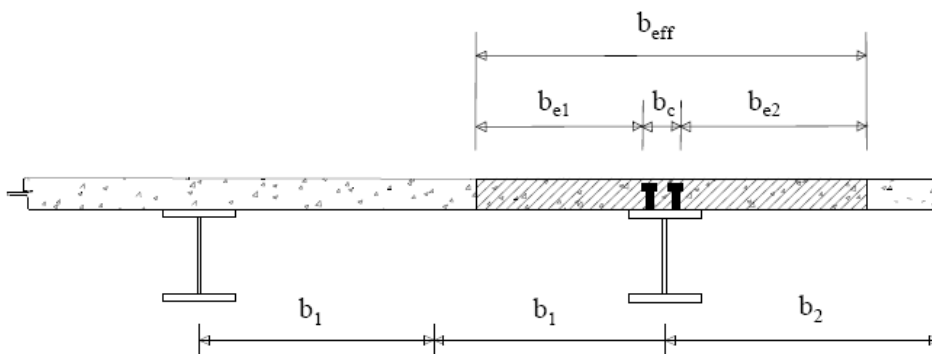
AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Verifiche campata da 50 m – Sezione in campata

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<i>Anima</i>	numero		1				
	spessore		16 mm	area		30160 mm ²	
	altezza		1885 mm	peso		2,37 kN/m	
<i>Ala superiore</i>	numero		1				
	spessore		40 mm	area		36000 mm ²	
	larghezza		900 mm	peso		2,83 kN/m	
<i>Ala inferiore</i>	numero		1				
	spessore		75 mm	area		82500 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		6,48 kN/m	
				totale/m		11,67 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore					60 mm		
copriferro inferiore					60 mm		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	10897,00	0,00	0,00			-	
Permanenti	4326,00	0,00	0,00			16,64	
Mobili - max	16105,00	0,00	0,00			6,18	
Mobili - min	0,00	0,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	5172,00	0,00	-3851,00			6,18	
Termica farfalla -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	129,00	0,00	0,00			6,18	
Ritiro	11721,00	0,00	-8728,00			15,93	

Valutazione soletta collaborante

Ai fini della valutazione della collaborazione della soletta in c.a. è necessario determinare le parti di impalcato soggette a momento positivo e quelle soggette a momento negativo (nelle quali il cls risulta teso e quindi non offre alcun contributo all'acciaio). Per tenere conto di tale fenomeno viene trascurata la presenza della soletta in un tratto a cavallo degli appoggi pari al 15% delle due campate adiacenti.



Il calcolo della larghezza collaborante viene svolto per una singola anima.

Distanza fra gli assi dei connettori	$b_c =$	200 mm
Luce di calcolo	$L =$	50,00 mm
Campata unica?		no <input type="button" value="v"/>
Posizione campata		intermedia <input type="button" value="v"/>
Lunghezza equivalente	$L_e =$	35,00 m
Larghezza massima sinistra	$b_{i,sx} =$	4750 mm
Larghezza massima destra	$b_{i,dx} =$	2700 mm
Larghezza efficace sinistra	$b_{e,sx} =$	4375 mm
Larghezza efficace destra	$b_{e,dx} =$	2600 mm
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	7175 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,89	0,00	0,89	<	1,00
Anime	0,84	0,84	0,84	<	1,00
Piattabanda sup	0,88	0,88	0,88	<	1,00
Armatura inf	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Armatura sup	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Soletta	0,78	0,00	0,78	<	1,00

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica significative ▼

Coefficiente parziale per verifiche a fatica $\gamma_{MF} =$ 1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	8065,00	381,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-1354,00	-357,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	42,71	40,96	0,00	2,81	3,74

Variazione di tensione tangenziale $\tau_{max} =$ 11,02 MPa

Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$ 42,71 < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\tau =$ 11,02 < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	75 mm	$k_s =$	0,80			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	42,71	<	49,08 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	42,71	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	42,71	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	-11,01	-19,20	0,00	360,00	0,00	360,00
FREQ	-9,66	-	0,00	160,00	0,00	160,00
QPERM	-6,47	-14,40	0,00	160,00	0,00	160,00

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Verifiche campata da 50 m – Sezione d'appoggio

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		24 mm	area		45240 mm ²	
	altezza		1885 mm	peso		3,55 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		55 mm	area		49500 mm ²	
	larghezza		900 mm	peso		3,89 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		60 mm	area		66000 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		5,18 kN/m	
				totale/m		12,62 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore					60 mm		
copriferro inferiore					60 mm		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	-11526,00	1751,00	0,00			-	
Permanenti	-4576,00	682,00	0,00			16,64	
Mobili - max	0,00	0,00	0,00			6,18	
Mobili - min	-9384,00	1802,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla -	-1126,00	32,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	-136,00	22,00	0,00			6,18	
Ritiro	0,00	0,00	0,00			15,93	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,80	0,80	0,80	<	1,00
Anime	0,99	0,95	0,99	<	1,00
Piattabanda sup	0,80	0,00	0,80	<	1,00
Armatatura inf	0,35	0,00	0,35	<	1,00
Armatatura sup	0,40	0,00	0,40	<	1,00
Soletta	0,00	0,00	0,00	<	1,00

Verifica connessione acciaio-clc

Scorrimento max acciaio-clc allo SLU	$S_{SLU} =$	570,02 kN/m
Diametro del piolo	$d =$	19 mm
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc} =$	210 > 57 mm
	$\alpha =$	1,00
Resistenza piolo lato acciaio	$P_{Rd,a} =$	81,66 kN
Resistenza piolo lato calcestruzzo	$P_{Rd,c} =$	86,51 kN
Resistenza a taglio piolo	$P_{Rd} =$	81,66 kN
Numero pioli per fila	$n =$	2
Distanza massima trasversale fra i connettori	$d_t =$	200 mm
Interasse trasversale fra i connettori	$i_t =$	200 mm
Interasse file	$i_f =$	200 mm

passo compatibile con classificazione sezione

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Scorrimento resistente	$S_{Rd} =$	816,56	>	570,02 kN/m
<i>Verifica requisiti di duttilità dei piolo</i>				
Altezza piolo	$h_{sc} =$	210	>	76 mm
Diametro minimo piolo	$d_{min} =$	16	<	19 mm
Diametro massimo piolo	$d_{max} =$	25	>	19 mm
Distanza fra due punti di nullo del diagramma dei momenti			$L_e =$	42,50 m
Grado di connessione	$\eta =$	1,43	>	1,00
Interasse longitudinale massimo		800	>	200 mm
Interasse longitudinale minimo		95	<	200 mm
Interasse trasversale minimo		48	<	200 mm

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica

significative

Coefficiente parziale per verifiche a fatica

$\gamma_{Mf} =$ 1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	645,00	66,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-3834,00	-880,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	27,87	26,32	0,00	22,57	24,00

Variazione di tensione tangenziale

$\tau_{max} =$ 18,68 MPa


Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
	Tensione massima sul dettaglio	$\Delta\sigma =$ 27,87 < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
	Tensione massima sul dettaglio	$\Delta\tau =$ 18,68 < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

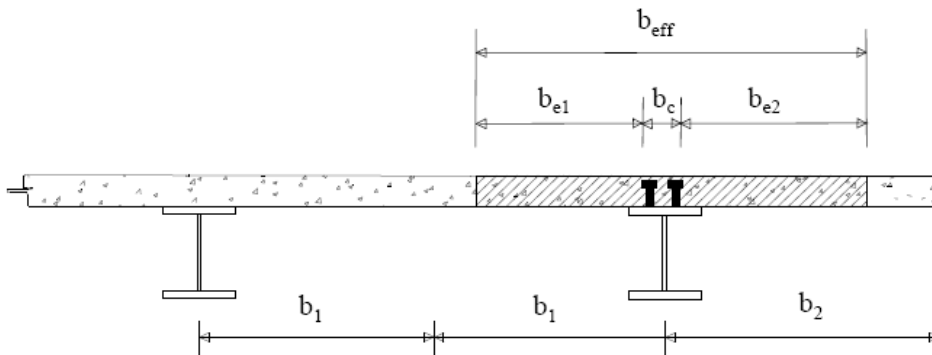
Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	60 mm	$k_s =$	0,84			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	27,87	<	51,32 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	27,87	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	27,87	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	0,00	-19,20	113,51	360,00	98,08	360,00
FREQ	0,00	-	93,92	160,00	81,15	160,00
QPERM	0,00	-14,40	39,64	160,00	34,25	160,00

Verifiche campata da 85 m – Sezione di campata

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		16 mm	area		52160 mm ²	
	altezza		3260 mm	peso		4,09 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		60 mm	area		78000 mm ²	
	larghezza		1300 mm	peso		6,12 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		80 mm	area		120000 mm ²	
	larghezza		1500 mm	peso		9,42 kN/m	
				totale/m		19,64 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore						60 mm	
copriferro inferiore						60 mm	
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	38312,00	0,00	0,00			-	
Permanenti	14718,00	0,00	0,00			16,64	
Mobili - max	38290,00	880,00	0,00			6,18	
Mobili - min	0,00	0,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	8850,00	0,00	-3851,00			6,18	
Termica farfalla -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	439,00	0,00	0,00			6,18	
Ritiro	20057,00	0,00	-8728,00			15,93	

Valutazione soletta collaborante

Ai fini della valutazione della collaborazione della soletta in c.a. è necessario determinare le parti di impalcato soggette a momento positivo e quelle soggette a momento negativo (nelle quali il cls risulta teso e quindi non offre alcun contributo all'acciaio). Per tenere conto di tale fenomeno viene trascurata la presenza della soletta in un tratto a cavallo degli appoggi pari al 15% delle due campate adiacenti.



Il calcolo della larghezza collaborante viene svolto per una singola anima.

Distanza fra gli assi dei connettori	$b_c =$	200 mm
Luce di calcolo	$L =$	85,00 mm
Campata unica?		no <input type="button" value="▼"/>
Posizione campata		intermedia <input type="button" value="▼"/>
Lunghezza equivalente	$L_e =$	59,50 m
Larghezza massima sinistra	$b_{i,sx} =$	4750 mm
Larghezza massima destra	$b_{i,dx} =$	2700 mm
Larghezza efficace sinistra	$b_{e,sx} =$	4650 mm
Larghezza efficace destra	$b_{e,dx} =$	2600 mm
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	7450 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,96	0,00	0,96	<	1,00
Anime	0,92	0,89	0,92	<	1,00
Piattabanda sup	0,93	0,93	0,93	<	1,00
Armatura inf	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Armatura sup	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Soletta	0,77	0,00	0,77	<	1,00

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica significative ▼

Coefficiente parziale per verifiche a fatica $\gamma_{MF} = 1,35$

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	17324,00	434,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-2812,00	-418,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	37,59	36,51	0,00	7,71	8,52

Variazione di tensione tangenziale $\tau_{max} = 7,85$ MPa

Cordoni longitudinali di saldatura


Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma = 37,59$ < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\tau = 7,85$ < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	80 mm	$k_s =$	0,79			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	37,59	<	48,45 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	37,59	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	37,59	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	-10,63	-19,20	0,00	360,00	0,00	360,00
FREQ	-9,19	-	0,00	160,00	0,00	160,00
QPERM	-5,61	-14,40	0,00	160,00	0,00	160,00

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Verifiche campata da 85 m – Sezione d'appoggio

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		28 mm	area		91700 mm ²	
	altezza		3275 mm	peso		7,20 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		60 mm	area		78000 mm ²	
	larghezza		1300 mm	peso		6,12 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		65 mm	area		84500 mm ²	
	larghezza		1300 mm	peso		6,63 kN/m	
				totale/m		19,95 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
coprifermo superiore						60 mm	
coprifermo inferiore						60 mm	
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	-31508,00	3136,00	0,00			-	
Permanenti	-12180,00	1209,00	0,00			16,64	
Mobili - max	0,00	0,00	0,00			6,18	
Mobili - min	-21614,00	2344,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla -	-1857,00	9,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	-363,00	36,00	0,00			6,18	
Ritiro	0,00	0,00	0,00			15,93	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,86	0,86	0,86	<	1,00
Anime	0,98	0,86	0,98	<	1,00
Piattabanda sup	0,86	0,00	0,86	<	1,00
Armatura inf	0,41	0,00	0,41	<	1,00
Armatura sup	0,44	0,00	0,44	<	1,00
Soletta	0,00	0,00	0,00	<	1,00

Verifica connessione acciaio-clc

Scorrimento max acciaio-clc allo SLU	$S_{SLU} =$	333,45 kN/m
Diametro del piolo	$d =$	19 mm
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc} =$	210 > 57 mm
	$\alpha =$	1,00
Resistenza piolo lato acciaio	$P_{Rd,a} =$	81,66 kN
Resistenza piolo lato calcestruzzo	$P_{Rd,c} =$	86,51 kN
Resistenza a taglio piolo	$P_{Rd} =$	81,66 kN
Numero pioli per fila	$n =$	2
Distanza massima trasversale fra i connettori	$d_t =$	200 mm
Interasse trasversale fra i connettori	$i_t =$	200 mm
Interasse file	$i_f =$	200 mm

passo compatibile con classificazione sezione

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Scorrimento resistente	$S_{Rd} =$	816,56	>	333,45 kN/m
<i>Verifica requisiti di duttilità dei piolo</i>				
Altezza piolo	$h_{sc} =$	210	>	76 mm
Diametro minimo piolo	$d_{min} =$	16	<	19 mm
Diametro massimo piolo	$d_{max} =$	25	>	19 mm
Distanza fra due punti di nullo del diagramma dei momenti				$L_e =$ 72,25 m
Grado di connessione	$\eta =$	2,45	>	1,00
Interasse longitudinale massimo		800	>	200 mm
Interasse longitudinale minimo		95	<	200 mm
Interasse trasversale minimo		48	<	200 mm

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica

significative

Coefficiente parziale per verifiche a fatica

$\gamma_{Mf} =$ 1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	645,00	66,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-3834,00	-880,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	12,26	11,80	0,00	11,58	12,01

Variazione di tensione tangenziale

$\tau_{max} =$ 9,42 MPa

Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
		Tensione massima sul dettaglio
	$\Delta\sigma =$	12,26
		<
		68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
		Tensione massima sul dettaglio
	$\Delta\tau =$	9,42
		<
		27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

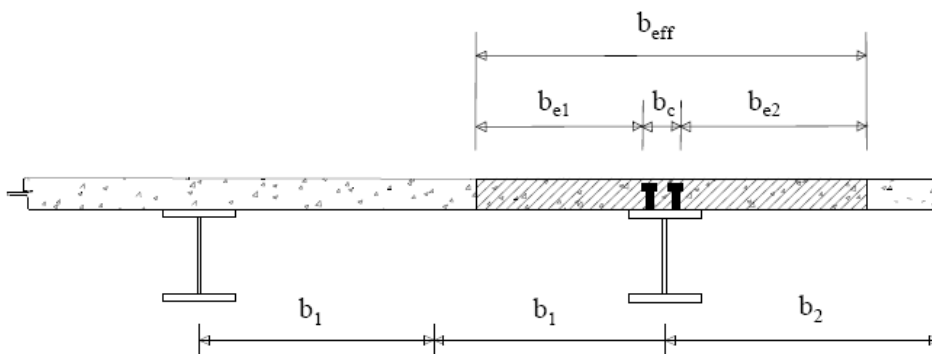
Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	65 mm	$k_s =$	0,83			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	12,26	<	50,51 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	12,26	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	12,26	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	0,00	-19,20	124,24	360,00	114,14	360,00
FREQ	0,00	-	103,71	160,00	95,28	160,00
QPERM	0,00	-14,40	46,39	160,00	42,62	160,00

Verifiche campata da 75 m – Sezione di campata

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<i>Anima</i>	numero		1				
	spessore		16 mm	area		45920 mm ²	
	altezza		2870 mm	peso		3,60 kN/m	
<i>Ala superiore</i>	numero		1				
	spessore		50 mm	area		60000 mm ²	
	larghezza		1200 mm	peso		4,71 kN/m	
<i>Ala inferiore</i>	numero		1				
	spessore		80 mm	area		96000 mm ²	
	larghezza		1200 mm	peso		7,54 kN/m	
				totale/m		15,85 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore					60 mm		
copriferro inferiore					60 mm		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]		n		
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00		-		
Peso soletta	26068,00	0,00	0,00		-		
Permanenti	10111,00	0,00	0,00		16,64		
Mobili - max	30438,00	824,00	0,00		6,18		
Mobili - min	0,00	0,00	0,00		6,18		
Frenamento	0,00	0,00	0,00		6,18		
Termica farfalla +	7321,00	0,00	-3851,00		6,18		
Termica farfalla -	0,00	0,00	0,00		6,18		
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00		6,18		
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00		6,18		
Vento	302,00	0,00	0,00		6,18		
Ritiro	16592,00	0,00	-8728,00		15,93		

Valutazione soletta collaborante

Ai fini della valutazione della collaborazione della soletta in c.a. è necessario determinare le parti di impalcato soggette a momento positivo e quelle soggette a momento negativo (nelle quali il cls risulta teso e quindi non offre alcun contributo all'acciaio). Per tenere conto di tale fenomeno viene trascurata la presenza della soletta in un tratto a cavallo degli appoggi pari al 15% delle due campate adiacenti.



Il calcolo della larghezza collaborante viene svolto per una singola anima.

Distanza fra gli assi dei connettori	$b_c =$	200 mm
Luce di calcolo	$L =$	75,00 mm
Campata unica?		no <input type="button" value="▼"/>
Posizione campata		intermedia <input type="button" value="▼"/>
Lunghezza equivalente	$L_e =$	52,50 m
Larghezza massima sinistra	$b_{i,sx} =$	4750 mm
Larghezza massima destra	$b_{i,dx} =$	2700 mm
Larghezza efficace sinistra	$b_{e,sx} =$	4650 mm
Larghezza efficace destra	$b_{e,dx} =$	2600 mm
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	7450 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,99	0,00	0,99	<	1,00
Anime	0,95	0,89	0,95	<	1,00
Piattabanda sup	0,92	0,92	0,92	<	1,00
Armatura inf	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Armatura sup	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Soletta	0,76	0,00	0,76	<	1,00

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica significative ▼

Coefficiente parziale per verifiche a fatica $\gamma_{MF} = 1,35$

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	13626,00	430,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-3288,00	-419,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	41,11	39,83	0,00	5,94	6,74

Variazione di tensione tangenziale $\tau_{max} = 9,16$ MPa

Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma = 41,11$ < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\tau = 9,16$ < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	80 mm	$k_s =$	0,79			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	41,11	<	48,45 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	41,11	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	41,11	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	-10,67	-19,20	0,00	360,00	0,00	360,00
FREQ	-9,25	-	0,00	160,00	0,00	160,00
QPERM	-5,78	-14,40	0,00	160,00	0,00	160,00

Verifiche campata da 75 m – Sezione d'appoggio

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		28 mm	area		80500 mm ²	
	altezza		2875 mm	peso		6,32 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		60 mm	area		78000 mm ²	
	larghezza		1300 mm	peso		6,12 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		65 mm	area		84500 mm ²	
	larghezza		1300 mm	peso		6,63 kN/m	
				totale/m		19,08 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore					60 mm		
copriferro inferiore					60 mm		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	-25691,00	2689,00	0,00			-	
Permanenti	-9993,00	989,00	0,00			16,64	
Mobili - max	0,00	0,00	0,00			6,18	
Mobili - min	-19034,00	2270,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla -	-1817,00	3,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	-298,00	31,00	0,00			6,18	
Ritiro	0,00	0,00	0,00			15,93	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,82	0,82	0,82	<	1,00
Anime	0,96	0,81	0,96	<	1,00
Piattabanda sup	0,84	0,00	0,84	<	1,00
Armatatura inf	0,41	0,00	0,41	<	1,00
Armatatura sup	0,45	0,00	0,45	<	1,00
Soletta	0,00	0,00	0,00	<	1,00

Verifica connessione acciaio-clc

Scorrimento max acciaio-clc allo SLU	$S_{SLU} =$	354,19 kN/m
Diametro del piolo	$d =$	19 mm
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc} =$	210 > 57 mm
	$\alpha =$	1,00
Resistenza piolo lato acciaio	$P_{Rd,a} =$	81,66 kN
Resistenza piolo lato calcestruzzo	$P_{Rd,c} =$	86,51 kN
Resistenza a taglio piolo	$P_{Rd} =$	81,66 kN
Numero pioli per fila	$n =$	2
Distanza massima trasversale fra i connettori	$d_t =$	200 mm
Interasse trasversale fra i connettori	$i_t =$	200 mm
Interasse file	$i_f =$	200 mm

passo compatibile con classificazione sezione

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Scorrimento resistente	$S_{Rd} =$	816,56	>	354,19 kN/m
<i>Verifica requisiti di duttilità dei piolo</i>				
Altezza piolo	$h_{sc} =$	210	>	76 mm
Diametro minimo piolo	$d_{min} =$	16	<	19 mm
Diametro massimo piolo	$d_{max} =$	25	>	19 mm
Distanza fra due punti di nullo del diagramma dei momenti			$L_e =$	63,75 m
Grado di connessione	$\eta =$	2,31	>	1,00
Interasse longitudinale massimo		800	>	200 mm
Interasse longitudinale minimo		95	<	200 mm
Interasse trasversale minimo		48	<	200 mm

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica

significative

Coefficiente parziale per verifiche a fatica

$\gamma_{Mf} =$ 1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	1161,00	54,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-8156,00	-1074,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	29,70	28,41	0,00	28,56	29,75

Variazione di tensione tangenziale

$\tau_{max} =$ 13,06 MPa

Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
		Tensione massima sul dettaglio $\Delta\sigma =$ 29,75 < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
		Tensione massima sul dettaglio $\Delta\tau =$ 13,06 < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

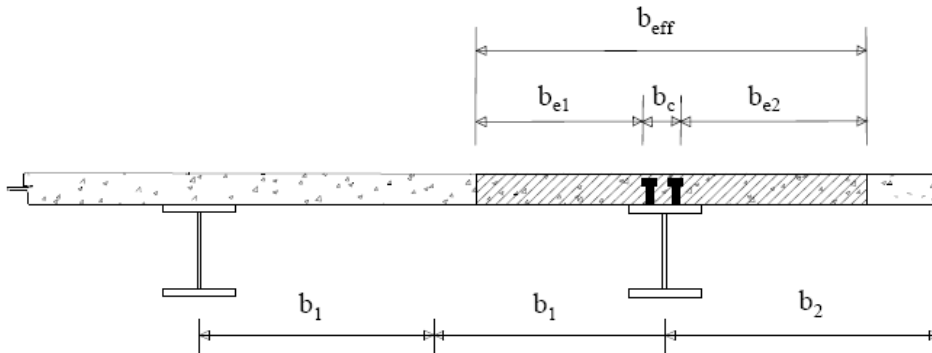
Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	65 mm	$k_s =$	0,83			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	29,75	<	50,51 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	29,75	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	29,75	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	0,00	-19,20	126,40	360,00	115,03	360,00
FREQ	0,00	-	105,05	160,00	95,60	160,00
QPERM	0,00	-14,40	45,50	160,00	41,41	160,00

Verifiche campata da 60 m – Sezione di campata

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		16 mm	area		36560 mm ²	
	altezza		2285 mm	peso		2,87 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		40 mm	area		44000 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		3,45 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		75 mm	area		82500 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		6,48 kN/m	
				totale/m		12,80 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore					60 mm		
copriferro inferiore					60 mm		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	15855,00	0,00	0,00			-	
Permanenti	6238,00	0,00	0,00			16,64	
Mobili - max	20561,00	754,00	0,00			6,18	
Mobili - min	0,00	0,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	5218,00	0,00	-3851,00			6,18	
Termica farfalla -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	186,00	0,00	0,00			6,18	
Ritiro	11826,00	0,00	-8728,00			15,93	

Valutazione soletta collaborante

Ai fini della valutazione della collaborazione della soletta in c.a. è necessario determinare le parti di impalcato soggette a momento positivo e quelle soggette a momento negativo (nelle quali il cls risulta teso e quindi non offre alcun contributo all'acciaio). Per tenere conto di tale fenomeno viene trascurata la presenza della soletta in un tratto a cavallo degli appoggi pari al 15% delle due campate adiacenti.



Il calcolo della larghezza collaborante viene svolto per una singola anima.

Distanza fra gli assi dei connettori	$b_c =$	200 mm
Luce di calcolo	$L =$	60,00 mm
Campata unica?		no <input type="button" value="▼"/>
Posizione campata		intermedia <input type="button" value="▼"/>
Lunghezza equivalente	$L_e =$	42,00 m
Larghezza massima sinistra	$b_{i,sx} =$	4750 mm
Larghezza massima destra	$b_{i,dx} =$	2700 mm
Larghezza efficace sinistra	$b_{e,sx} =$	4650 mm
Larghezza efficace destra	$b_{e,dx} =$	2600 mm
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	7450 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,93	0,00	0,93	<	1,00
Anime	0,92	0,91	0,92	<	1,00
Piattabanda sup	0,94	0,94	0,94	<	1,00
Armatura inf	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Armatura sup	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Soletta	0,74	0,00	0,74	<	1,00

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica significative ▼

Coefficiente parziale per verifiche a fatica $\gamma_{MF} = 1,35$

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	9992,00	399,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-1797,00	-375,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	43,66	42,16	0,00	3,58	4,38

Variazione di tensione tangenziale $\tau_{max} = 10,65$ MPa


Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma = 43,66$ < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\tau = 10,65$ < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	75 mm	$k_s =$	0,80			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	43,66	<	49,08 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	43,66	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	43,66	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	-10,37	-19,20	0,00	360,00	0,00	360,00
FREQ	-9,05	-	0,00	160,00	0,00	160,00
QPERM	-5,87	-14,40	0,00	160,00	0,00	160,00

Verifiche campata da 60 m – Sezione d'appoggio

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		26 mm	area		59410 mm ²	
	altezza		2285 mm	peso		4,66 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		55 mm	area		55000 mm ²	
	larghezza		1000 mm	peso		4,32 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		60 mm	area		66000 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		5,18 kN/m	
				totale/m		14,16 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore						60 mm	
copriferro inferiore						60 mm	
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	-15877,00	2092,00	0,00			-	
Permanenti	-6260,00	824,00	0,00			16,64	
Mobili - max	0,00	0,00	0,00			6,18	
Mobili - min	-12499,00	1957,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla -	-1413,00	3,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	-187,00	23,00	0,00			6,18	
Ritiro	0,00	0,00	0,00			15,93	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,83	0,83	0,83	<	1,00
Anime	0,97	0,86	0,97	<	1,00
Piattabanda sup	0,81	0,00	0,81	<	1,00
Armatura inf	0,35	0,00	0,35	<	1,00
Armatura sup	0,40	0,00	0,40	<	1,00
Soletta	0,00	0,00	0,00	<	1,00

Verifica connessione acciaio-clc

Scorrimento max acciaio-clc allo SLU	$S_{SLU} =$	493,67 kN/m
Diametro del piolo	$d =$	19 mm
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc} =$	210 > 57 mm
	$\alpha =$	1,00
Resistenza piolo lato acciaio	$P_{Rd,a} =$	81,66 kN
Resistenza piolo lato calcestruzzo	$P_{Rd,c} =$	86,51 kN
Resistenza a taglio piolo	$P_{Rd} =$	81,66 kN
Numero pioli per fila	$n =$	2
Distanza massima trasversale fra i connettori	$d_t =$	200 mm
Interasse trasversale fra i connettori	$i_t =$	200 mm
Interasse file	$i_f =$	200 mm

passo compatibile con classificazione sezione

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Scorrimento resistente	$S_{Rd} =$	816,56	>	493,67 kN/m
<i>Verifica requisiti di duttilità dei piolo</i>				
Altezza piolo	$h_{sc} =$	210	>	76 mm
Diametro minimo piolo	$d_{min} =$	16	<	19 mm
Diametro massimo piolo	$d_{max} =$	25	>	19 mm
Distanza fra due punti di nullo del diagramma dei momenti			$L_e =$	51,00 m
Grado di connessione	$\eta =$	1,65	>	1,00
Interasse longitudinale massimo		800	>	200 mm
Interasse longitudinale minimo		95	<	200 mm
Interasse trasversale minimo		48	<	200 mm

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica

significative

Coefficiente parziale per verifiche a fatica

$\gamma_{Mf} =$

1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	892,00	52,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-4962,00	-927,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	27,53	26,25	0,00	22,36	23,53

Variazione di tensione tangenziale

$\tau_{max} =$

15,16 MPa

Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
		Tensione massima sul dettaglio
	$\Delta\sigma =$	27,53
		<
		68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
		Tensione massima sul dettaglio
	$\Delta\tau =$	15,16
		<
		27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

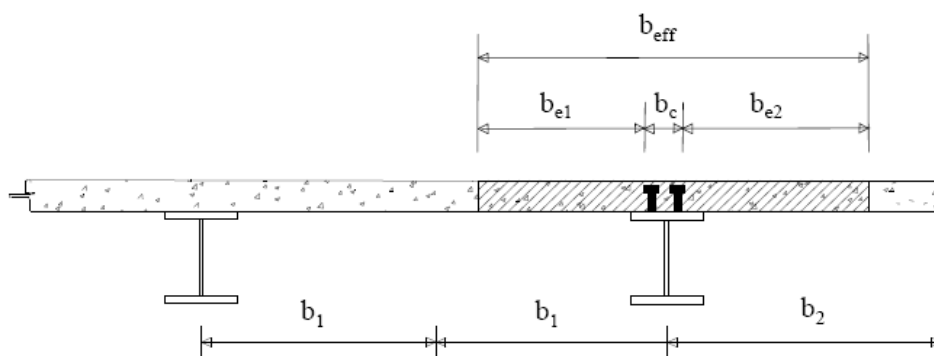
Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	60 mm	$k_s =$	0,84			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	27,53	<	51,32 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	27,53	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	27,53	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	0,00	-19,20	111,70	360,00	98,59	360,00
FREQ	0,00	-	92,56	160,00	81,70	160,00
QPERM	0,00	-14,40	39,46	160,00	34,83	160,00

Verifiche campata di riva da 45 m – Sezione di campata

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		16 mm	area		36560 mm ²	
	altezza		2285 mm	peso		2,87 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		40 mm	area		44000 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		3,45 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		75 mm	area		82500 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		6,48 kN/m	
				totale/m		12,80 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore					60 mm		
copriferro inferiore					60 mm		
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	10961,00	0,00	0,00			-	
Permanenti	4316,00	0,00	0,00			16,64	
Mobili - max	16163,00	754,00	0,00			6,18	
Mobili - min	0,00	0,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	5218,00	0,00	-3851,00			6,18	
Termica farfalla -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	129,00	0,00	0,00			6,18	
Ritiro	11826,00	0,00	-8728,00			15,93	

Valutazione soletta collaborante

Ai fini della valutazione della collaborazione della soletta in c.a. è necessario determinare le parti di impalcato soggette a momento positivo e quelle soggette a momento negativo (nelle quali il cls risulta teso e quindi non offre alcun contributo all'acciaio). Per tenere conto di tale fenomeno viene trascurata la presenza della soletta in un tratto a cavallo degli appoggi pari al 15% delle due campate adiacenti.



Il calcolo della larghezza collaborante viene svolto per una singola anima.

Distanza fra gli assi dei connettori	$b_c =$	200 mm
Luce di calcolo	$L =$	45,00 mm
Campata unica?		no <input type="button" value="▼"/>
Posizione campata		riva <input type="button" value="▼"/>
Lunghezza equivalente	$L_e =$	38,25 m
Larghezza massima sinistra	$b_{i,sx} =$	4750 mm
Larghezza massima destra	$b_{i,dx} =$	2700 mm
Larghezza efficace sinistra	$b_{e,sx} =$	4650 mm
Larghezza efficace destra	$b_{e,dx} =$	2600 mm
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	7450 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,71	0,00	0,71	<	1,00
Anime	0,71	0,70	0,71	<	1,00
Piattabanda sup	0,72	0,72	0,72	<	1,00
Armatura inf	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Armatura sup	0,00	0,00	0,00	<	1,00
Soletta	0,64	0,00	0,64	<	1,00

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica significative ▼

Coefficiente parziale per verifiche a fatica $\gamma_{MF} =$ 1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	8201,00	340,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-1848,00	-389,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	35,81	34,58	0,00	2,94	3,60

Variazione di tensione tangenziale $\tau_{max} =$ 10,38 MPa


Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$ 35,81 < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\tau =$ 10,38 < 27,08 MPa

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	75 mm	$k_s =$	0,80			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	35,81	<	49,08 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	35,81	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	35,81	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	-9,14	-19,20	0,00	360,00	0,00	360,00
FREQ	-8,06	-	0,00	160,00	0,00	160,00
QPERM	-5,56	-14,40	0,00	160,00	0,00	160,00

Verifiche campata di riva da 45 m – Sezione d'appoggio

GEOMETRIA							
<u>Trave acciaio</u>							
<u>Anima</u>	numero		1				
	spessore		26 mm	area		59410 mm ²	
	altezza		2285 mm	peso		4,66 kN/m	
<u>Ala superiore</u>	numero		1				
	spessore		55 mm	area		55000 mm ²	
	larghezza		1000 mm	peso		4,32 kN/m	
<u>Ala inferiore</u>	numero		1				
	spessore		60 mm	area		66000 mm ²	
	larghezza		1100 mm	peso		5,18 kN/m	
				totale/m		14,16 kN/m	
<u>Soletta</u>							
Tipologia soletta					piena		
Spessore totale				h=	310 mm		
Larghezza				l=	1000 mm		
Posizione baricentro rispetto estradosso trave				y _g =	155 mm		
armata con							
φ	20	/	200 mm	superiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
φ	20	/	200 mm	inferiori	1571	mm ²	
φ	0	/	0 mm				
copriferro superiore						60 mm	
copriferro inferiore						60 mm	
SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE							
Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]			n	
Peso acciaio	0,00	0,00	0,00			-	
Peso soletta	-14513,00	1875,00	0,00			-	
Permanenti	-5711,00	738,00	0,00			16,64	
Mobili - max	0,00	0,00	0,00			6,18	
Mobili - min	-11480,00	1793,00	0,00			6,18	
Frenamento	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica farfalla -	-1413,00	3,00	0,00			6,18	
Termica uniforme +	0,00	0,00	0,00			6,18	
Termica uniforme -	0,00	0,00	0,00			6,18	
Vento	-170,00	22,00	0,00			6,18	
Ritiro	0,00	0,00	0,00			15,93	

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ LOCALE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e stabilità condotte sui vari elementi componenti la sezione.

La verifica di stabilità per tensioni normali viene automaticamente soddisfatta dalle verifiche di resistenza, infatti qualora la sezione sia in classe 4 le tensioni vengono calcolate sulla sezione ridotta per tenere in conto i fenomeni d'instabilità locale, mentre se la sezione è in classe 1, 2 o 3 il raggiungimento della tensione di snervamento avviene prima della crisi per instabilità locale.

Per la valutazione dell'interazione fra tensioni normali e tensioni tangenziali è necessario scindere la verifica di resistenza dalla verifica di stabilità.

Innanzitutto bisogna specificare che la verifica di resistenza risulta superflua nel momento in cui la resistenza per instabilità da taglio risulta inferiore della resistenza per raggiungimento del limite di snervamento.

L'interazione di tensioni normali e tangenziali ai fini della verifica di resistenza viene tenuta in conto applicando il criterio di Von Mises, mentre per la verifica di stabilità viene utilizzato il criterio proposto in UNI EN 1993-1-5.

Riassunto verifiche di resistenza e stabilità

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza massimi ottenuti nelle verifiche di resistenza e di stabilità per le singole parti della sezione.

	η_{res}	η_{stab}	η_{max}		
Piattabanda inf	0,90	0,90	0,90	<	1,00
Anime	1,00	0,88	1,00	<	1,00
Piattabanda sup	0,85	0,00	0,85	<	1,00
Armatatura inf	0,36	0,00	0,36	<	1,00
Armatatura sup	0,41	0,00	0,41	<	1,00
Soletta	0,00	0,00	0,00	<	1,00

Verifica connessione acciaio-clc

Scorrimento max acciaio-clc allo SLU	$S_{SLU} =$	449,21 kN/m
Diametro del piolo	$d =$	19 mm
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc} =$	210 > 57 mm
	$\alpha =$	1,00
Resistenza piolo lato acciaio	$P_{Rd,a} =$	81,66 kN
Resistenza piolo lato calcestruzzo	$P_{Rd,c} =$	86,51 kN
Resistenza a taglio piolo	$P_{Rd} =$	81,66 kN
Numero pioli per fila	$n =$	2
Distanza massima trasversale fra i connettori	$d_t =$	200 mm
Interasse trasversale fra i connettori	$i_t =$	200 mm
Interasse file	$i_f =$	200 mm

passo compatibile con classificazione sezione

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Scorrimento resistente	$S_{Rd} =$	816,56	>	449,21 kN/m
<i>Verifica requisiti di duttilità dei piolo</i>				
Altezza piolo	$h_{sc} =$	210	>	76 mm
Diametro minimo piolo	$d_{min} =$	16	<	19 mm
Diametro massimo piolo	$d_{max} =$	25	>	19 mm
Distanza fra due punti di nullo del diagramma dei momenti				$L_e =$ 38,25 m
Grado di connessione	$\eta =$	1,82	>	1,00
Interasse longitudinale massimo		800	>	200 mm
Interasse longitudinale minimo		95	<	200 mm
Interasse trasversale minimo		48	<	200 mm

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Le verifiche a fatica vengono svolte per vita illimitata.

Conseguenze della rottura per fatica

significative

Coefficiente parziale per verifiche a fatica

$\gamma_{Mf} =$ 1,35

Caso di carico	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
Mobili-Fatica-max	686,00	15,00	0,00
Mobili-Fatica-min	-4802,00	-878,00	0,00

Variazioni tensionali massime allo stato limite di fatica

Fibra	a	b	c	d	e
σ_{max}	31,59	30,16	0,00	24,25	25,56

Variazione di tensione tangenziale

$\tau_{max} =$ 14,36 MPa

Cordoni longitudinali di saldatura

Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
125	$\Delta\sigma$	1) Saldatura automatica a cordoni d'angolo senza ripresa.
		Tensione massima sul dettaglio $\Delta\sigma =$ 31,59 < 68,24 MPa
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione
80	$\Delta\tau$	8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate.
		Tensione massima sul dettaglio $\Delta\tau =$ 14,36 < 27,08 MPa

Saldature a piena penetrazione tra i conci						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio				
$t_{max} =$	60 mm	$k_s =$	0,84			
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	31,59	<	51,32 MPa	
Giunti bullonati ad attrito						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
112	$\Delta\sigma$	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	31,59	<	61,14 MPa	
Irrigiditori saldati						
Classe dettaglio	Tensione	Descrizione				
80	$\Delta\sigma$	7) Nervature trasversali saldate ad un profilo o a una trave composta.				
Tensione massima sul dettaglio		$\Delta\sigma =$	31,59	<	43,67 MPa	
VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO						
Condizioni ambientali		molto aggressive				
Armature		poco sensibili				
Gruppo di esigenze	Combinazione	Stato limite	w_{max}			
c	frequente	ap. fessure	0,2			
	quasi permanente	ap. fessure	0,2			
Viene condotta una verifica a fessurazione senza calcolo diretto, limitando le tensioni dell'acciaio ai limiti previsti dalla circolare 02/02/2009 n.617 Tab.C.4.1.II-III.						
Inviluppo verifiche						
	$\sigma_{soletta}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,sup}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\sigma_{arm,inf}$ [MPa]	σ_{lim} [MPa]
RARA	0,00	-19,20	115,90	360,00	101,96	360,00
FREQ	0,00	-	96,01	160,00	84,46	160,00
QPERM	0,00	-14,40	41,00	160,00	36,07	160,00

3.6.5 Verifiche trasversi

Verifica sezione di mezzeria

Tipo di profilo
Valdastico_tr

Materiali
Tipo Acciaio
S355 (Fe510)
 f_y 355 N/mm²
 f_{sk} 430 N/mm²
 f_{ck} 25 N/mm²

Dati Profilo
 b_1 400 mm
 b_2 400 mm
 t_{f1} 40 mm
 t_{f2} 40 mm
 h 800 mm
 t_w 16 mm
 r_1 0 mm
 r_2 0 mm

Tipo di soletta
 Piena
 Grecata trasv.
 Grecata paral.

Dati soletta
 h_c 310 mm
 b 2219 mm
 A_s^{eff} 348 mm²
 h'_s 60 mm

M_{Sd} 7018 kNm

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

SLU
 $M_{pl,Rd}$ 7.385 kNm V_1 9.875 kN
 $M_{apl,Rd}$ 4.812 kNm y_n 327,9 mm

Zoom

Verifica sezione di estremità

Tipo di profilo
Valdastico_tr

Materiali
Tipo Acciaio
S355 (Fe510)
 f_y 355 N/mm²
 f_{sk} 430 N/mm²
 f_{ck} 25 N/mm²

Dati Profilo
 b_1 400 mm
 b_2 400 mm
 t_{f1} 40 mm
 t_{f2} 40 mm
 h 800 mm
 t_w 16 mm
 r_1 0 mm
 r_2 0 mm

Tipo di soletta
 Piena
 Grecata trasv.
 Grecata paral.

Dati soletta
 h_c 310 mm
 b 2219 mm
 A_s^{eff} 348 mm²
 h'_s 60 mm

M_{Sd} -1730 kNm

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

SLU
 $M_{pl,Rd}$ -4.896 kNm V_1 130,1 kN
 $M_{apl,Rd}$ 4.812 kNm y_n 698,0 mm

Zoom

Taglio massimo agente sulla sezione $V_{sd}=1485$ kN

Area resistente al taglio $A_v=43520-2*400*40+16*40=12160$ mm²

Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}=2373$ kN > 1485 kN

3.6.6 Verifiche soletta

Verifica sbalzo

Carico	M [kNm/m]	V [kN/m]	N [kN/m]
Permanenti	-28.25	20.93	0.00
Permanenti portati	-16.38	12.27	0.00
Mobili	-99.00	115.54	0.00
Urto	-100.00	0.00	100.00
Vento	7.68	0.00	-4.80

Combinazione	M [kNm/m]	V [kN/m]	N [kN/m]
SLU	-196.36	202.64	0.00
Eccezionale	-144.63	33.20	100

Combinazione SLU - Verifica flessione

Titolo: Sbalzo soletta

N° strati barre: Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	310

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3801	60
2	1901	250

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C

E_{su} ‰
f_{yd} N/mm²
E_s N/mm²
E_s/E_c
E_{syd} ‰
σ_{s,adm} N/mm²

C32/40

E_{c2} ‰
E_{cu}
f_{cd}
f_{cc}/f_{cd} ?
σ_{c,adm}
τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d mm
x x/d
δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

L₀ mm

Precompresso

Combinazione SLU - Verifica taglio

d=	250,00	mm	Altezza utile della sezione	
b _w =	1000,00	mm	Base sezione	
A _{st} =	3801,33	mm ²	Area armatura tesa	
ρ _l =	0,01521		Rapporto geometrico acciaio-clc	
N _{ed} =	0,00	kN	Azione assiale di progetto	
σ _{cp} =	0,00	MPa	Compressione di progetto	
f _{ck} =	32,00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica	
f _{cd} =	18,13	MPa	Resistenza di calcolo a compressione	
k=	1,89			
V _{min} =	0,52	MPa		
V _{Rd} =	207,48	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura	
V _{Rd} =	207,48	>	202,64	kN

Combinazione Eccezionale - Verifica flessione

Titolo: Sbalzo soletta

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	310

N°	A _s [mm ²]	d [mm]
1	3801	60
2	1901	250

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -100 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -304,8 kNm

σ_c -18,13 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 8,059 ‰

d 250 mm

x 75,7 x/d 0,3028

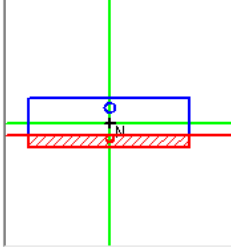
δ 0,8185

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C

ε_{su} 67,5 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm²

E_s 200.000 N/mm²

E_s/E_c 15

ε_{syd} 1,957 ‰

σ_{s,adm} 255 N/mm²

C32/40

ε_{c2} 2 ‰

ε_{cu} 3,5 ‰

f_{cd} 18,13

f_{cc}/f_{cd} 0,8

σ_{c,adm} 12,25

τ_{co} 0,7333

τ_{c1} 2,114

Verifica sezione fra le travi principali

Combinazione	M ₁₁₊	M ₁₁₋	M ₂₂₊	M ₂₂₋	V ₁₃	V ₂₃
SLU	420	-340	269	-140	517	202

Verifica flessione-M11+

Titolo : Soletta

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	310

N°	As [mm²]	d [mm]
1	4524	60
2	5309	250

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura

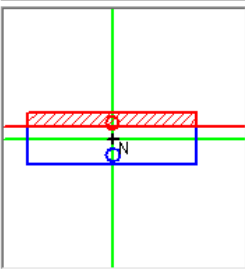
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Materiali

B450C

ϵ_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ϵ_{syd} ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm²

C32/40

ϵ_{c2} ‰

ϵ_{cu}

f_{cd}

f_{cc}/f_{cd} ?

$\sigma_{c,adm}$

τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Verifica flessione-M11-

Titolo : Soletta

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	310

N°	As [mm²]	d [mm]
1	4524	60
2	5309	250

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura

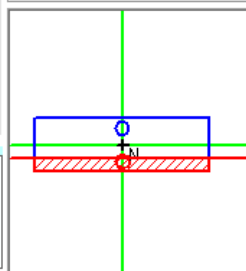
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Materiali

B450C

ϵ_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ϵ_{syd} ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm²

C32/40

ϵ_{c2} ‰

ϵ_{cu}

f_{cd}

f_{cc}/f_{cd} ?

$\sigma_{c,adm}$

τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Verifica flessione-M22+

Titolo: Soletta

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	310	1	4524	86
			2	4524	224

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="18.13"/> N/mm²
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="12.25"/> N/mm²
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.7333"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d mm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L_o mm

Precompresso

Verifica flessione-M22-

Titolo: Soletta

N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	310	1	4524	86
			2	4524	224

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="18.13"/> N/mm²
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="12.25"/> N/mm²
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.7333"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d mm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L_o mm

Precompresso

Verifica taglio-V23

d=	250,00	mm	Altezza utile della sezione			
b _w =	1000,00	mm	Base sezione			
A _{sl} =	4523,89	mm ²	Area armatura tesa			
ρ _l =	0,01810		Rapporto geometrico acciaio-clc			
N _{ed} =	0,00	kN	Azione assiale di progetto			
σ _{cp} =	0,00	MPa	Compressione di progetto			
f _{ck} =	32,00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica			
f _{cd} =	18,13	MPa	Resistenza di calcolo a compressione			
k=	1,89					
V _{min} =	0,52	MPa				
V _{Rd} =	219,87	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura			
V _{Rd} =	219,87	>	202,00	kN		

Verifica taglio-V13

d=	250,00	mm	Altezza utile della sezione		
b _w =	1000,00	mm	Base sezione		
A _{sj} =	4523,89	mm ²	Area armatura tesa		
ρ _l =	0,01810		Rapporto geometrico acciaio-clc		
N _{ed} =	0,00	kN	Azione assiale di progetto		
σ _{cp} =	0,00	MPa	Compressione di progetto		
f _{ck} =	32,00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica		
f _{cd} =	18,13	MPa	Resistenza di calcolo a compressione		
k=	1,89				
v _{min} =	0,52	MPa			
V _{Rd} =	219,87	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura		
V _{Rd} =	219,87	<	517,00	kN	
VERIFICA NON SODDISFATTA: E' NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO					
Si dispone la seguente armatura (a metro):					
Staffe	φ [mm]	n _{bracci}	s [mm]	A _{sw} [mm ²]	A _{sw} / s [mm ² /mm]
	12	5	200	565,49	2,83
Nel modello a traliccio si assume un'inclinazione del puntone compresso pari a 45°.					
v =	0,50				
α _c =	1,00		Coefficiente maggiorativo (4.1.2.1.3.2)		
V _{Rcd} =	1020,00	kN/m	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", per θ = 45°		
V _{Sd} =	517,00	kN/m	<	1020,00	kN/m = V _{Rcd}
α =	90,00	°	Angolo di inclinazione delle armature a taglio		
θ =	21,80	°	Angolo d'inclinazione delle bielle compresse		
cotgθ =	2,50				
A _{sw, nec} /s =	2,35	mm ² /mm	Area d'armatura trasversale necessaria		
A _{sw, nec} /s =	2,35	mm ² /mm		2,83	mm ² /mm = A _{sw} / s
Verifica di duttilità	1,11	<	4,53		
Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata					
α =	90,00	°			
θ _{reale} =	20,45	°			
cotgθ _{reale} =	2,68				
Calcolo della resistenza a taglio per diversi valori della cotgθ					
cotgθ	V _{Rsd} [kN/m]	V _{Rcd} [kN/m]	V _{Rd} [kN/m]		
2,50	622,34	703,45	622,34		
-	-	-	-		
La resistenza a taglio è pari a: cotgθ _{calcolo} = 2,50					
V _{Rsd} =	622,34	kN/m			
V _{Rcd} =	703,45	kN/m			
V _{Rd} =	622,34	kN/m			
Verifica:					
V _{Rd} =	622,34	kN/m	>	517,00	kN/m

3.7 SOTTOSTRUTTURE

3.7.1 Pile $H=22,00$ m, $H=12,80$ m e $H=7,60$ m con fondazione su plinto

Nel seguente paragrafo sono riportate le verifiche condotte su tre pile di differenti altezze pari a 22,00 m, 12,80 m e 7,60 m, rappresentative della totalità dei viadotti analizzati.

Le prime due pile, le più alte, hanno un fusto a sezione anulare (diametro esterno $D=4000$ mm, spessore $t=450$ mm) mentre la più bassa ha un fusto a sezione circolare (diametro $D=4000$ mm); è opportuno specificare che l'altezza della pila è valutata tra lo spiccatto del plinto di fondazione e la quota appoggi delle travi. Le fondazione è costituita da un plinto su pali.

Si procede al dimensionamento dapprima valutando i carichi che gravano sulla pila dovuti al suo peso proprio e a quello dell'impalcato (si considera che le luci delle campate che afferiscono sulla pila siano pari a 60m), ai carichi mobili, al vento e all'azione sismica; successivamente, considerando la pila come una mensola, vengono calcolate le sollecitazioni agenti alla base del fusto e sui pali di fondazione. Infine vengono condotte le verifiche di resistenza per la pila e le verifiche di resistenza e geotecniche per il palo di fondazione più sollecitato.

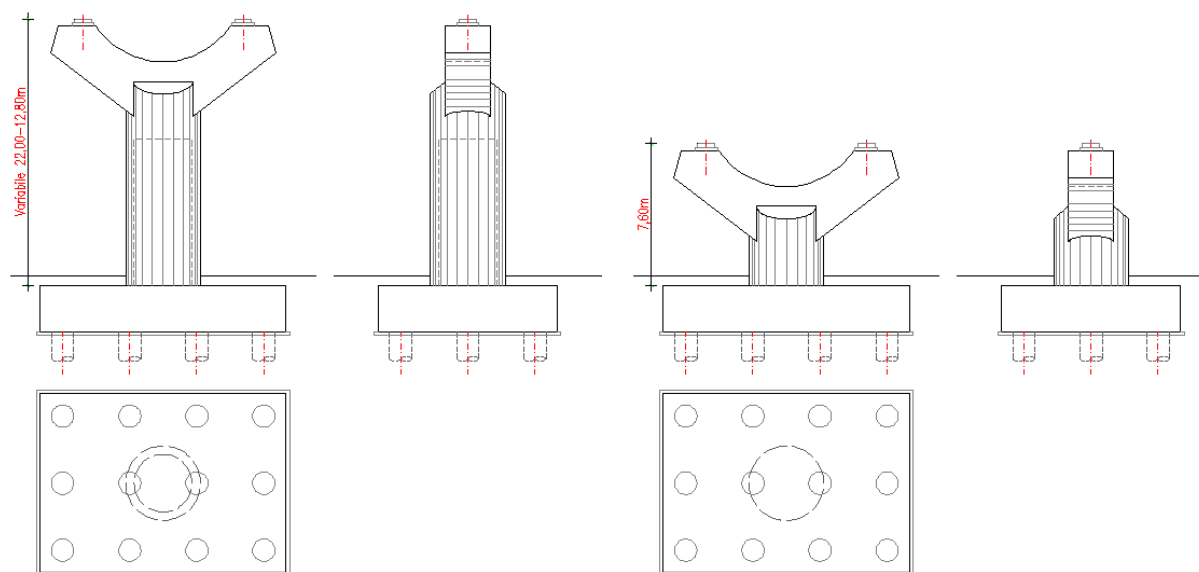


Figura 37: Pile $H=22,00$ m, $H=12,80$ m, $H=7,60$ m

Analisi dei carichi

Peso impalcato				
Luce campata di riferimento			60,00	m
Acciaio da carpenteria			2,00	kN/mq
Soletta sp. 0.31 m			7,75	kN/mq
Pavimentazione			3,00	kN/mq
Altri permanenti portati			1,00	kN/mq
Peso totale impalcato			13,75	kN/mq
Nei calcoli che seguono si assume			14,00	kN/mq
Larghezza impalcato			14,90	m
Ogni metro di viadotto pesa quindi			208,60	kN/m
Calcolo carico permanente massimo gravante sulla singola pila				
Totale permanenti impalcato per pila			12516,00	kN
Carichi mobili				
Larghezza pavimentato			12,00	m
		MaxN	MaxM	
Carichi concentrati corsia 1		600,00	600,00	kN
Carichi concentrati corsia 2		400,00	400,00	kN
Carichi concentrati corsia 3		200,00	0,00	kN
Carichi distribuiti corsia 1		9,00	9,00	kN/mq
Carichi distribuiti corsia 2		2,50	2,50	kN/mq
Carichi distribuiti corsia 3		2,50	0,00	kN/mq
Carichi distribuiti "parte rimanente"		2,50	0,00	kN/mq
Ripartizione rigida scarichi				
Interasse travi			9,50	m
Scarico massimo su singolo appoggio (Max N)			2955	kN
Scarico minimo su singolo appoggio (Max N)			1215	kN
Scarico massimo su singolo appoggio (Max M)			2721	kN
Scarico minimo su singolo appoggio (MaxM)			349	kN
Frenamento				
Lunghezza zona caricata		L=	180	m
Forza di frenamento		F _F =	846	kN
Momento da frenamento		M _F =	18612	kNm
Vento				
Pressione di riferimento		p=	1,50	kN/m ²
Altezza investita		h=	5,90	m
Forza totale da vento		F _V =	531	kN
Momento da vento		M _V =	13248	kNm

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Peso pila H=22,00 m				
Area fusto alla base			5,02	m ²
Altezza parte a sezione costante			16,00	m
Altezza totale pila			22,00	m
Volume pulvino			101,56	m ³
Peso pila			4546,48	kN

Peso pila H=12,80 m				
Area fusto alla base			5,02	m ²
Altezza parte a sezione costante			6,80	m
Altezza totale pila			12,80	m
Volume pulvino			101,56	m ³
Peso pila			3392,18	kN

Peso pila H=7,80 m				
Area fusto alla base			12,57	m ²
Altezza parte a sezione costante			3,05	m
Altezza totale pila			7,60	m
Volume pulvino			82,46	m ³
Peso pila			3019,69	kN

Peso fondazione				
Altezza fondazione			2,50	m
Larghezza fondazione			13,20	m
Lunghezza fondazione			9,60	m
Peso fondazione			7920,00	kN
Altezza terreno sopra fondazione			0,50	m
Area terreno sopra fondazione			121,70	m ²
Peso terreno sopra fondazione			1156,16	kN

Sismica				
ag =			0,245	g
Ss =			1,35	
St =			1,00	

3.7.1.1 Calcolo delle sollecitazioni sulla pila H=22,00m

Geometria Pila				
Area A			5,02	m ²
Momento d'inerzia attorno asse forte			8,03	m ⁴
Momento d'inerzia attorno asse debole			8,03	m ⁴
Altezza h			22,00	m
Lunghezza di libera inflessione		$l_0=$	44,00	m
Raggio d'inerzia minimo		$i=$	1,27	
Snellezza fusto		$\lambda=$	34,78	
Azione assiale adimensionale		$\nu=$	0,204	
		$C=$	1,700	
Snellezza limite		$\lambda_{lim}=$	57,97	
<i>non necessario considerare effetti del secondo ordine</i>				

L'accelerazione sismica di progetto è stata valutata dividendo la pseudo accelerazione spettrale elastica per il fattore di struttura q determinato secondo quanto indicato al paragrafo 7.9.2.1 delle NTC 2008:

Compressione normalizzata		$v_k=$	0,1214	
		$\alpha=$	4,40	
		$\lambda=$	1,21	
		$q_0=$	3,50	CD"A"
		$K_R=$	1,00	
		$q=$	4,24	

L'azione sismica, applicata in sommità della pila, è stata considerata agente sia lungo la direzione trasversale dell'impalcato e sia lungo quella longitudinale.

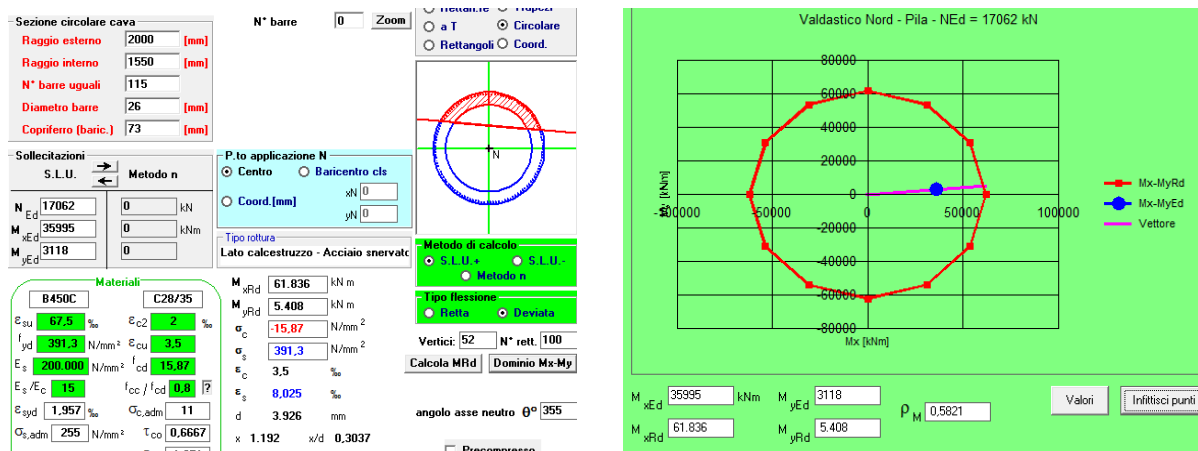
<u>Sisma trasversale</u>				
Massa gravante sulla pila M			1534,66	kNs ² /m
Rigidezza della pila $K = 3EJ/H^3$			70160,91	kN/m
Rigidezza fessurata (50% K)			35080,46	kN/m
Periodo del singolo fusto $T = 2p(M/K)^{0.5}$			1,31	s
Ordinata spettrale			0,133	g
Forza applicata in testa pila			2002,315	kN
Momento a spiccato elevazione			44050,93	kNm
Spostamento testa pila			28,54	mm
Carico verticale di progetto			17062,48	kN
Forza orizzontale			2002,32	kN
Altezza pila			22,00	m
Verifica non linearità geometriche		$\theta=$	0,0002	
<i>non linearità geometriche trascurabili</i>				

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

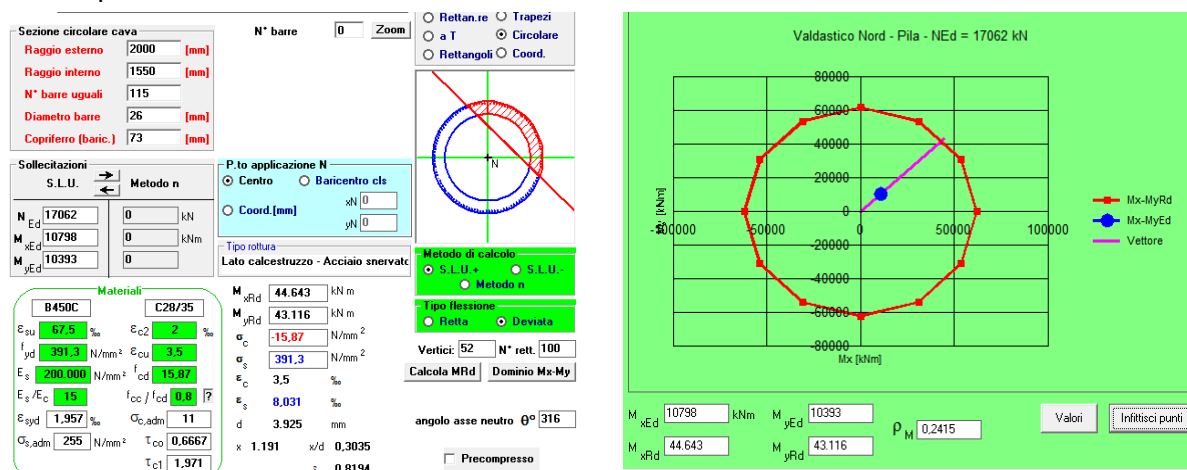
<u>Sisma longitudinale</u>				
Numero campate afferenti alla pila		$n_c =$	3	
Massa gravante sulla pila M			4086,34	kNs ² /m
Rigidezza della pila $K = 3EJ/H^3$			70160,91	kN/m
Rigidezza fessurata (50% K)			35080,46	kN/m
Periodo del singolo fusto $T = 2p(M/K)^{0.5}$			2,14	s
Ordinata spettrale			0,173	g
Forza applicata in testa pila			6935,05	kN
Momento a spiccato elevazione			152571,12	kNm
Spostamento testa pila			98,84	mm
Carico verticale di progetto			17062,48	kN
Forza orizzontale			6935,05	kN
Altezza pila			22,00	m
Verifica non linearità geometriche		$\theta =$	0,0018	
<i>non linearità geometriche trascurabili</i>				

Sollecitazioni combinate					
	SLU1-A1	SLU2-A1	SLU3-A1	SLU4-A1	SISMA
Perm	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00
Acc-MaxN	1,35	0,00	1,01	0,00	0,00
Acc-MaxM	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00
Frenamento	0,00	0,00	1,35	1,35	0,00
Vento	0,90	0,90	0,90	0,90	0,00
Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
	SLU1-A2	SLU2-A2	SLU3-A2	SLU4-A2	
Perm	1,00	1,00	1,00	1,00	
Acc-MaxN	1,15	0,00	0,86	0,00	
Acc-MaxM	0,00	1,15	0,00	0,86	
Frenamento	0,00	0,00	1,15	1,15	
Vento	0,78	0,78	0,78	0,78	
Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	
	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	23081	0	478	28664
SLU2-A1	0	27131	0	478	27179
SLU3-A1	25126	20271	1142	478	27246
SLU4-A1	25126	23301	1142	478	26135
SISMA _{long}	35995	3118	1636	142	17062
SISMA _{trasv}	10798	10393	491	472	17062

Verifica a pressoflessione deviata del fusto per sisma agente lungo al direzione longitudinale dell'impalcato:



Verifica a pressoflessione deviata del fusto per sisma agente lungo al direzione trasversale dell'impalcato:



Nota il valore del momento resistente della pila, lungo le due direzioni considerate nella verifica, è possibile valutare prima il taglio sollecitante sulla pila e poi i valori di sforzo assiale e taglio agenti a quota testa palo. Tali sollecitazioni sono pari al minimo tra quelle valutate assumendo uno spettro di risposta elastico e quelle determinate applicando il principio della gerarchia delle resistenze.

Sollecitazioni per q=1					
Carico	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
Perm	0	0	0	0	26139
Acc-MaxN	0	8265	0	0	4170
Acc-MaxM	0	11265	0	0	3070
Frenamento	20727	0	846	0	0
Vento	0	14576	0	531	0
Sisma long	169909	14717	6935	601	0
Sisma trasv	50973	49057	2081	2002	0

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	24276	0	478	40917
SLU2-A1	0	28326	0	478	39432
SLU3-A1	27981	21466	1142	478	39499
SLU4-A1	27981	24496	1142	478	38388
SLU1-A2	0	20874	0	414	30934
SLU2-A2	0	24324	0	414	29669
SLU3-A2	23836	18477	973	414	29725
SLU4-A2	23836	21057	973	414	28779
SISMA _{long}	169909	14717	6935	601	26139
SISMA _{trasv}	50973	49057	2081	2002	26139

Sollecitazioni per Gerarchia delle Resistenze

Momento resistente in direzione long	$M_{res, long} =$	61836,00 kNm
Momento resistente in direzione trasv	$M_{res, trasv} =$	44643,00 kNm
Fattore di sovraresistenza	$\gamma_{Rd} =$	1,55
Momento GR in direzione long	$M_{gr, long} =$	95706,18 kNm
Taglio GR in direzione long	$V_{gr, long} =$	4350,28 kN
Momento GR in direzione trasv	$M_{gr, trasv} =$	69095,85 kNm
Taglio GR in direzione trasv	$V_{gr, trasv} =$	3140,72 kN

	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	24276	0	478	40917
SLU2-A1	0	28326	0	478	39432
SLU3-A1	27981	21466	1142	478	39499
SLU4-A1	27981	24496	1142	478	38388
SLU1-A2	0	20874	0	414	30934
SLU2-A2	0	24324	0	414	29669
SLU3-A2	23836	18477	973	414	29725
SLU4-A2	23836	21057	973	414	28779
SISMA _{long}	95706	3472	4350	142	26139
SISMA _{trasv}	12026	69096	491	3141	26139

Sollecitazioni di progetto

	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	24276	0	478	40917
SLU2-A1	0	28326	0	478	39432
SLU3-A1	27981	21466	1142	478	39499
SLU4-A1	27981	24496	1142	478	38388
SLU1-A2	0	20874	0	414	30934
SLU2-A2	0	24324	0	414	29669
SLU3-A2	23836	18477	973	414	29725
SLU4-A2	23836	21057	973	414	28779
SISMA _{long}	95706	3472	4350	142	26139
SISMA _{trasv}	12026	49057	491	2002	26139

Verifica a taglio del fusto della pila:

Il taglio massimo agente è pari a: $V_{sd} = (4350^2 + 142^2)^{0,5} = 4352,59 \text{ kN}$

Caratteristiche meccaniche dei materiali:

Calcestruzzo: C28/35;

Acciaio: B450C.

Si applicano le espressioni indicate all paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008 (Elementi con armature trasversali resistenti a taglio):

Si dispone la seguente armatura:					
Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	16	4	130	804,25	6,19
Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata					
$\alpha =$	90,00	°			
$\theta_{reale} =$	37,86	°			
$\cotg\theta_{reale} =$	1,29				
Calcolo della resistenza a taglio nella zona critica:					
La resistenza a taglio è pari a:				$\cotg\theta_{calcolo} = 1,00$	
$V_{Rsd} =$	7030,26	kN/m			
$V_{Rcd} =$	9330,84	kN/m			
$V_{Rd} =$	7030,26	kN/m			
Verifica:					
$V_{Rd} =$	7.030,26	kN	>	4.352,59	kN

La verifica è soddisfatta.

Le sollecitazioni a testa palo sono ottenute attraverso una ripartizione rigida delle sollecitazioni valutate rispetto al baricentro dei pali.

Ripartizione azioni sui pali				
Coordinate rispetto al baricentro dei pali				
palo n.	X	Y	W_{xx}	W_{yy}
1	-5,40	-3,60	-0,03	-0,03
2	-1,80	-3,60	-0,03	-0,01
3	1,80	-3,60	-0,03	0,01
4	5,40	-3,60	-0,03	0,03
5	-5,40	0,00	0,00	-0,03
6	-1,80	0,00	0,00	-0,01
7	1,80	0,00	0,00	0,01
8	5,40	0,00	0,00	0,03
9	-5,40	3,60	0,03	-0,03
10	-1,80	3,60	0,03	-0,01
11	1,80	3,60	0,03	0,01
12	5,40	3,60	0,03	0,03

Massime sollecitazioni agenti sul palo:

$N_{max,A1}$	=	4859 kN		
$N_{min,A1}$	=	1547 kN		
$N_{max,A2}$	=	3818 kN		
$N_{min,A2}$	=	986 kN		
$N_{max,SISMA}$	=	5598 kN		
$N_{min,SISMA}$	=	-1241 kN		
H_{max}	=	363 kN		

3.7.1.2 Calcolo delle sollecitazioni sulla pila H=12,80m

Geometria Pila				
Area A			5,02	m ²
Momento d'inerzia attorno asse forte			8,03	m ⁴
Momento d'inerzia attorno asse debole			8,03	m ⁴
Altezza h			12,80	m
Lunghezza di libera inflessione	l_0 =	25,60		m
Raggio d'inerzia minimo	i =	1,27		
Snellezza fusto	λ =	20,23		
Azione assiale adimensionale	ν =	0,193		
	C =	1,700		
Snellezza limite	λ_{lim} =	59,61		
<i>non necessario considerare effetti del secondo ordine</i>				

L'accelerazione sismica di progetto è stata valutata dividendo la pseudo accelerazione spettrale elastica per il fattore di struttura q determinato secondo quanto indicato al paragrafo 7.9.2.1 delle NTC 2008:

Compressione normalizzata	ν_k =	0,1132		
	α =	2,20		
	λ =	1,00		
	q_0 =	3,50		CD"A"
	K_R =	1,00		
	q =	3,50		

L'azione sismica, applicata in sommità della pila, è stata considerata agente sia lungo la direzione trasversale dell'impalcato e sia lungo quella longitudinale.

<u>Sisma trasversale</u>				
Massa gravante sulla pila M		1534,66		kNs ² /m
Rigidezza della pila $K = 3EJ/H^3$		356232,37		kN/m
Rigidezza fessurata (50% K)		178116,18		kN/m
Periodo del singolo fusto $T = 2p(M/K)^{0.5}$		0,58		s

Ordinata spettrale			0,635	g
Forza applicata in testa pila			9559,925	kN
Momento a spiccato elevazione			122367,04	kNm
Spostamento testa pila			26,84	mm
Carico verticale di progetto			15908,18	kN
Forza orizzontale			9559,93	kN
Altezza pila			12,80	m
Verifica non linearità geometriche		$\theta =$	0,0013	
<i>non linearità geometriche trascurabili</i>				

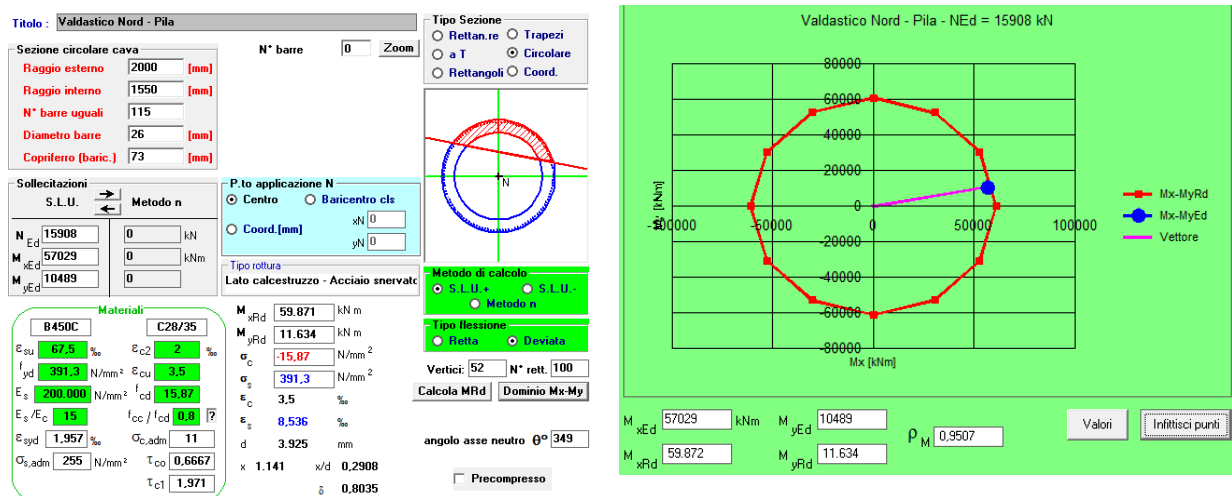
<u>Sisma longitudinale</u>				
Numero campate afferenti alla pila		$n_c =$	3	
Massa gravante sulla pila M			4086,34	kNs ² /m
Rigidezza della pila $K = 3EJ/H^3$			356232,37	kN/m
Rigidezza fessurata (50% K)			178116,18	kN/m
Periodo del singolo fusto $T = 2p(M/K)^{0.5}$			0,95	s
Ordinata spettrale			0,389	g
Forza applicata in testa pila			15593,84	kN
Momento a spiccato elevazione			199601,19	kNm
Spostamento testa pila			43,77	mm
Carico verticale di progetto			15908,18	kN
Forza orizzontale			15593,84	kN
Altezza pila			12,80	m
Verifica non linearità geometriche		$\theta =$	0,0034	
<i>non linearità geometriche trascurabili</i>				

Sollecitazioni combinate					
	SLU1-A1	SLU2-A1	SLU3-A1	SLU4-A1	SISMA
Perm	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00
Acc-MaxN	1,35	0,00	1,01	0,00	0,00
Acc-MaxM	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00
Frenamento	0,00	0,00	1,35	1,35	0,00
Vento	0,90	0,90	0,90	0,90	0,00
Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
	SLU1-A2	SLU2-A2	SLU3-A2	SLU4-A2	
Perm	1,00	1,00	1,00	1,00	
Acc-MaxN	1,15	0,00	0,86	0,00	
Acc-MaxM	0,00	1,15	0,00	0,86	
Frenamento	0,00	0,00	1,15	1,15	
Vento	0,78	0,78	0,78	0,78	
Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	

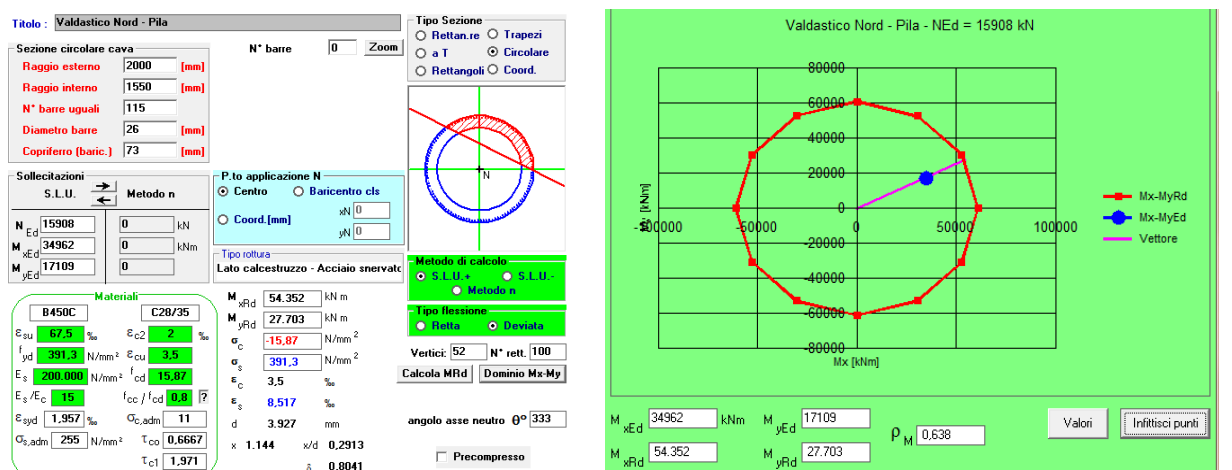
AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	23081	0	478	28664
SLU2-A1	0	27131	0	478	27179
SLU3-A1	25126	20271	1142	478	27246
SLU4-A1	25126	23301	1142	478	26135
SISMA _{long}	35995	3118	1636	142	17062
SISMA _{trasv}	10798	10393	491	472	17062

Verifica a pressoflessione deviata del fusto per sisma agente lungo al direzione longitudinale dell'impalcato:



Verifica a pressoflessione deviata del fusto per sisma agente lungo al direzione trasversale dell'impalcato:



Noto il valore del momento resistente della pila, lungo le due direzioni considerate nella verifica, è possibile valutare prima il taglio sollecitante sulla pila e poi i valori di sforzo assiale e taglio agenti a quota testa palo. Tali sollecitazioni sono pari al minimo tra quelle valutate assumendo uno spettro di risposta elastico e quelle determinate applicando il principio della gerarchia delle resistenze.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Sollecitazioni per q=1					
Carico	M _{long}	M _{trasv}	V _{long}	V _{trasv}	N
Perm	0	0	0	0	24984
Acc-MaxN	0	8265	0	0	4170
Acc-MaxM	0	11265	0	0	3070
Frenamento	12944	0	846	0	0
Vento	0	9691	0	531	0
Sisma long	238586	43880	15594	2868	0
Sisma trasv	71576	146267	4678	9560	0

	M _{long}	M _{trasv}	V _{long}	V _{trasv}	N
SLU1-A1	0	19879	0	478	39358
SLU2-A1	0	23929	0	478	37873
SLU3-A1	17474	17069	1142	478	37941
SLU4-A1	17474	20099	1142	478	36830
SLU1-A2	0	17064	0	414	29780
SLU2-A2	0	20514	0	414	28515
SLU3-A2	14885	14667	973	414	28571
SLU4-A2	14885	17247	973	414	27625
SISMA _{long}	238586	43880	15594	2868	24984
SISMA _{trasv}	71576	146267	4678	9560	24984

Sollecitazioni per Gerarchia delle Resistenze					
Momento resistente in direzione long			M _{res,long} =	59872,00	kNm
Momento resistente in direzione trasv			M _{res,trasv} =	54352,00	kNm
Fattore di sovraresistenza			γ _{Rd} =	1,40	
Momento GR in direzione long			M _{gr,long} =	83820,80	kNm
Taglio GR in direzione long			V _{gr,long} =	6548,50	kN
Momento GR in direzione trasv			M _{gr,trasv} =	76092,80	kNm
Taglio GR in direzione trasv			V _{gr,trasv} =	5944,75	kN
	M _{long}	M _{trasv}	V _{long}	V _{trasv}	N
SLU1-A1	0	19879	0	478	39358
SLU2-A1	0	23929	0	478	37873
SLU3-A1	17474	17069	1142	478	37941
SLU4-A1	17474	20099	1142	478	36830
SLU1-A2	0	17064	0	414	29780
SLU2-A2	0	20514	0	414	28515
SLU3-A2	14885	14667	973	414	28571
SLU4-A2	14885	17247	973	414	27625
SISMA _{long}	83821	12537	6549	819	24984
SISMA _{trasv}	20450	76093	1337	5945	24984

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Sollecitazioni di progetto					
	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	19879	0	478	39358
SLU2-A1	0	23929	0	478	37873
SLU3-A1	17474	17069	1142	478	37941
SLU4-A1	17474	20099	1142	478	36830
SLU1-A2	0	17064	0	414	29780
SLU2-A2	0	20514	0	414	28515
SLU3-A2	14885	14667	973	414	28571
SLU4-A2	14885	17247	973	414	27625
SISMA _{long}	83821	12537	6549	819	24984
SISMA _{trasv}	20450	76093	1337	5945	24984

Verifica a taglio del fusto della pila:

Il taglio massimo agente è pari a:

$$V_{sd} = (6549^2 + 819^2)^{0,5} = 6599,57 \text{ kN}$$

Caratteristiche meccaniche dei materiali:

Calcestruzzo: C28/35;

Acciaio: B450C.

Si applicano le espressioni indicate all'articolo 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008 (Elementi con armature trasversali resistenti a taglio):

Si dispone la seguente armatura:

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	16	4	130	804,25	6,19

Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata

$$\alpha = 90,00^\circ$$

$$\theta_{reale} = 37,86^\circ$$

$$\cotg\theta_{reale} = 1,29$$

Calcolo della resistenza a taglio nella zona critica:

La resistenza a taglio è pari a:

$$\cotg\theta_{calcolo} = 1,00$$

$$V_{Rsd} = 7030,26 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rcd} = 9330,84 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd} = 7030,26 \text{ kN/m}$$

Verifica:

$$V_{Rd} = 7.030,26 \text{ kN}$$

>

$$6.599,57 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

Le sollecitazioni a testa palo sono ottenute attraverso una ripartizione rigida delle sollecitazioni valutate rispetto al baricentro dei pali.

Ripartizione azioni sui pali				
Coordinate rispetto al baricentro dei pali				
palo n.	X	Y	W_{xx}	W_{yy}
1	-5,40	-3,60	-0,03	-0,03
2	-1,80	-3,60	-0,03	-0,01
3	1,80	-3,60	-0,03	0,01
4	5,40	-3,60	-0,03	0,03
5	-5,40	0,00	0,00	-0,03
6	-1,80	0,00	0,00	-0,01
7	1,80	0,00	0,00	0,01
8	5,40	0,00	0,00	0,03
9	-5,40	3,60	0,03	-0,03
10	-1,80	3,60	0,03	-0,01
11	1,80	3,60	0,03	0,01
12	5,40	3,60	0,03	0,03

Massime sollecitazioni agenti sul palo:

$N_{max,A1} =$	4243 kN		
$N_{min,A1} =$	1904 kN		
$N_{max,A2} =$	3305 kN		
$N_{min,A2} =$	1306 kN		
$N_{max,SISMA} =$	5341 kN		
$N_{min,SISMA} =$	-1177 kN		
$H_{max} =$	550 kN		

3.7.1.3 Calcolo delle sollecitazioni sulla pila $H=7,60m$

Geometria Pila				
Area A			12,57	m^2
Momento d'inerzia attorno asse forte			12,57	m^4
Momento d'inerzia attorno asse debole			12,57	m^4
Altezza h			7,60	m
Lunghezza di libera inflessione		$l_0 =$	15,20	m
Raggio d'inerzia minimo		i =	1,00	
Snellezza fusto		$\lambda =$	15,20	
Azione assiale adimensionale		$\nu =$	0,076	
		C =	1,700	
Snellezza limite		$\lambda_{lim} =$	95,21	
<i>non necessario considerare effetti del secondo ordine</i>				

L'accelerazione sismica di progetto è stata valutata dividendo la pseudo accelerazione spettrale elastica per il fattore di struttura q determinato secondo quanto indicato al paragrafo 7.9.2.1 delle NTC 2008:

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Compressione normalizzata	$v_k =$	0,0442	
	$\alpha =$	0,90	
	$\lambda =$	1,00	
	$q_0 =$	3,50	CD"A"
	$K_R =$	1,00	
	$q =$	3,50	

L'azione sismica, applicata in sommità della pila, è stata considerata agente sia lungo la direzione trasversale dell'impalcato e sia lungo quella longitudinale.

<u>Sisma trasversale</u>			
Massa gravante sulla pila M		1485,98	kNs ² /m
Rigidezza della pila $K = 3EJ/H^3$		2662269,62	kN/m
Rigidezza fessurata (50% K)		1331134,81	kN/m
Periodo del singolo fusto $T = 2p(M/K)^{0.5}$		0,21	s
Ordinata spettrale		0,796	g
Forza applicata in testa pila		11603,69	kN
Momento a spiccato elevazione		88188,04	kNm
Spostamento testa pila		4,36	mm
Carico verticale di progetto		15535,69	kN
Forza orizzontale		11603,69	kN
Altezza pila		7,60	m
Verifica non linearità geometriche	$\theta =$	0,0004	
<i>non linearità geometriche trascurabili</i>			
<u>Sisma longitudinale</u>			
Numero campate afferenti alla pila	$n_c =$	3	
Massa gravante sulla pila M		4037,67	kNs ² /m
Rigidezza della pila $K = 3EJ/H^3$		2662269,62	kN/m
Rigidezza fessurata (50% K)		1331134,81	kN/m
Periodo del singolo fusto $T = 2p(M/K)^{0.5}$		0,35	s
Ordinata spettrale		0,796	g
Forza applicata in testa pila		31529,16	kN
Momento a spiccato elevazione		239621,63	kNm
Spostamento testa pila		11,84	mm
Carico verticale di progetto		15535,69	kN
Forza orizzontale		31529,16	kN
Altezza pila		7,60	m
Verifica non linearità geometriche	$\theta =$	0,0032	
<i>non linearità geometriche trascurabili</i>			

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Sollecitazioni combinate					
	SLU1-A1	SLU2-A1	SLU3-A1	SLU4-A1	SISMA
Perm	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00
Acc-MaxN	1,35	0,00	1,01	0,00	0,00
Acc-MaxM	0,00	1,35	0,00	1,01	0,00
Frenamento	0,00	0,00	1,35	1,35	0,00
Vento	0,90	0,90	0,90	0,90	0,00
Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
	SLU1-A2	SLU2-A2	SLU3-A2	SLU4-A2	
Perm	1,00	1,00	1,00	1,00	
Acc-MaxN	1,15	0,00	0,86	0,00	
Acc-MaxM	0,00	1,15	0,00	0,86	
Frenamento	0,00	0,00	1,15	1,15	
Vento	0,78	0,78	0,78	0,78	
Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	
	M _{long}	M _{trasv}	V _{long}	V _{trasv}	N
SLU1-A1	0	16200	0	478	26603
SLU2-A1	0	20250	0	478	25118
SLU3-A1	8680	13389	1142	478	25185
SLU4-A1	8680	16419	1142	478	24074
SISMA _{long}	68463	7559	9008	995	15536
SISMA _{trasv}	20539	25197	2702	3315	15536

Verifica a pressoflessione deviata del fusto per sisma agente lungo al direzione longitudinale dell'impalcato:

TITOLO: Valdastico Nord - Pila

Sezione circolare cava
 Raggio esterno: 2000 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N° barre uguali: 140
 Diametro barre: 26 [mm]
 Coprifondo (baric.): 73 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia sezione:
 Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN [] yN []

Materiali:
 B450C C28/35
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_{sy}/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 11
 G_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 69.158 kNm
 M_{yRd} 8.499 kNm
 e_c -15,87 N/mm²
 e_s 391,3 N/mm²
 e_c 3,5 %
 e_s 11,12 %
 d 3.927 mm
 x 939,8 x/d 0,2393
 δ 0,7392

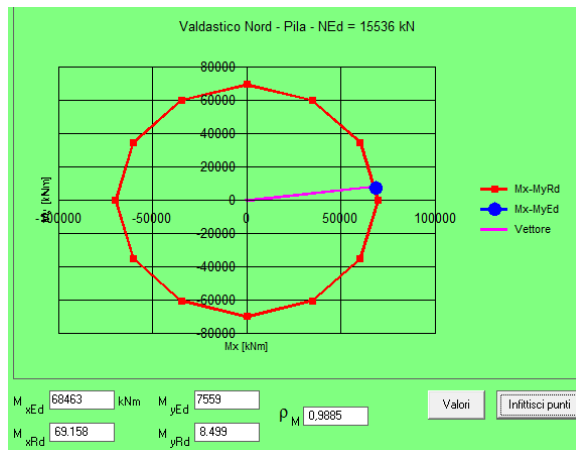
Metodo di calcolo:
 S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

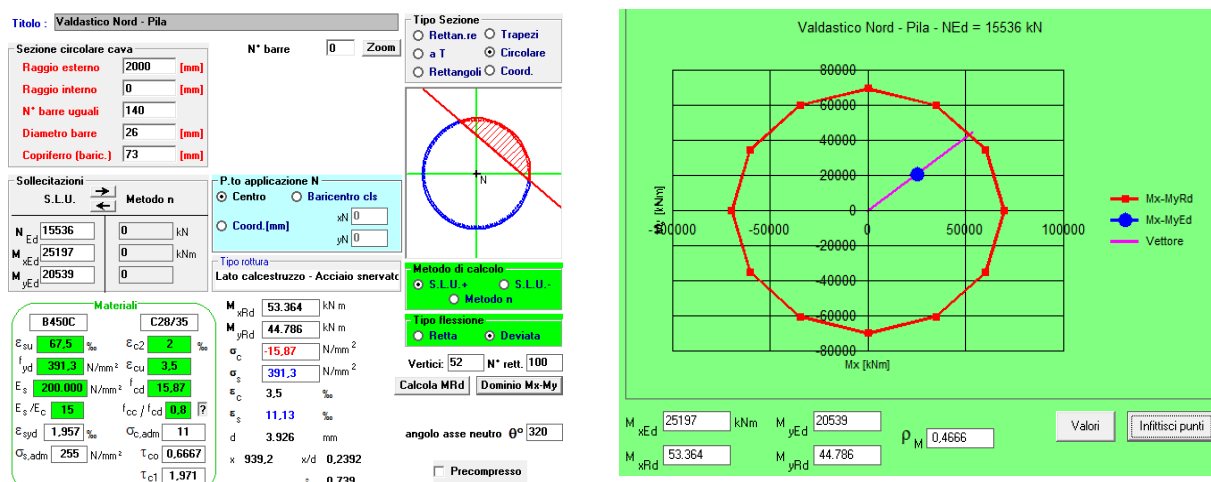
Vertici: 52 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 353

Precompresso



Verifica a pressoflessione deviata del fusto per sisma agente lungo al direzione trasversale dell'impalcato:



Noto il valore del momento resistente della pila, lungo le due direzioni considerate nella verifica, è possibile valutare prima il taglio sollecitante sulla pila e poi i valori di sforzo assiale e taglio agenti a quota testa palo. Tali sollecitazioni sono pari al minimo tra quelle valutate assumendo uno spettro di risposta elastico e quelle determinate applicando il principio della gerarchia delle resistenze.

Sollecitazioni per q=1					
Carico	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
Perm	0	0	0	0	24540
Acc-MaxN	0	8265	0	0	4170
Acc-MaxM	0	11265	0	0	3070
Frenamento	8545	0	846	0	0
Vento	0	6930	0	531	0
Sisma long	318445	35159	31529	3481	0
Sisma trasv	95533	117197	9459	11604	0

	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	17394	0	478	38759
SLU2-A1	0	21444	0	478	37274
SLU3-A1	11535	14584	1142	478	37341
SLU4-A1	11535	17614	1142	478	36230
SLU1-A2	0	14910	0	414	29336
SLU2-A2	0	18360	0	414	28071
SLU3-A2	9826	12513	973	414	28126
SLU4-A2	9826	15093	973	414	27180
SISMA _{long}	318445	35159	31529	3481	24540
SISMA _{trasv}	95533	117197	9459	11604	24540

Sollecitazioni per Gerarchia delle Resistenze					
Momento resistente in direzione long	$M_{res,long} =$				69158,00 kNm
Momento resistente in direzione trasv	$M_{res,trasv} =$				53364,00 kNm
Fattore di sovraresistenza	$\gamma_{Rd} =$				1,40
Momento GR in direzione long	$M_{gr,long} =$				96821,20 kNm
Taglio GR in direzione long	$V_{gr,long} =$				12739,63 kN
Momento GR in direzione trasv	$M_{gr,trasv} =$				74709,60 kNm
Taglio GR in direzione trasv	$V_{gr,trasv} =$				9830,21 kN
	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	17394	0	478	38759
SLU2-A1	0	21444	0	478	37274
SLU3-A1	11535	14584	1142	478	37341
SLU4-A1	11535	17614	1142	478	36230
SLU1-A2	0	14910	0	414	29336
SLU2-A2	0	18360	0	414	28071
SLU3-A2	9826	12513	973	414	28126
SLU4-A2	9826	15093	973	414	27180
SISMA _{long}	96821	10045	12740	995	24540
SISMA _{trasv}	27295	74710	2702	9830	24540
Sollecitazioni di progetto					
	M_{long}	M_{trasv}	V_{long}	V_{trasv}	N
SLU1-A1	0	17394	0	478	38759
SLU2-A1	0	21444	0	478	37274
SLU3-A1	11535	14584	1142	478	37341
SLU4-A1	11535	17614	1142	478	36230
SLU1-A2	0	14910	0	414	29336
SLU2-A2	0	18360	0	414	28071
SLU3-A2	9826	12513	973	414	28126
SLU4-A2	9826	15093	973	414	27180
SISMA _{long}	96821	10045	12740	995	24540
SISMA _{trasv}	27295	74710	2702	9830	24540

Verifica a taglio del fusto della pila:

Il taglio massimo agente è pari a:

$$V_{sd} = (12740^2 + 995^2)^{0,5} = 12778,40 \text{ kN}$$

Caratteristiche meccaniche dei materiali:

Calcestruzzo: C28/35;

Acciaio: B450C.

Si applicano le espressioni indicate all paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008 (Elementi con armature trasversali resistenti a taglio):

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Si dispone la seguente armatura (a metro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	16	4	70	804,25	11,49

Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata

$\alpha =$	90,00	°
$\theta_{\text{reale}} =$	24,22	°
$\cotg\theta_{\text{reale}} =$	2,22	

Calcolo della resistenza a taglio nella zona critica:

La resistenza a taglio è pari a:

$$\cotg\theta_{\text{calcolo}} = 1,00$$

$V_{\text{Rsd}} =$	13056,19	kN
$V_{\text{Rcd}} =$	38778,40	kN
$V_{\text{Rd}} =$	13056,19	kN

Verifica:

$V_{\text{Rd}} =$	13.056,19	kN	>	12.778,40	kN
-------------------	-----------	----	---	-----------	----

La verifica è soddisfatta.

Le sollecitazioni a testa palo sono ottenute attraverso una ripartizione rigida delle sollecitazioni valutate rispetto al baricentro dei pali.

Ripartizione azioni sui pali				
Coordinate rispetto al baricentro dei pali				
palo n.	X	Y	W_{xx}	W_{yy}
1	-5,40	-3,60	-0,03	-0,03
2	-1,80	-3,60	-0,03	-0,01
3	1,80	-3,60	-0,03	0,01
4	5,40	-3,60	-0,03	0,03
5	-5,40	0,00	0,00	-0,03
6	-1,80	0,00	0,00	-0,01
7	1,80	0,00	0,00	0,01
8	5,40	0,00	0,00	0,03
9	-5,40	3,60	0,03	-0,03
10	-1,80	3,60	0,03	-0,01
11	1,80	3,60	0,03	0,01
12	5,40	3,60	0,03	0,03

Massime sollecitazioni agenti sul palo:

$N_{\text{max},A1} =$	3917	kN
$N_{\text{min},A1} =$	2129	kN
$N_{\text{max},A2} =$	3033	kN
$N_{\text{min},A2} =$	1505	kN
$N_{\text{max},\text{SISMA}} =$	5686	kN
$N_{\text{min},\text{SISMA}} =$	-1596	kN
$H_{\text{max}} =$	1065	kN

3.7.1.4 Verifiche sul palo di fondazione più sollecitato

Le sollecitazioni considerate sia nelle verifiche geotecniche e sia in quelle di resistenza sono ottenute da un involuppo delle sollecitazioni valutate precedentemente sui pali per le diverse tipologie di pile e riportati nella tabella sottostante.

	Sollecitazione	Pila H=22,00m [kN]	Pila H=12,80m [kN]	Pila H=7,60m [kN]	Inviluppo [kN]
A1	N _{max}	4859	4243	3917	4859
	N _{min}	1547	1904	2129	1547
A2	N _{max}	3818	3305	3033	3818
	N _{min}	986	1306	1505	986
SISIMA	N _{max}	5598	5341	5686	5686
	N _{min}	-1241	-1177	-1596	-1596
	H _{max}	363	550	1065	1065

Verifiche geotecniche:

PARAMETRI DEL PALO					
diámetro	D=	1,2	m	k=	0,4
lunghezza	L=	30	m	α=	0,6
quota testa palo	z ₀ =	0	m		
h ricoprimento	h=	3	m	(solo terreno sopra p.c.)	
γ ricoprimento	γ=	19	kN/m ³		
peso ricoprimento	q _{ric} =	57	kN/m ²		
sovraccarico	q ₀ =	0	kN/m ²		
efficienza gruppo	η=	1			

PARAMETRI DEL TERRENO			M1	
Z _{sup} [m]	H _{strato} [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]
0	5	9	35	
5	10	9	35	
15	15	9	35	
30	0	9	35	

La resistenza caratteristica del palo R_k è dedotta da metodi di calcolo analitici, attraverso l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano i risultati di prove in sito. Si considera un numero di verticali indagate pari a 1 (ξ₃ e ξ₄ = 1,70).

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

<u>Resistenza di punta</u>					
M1					
Z _B [m]	φ [°]	c [kPa]	N _q	σ _v [kN/m ²]	Ab [m ²]
20	35	0	17	237,00	1,13
R _{b(M1)} =		4556,692 kN			
<u>Resistenza laterale</u>					
perimetro palo		P=	3,77 m		
R _{s(M1)} =		3104,31 kN			
Valori caratteristici	Resistenza di punta		R _{c,b} =	2680,41	kN
	Resistenza laterale		R _{c,s} =	1826,07	kN
	Resistenza a trazione		R _{t,s} =	1826,07	kN
	Resistenza totale		R _{tot} =	0,00	kN
<u>PALI TRIVELLATI</u>			R1	R2	R3
Resistenza di punta			1,00	1,70	1,35
Resistenza laterale			1,00	1,45	1,15
Resistenza a trazione			1,00	1,60	1,25
Totale*			1,00	1,60	1,30

* Da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

<u>Combinazione A1+M1+R1</u>					
Compressione max	N _{d,max} =	4859,00 kN			
Trazione max	T _{d,max} =	1547,00 kN			
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	7245,42 kN	VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-3557,31 kN	VERIFICA SODDISFATTA		
<u>Combinazione A2+M1+R2</u>					
Compressione max	N _{d,max} =	3818,00 kN			
Trazione max	T _{d,max} =	986,00 kN			
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	4622,79 kN	VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-2223,32 kN	VERIFICA SODDISFATTA		
<u>Combinazione SISMA+M1+R3</u>					
Compressione max	N _{d,max} =	5686,00 kN			
Trazione max	T _{d,max} =	-1596,00 kN			
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	5825,25 kN	VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-2845,85 kN	VERIFICA SODDISFATTA		

Verifiche di resistenza del palo:

Caratteristiche meccaniche dei materiali:

Calcestruzzo: C25/30;

Acciaio: B450C.

Verifica a taglio:

Si dispone la seguente armatura:					
Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	12	2	160	226,19	1,41
Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata					
$\alpha =$	90,00	°			
$\theta_{\text{reale}} =$	16,14	°			
$\cotg\theta_{\text{reale}} =$	3,46				
Calcolo della resistenza a taglio fuori la zona critica:					
La resistenza a taglio è pari a:				$\cotg\theta_{\text{calcolo}} = 2,50$	
$V_{\text{Rsd}} =$	1168,36	kN			
$V_{\text{Rcd}} =$	2086,50	kN			
$V_{\text{Rd}} =$	1168,36	kN			
Verifica:					
$V_{\text{Rd}} =$	1.168,36	kN	>	1.065,00	kN

Nella fase di progettazione preliminare, considerando che il calcolo è stato effettuato sulle sollecitazioni massime, ai fini della valorizzazione economica si assume una "lunghezza media" dei pali inferiore a quella massima calcolata.

Palo-pila H=7,10 e H=21,50 m

Laddove una fondazione di tipo tradizionale (plinto + pali) può creare problematiche relative allo scalzamento si è optato per una soluzione che minimizzi l'interferenza con il corso d'acqua interessato: tale soluzione consiste in una fondazione composta da una corona di 9 pali $\phi 1200$ secanti e da un palo centrale, completata da iniezioni negli spazi vuoti rimanenti.

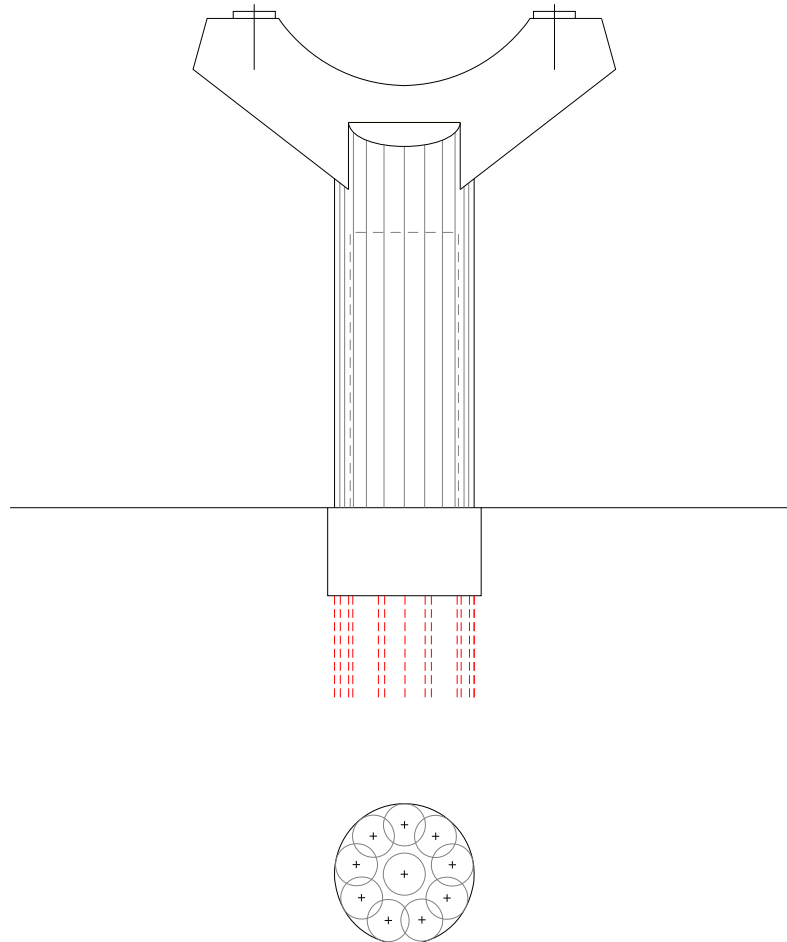


Figura 38: Palo-pila.

Il palo pila viene dimensionato su un modello di trave su suolo elastico alla Winkler, soggetta ai carichi derivanti dall'impalcato ed alla forza sismica legata all'inerzia della pila stessa.

Il modulo di reazione orizzontale del terreno viene assunto pari a 10000 kN/m^3 (valore da letteratura per formazioni di ghiaia e sabbia).

In testa pila sono stati applicati i medesimi carichi utilizzati per il dimensionamento delle pile con plinto di fondazione.

Relativamente ai carichi sismici è stata condotta un'analisi modale con spettro di risposta elastico: questa scelta discende dalla volontà di evitare la possibile formazione di cerniere

plastiche nella parte interrata del palo-pila dove, per ragioni costruttive, non è possibile disporre adeguata armatura a taglio per garantire il comportamento duttile della sezione.



Figura 39: Modello di calcolo per il palo-pila.

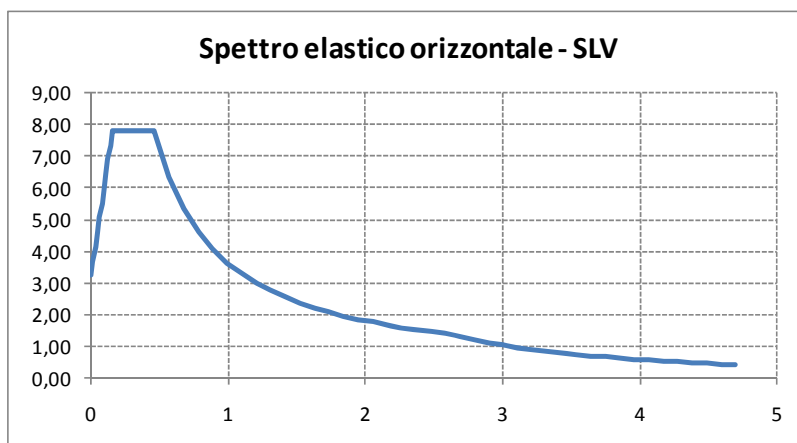


Figura 40: Spettro di risposta elastico.

Sono state analizzate le altezze massime e minime presenti in tutti i viadotti analizzati, pari rispettivamente a 7,10 m e 21,50 m: tali altezze si riferiscono alla distanza fra le quote di sottotrave ed il terreno.

3.7.1.5 Analisi delle sollecitazioni

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime sul palo-pila per le due altezze analizzate.

OutputCase	P	M2	M3
Text	KN	KN-m	KN-m
ENVE-SISMA	-41298,80	-51991,16	-72498,30
ENVE-SISMA	-41298,79	51991,16	72498,30
ENVE-SLU-A1	-53435,70	0,00	-15207,75
ENVE-SLU-A1	-58854,07	-1193,90	18576,31
ENVE-SLU-A2	-40189,50	0,00	-12954,75
ENVE-SLU-A2	-43938,99	-906,58	15824,26

Taglio massimo (risultante) su pila da 7,10 m = 5790 kN.

OutputCase	P	M2	M3
Text	KN	KN-m	KN-m
ENVE-SISMA	-41726,42	-56887,38	-56440,78
ENVE-SISMA	-41726,42	56887,38	56440,78
ENVE-SLU-A1	-53435,70	0,00	-15207,75
ENVE-SLU-A1	-59431,37	1930,09	28919,78
ENVE-SLU-A2	-40189,50	0,00	-12954,75
ENVE-SLU-A2	-44366,62	1789,17	24635,37

Taglio massimo (risultante) su pila da 21,50 m = 5066 kN.

Azione assiale massima a testa palo per combinazione A1: 64833 kN

Azione assiale massima a testa palo per combinazione A2: 48632 kN

Azione assiale massima a testa palo per combinazione SISMA: 43974 kN

3.7.1.6 Verifica strutturale

Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 1685 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N° barre uguali: 300
 Diametro barre: 26 [mm]
 Copriferro (baric.): 60 [mm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 41298,8 0 kN
 M_{xEd}: 72498,3 0 kNm
 M_{yEd}: 51991,2 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

P.to rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 81.895 kN m
 M_{yRd}: 59.496 kN m
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 3,839 ‰
 d: 3.310 mm
 x: 1.578 x/d: 0,4769
 δ: 1

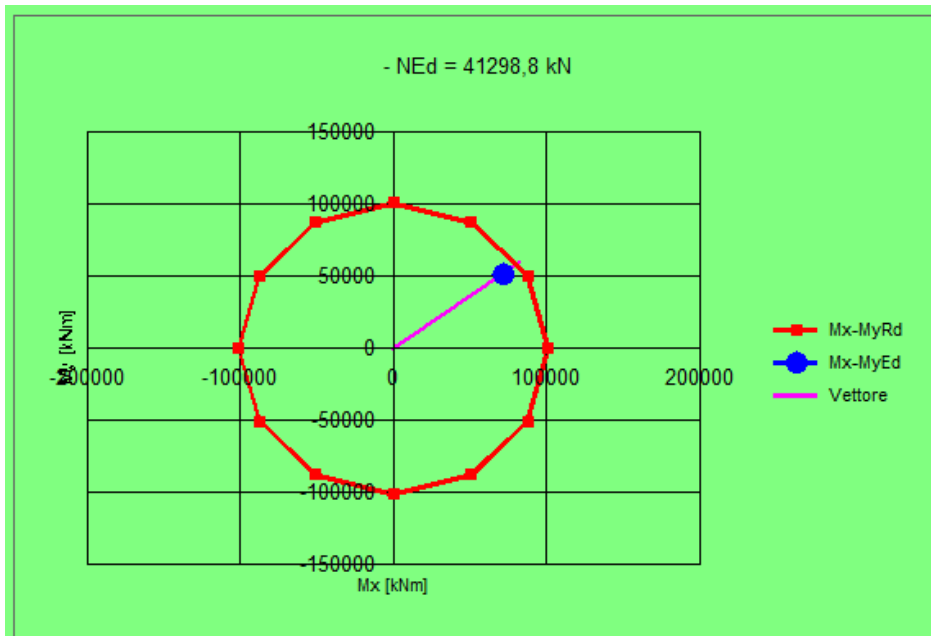
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 324

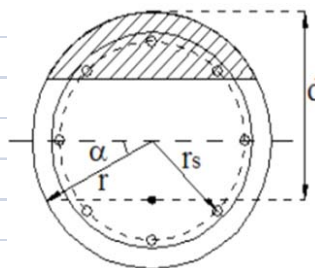
Precompresso



Verifica a taglio

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

$V_{sd} =$	5790,00	kN	Taglio sollecitante massimo		
			n° barre	Φ	A_s
Compressa	ordine inferiore		150	26	79639
	ordine superiore		0	0	0
Tesa	ordine inferiore		150	26	79639
	ordine superiore		0	0	0
Si riporta di seguito la verifica a taglio della sezione circolare $\Phi = 3370$ mm					
$\Phi =$	3370	mm	Diametro della sezione		
$A_c =$	8919688	mm ²	Area di calcestruzzo		
$\Phi_s =$	3224	mm	Diametro in cui è distribuita l'armatura		
$d =$	2711	mm	Altezza utile della sezione (espressione 7.9.11 di NTC 2008)		
$\alpha =$	37,52	°	Angolo (vedi immagine a lato)		
$A_v =$	7690604	mm ²	Area della sezione resistente a taglio (Clarke - Birjandi 1993)		
$b_w =$	2837	mm	Base sezione equivalente		
$A_{sI} =$	79639,37	mm ²	Area armatura tesa		
$\rho_I =$	0,01036		Rapporto geometrico acciaio-clc		
$N_{ed} =$	41298,00	kN	Azione assiale di progetto		
$\sigma_{cp} =$	2,83	MPa	Compressione di progetto		
$f_{ck} =$	25,00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica		
$f_{cd} =$	14,17	MPa	Resistenza di calcolo a compressione		
$k =$	1,27				
$v_{min} =$	0,25	MPa			
$V_{Rd} =$	6740,10	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura		
$V_{Rd} =$	6740,10	>	5790,00	kN	
VERIFICA SODDISFATTA: ARMATURA A TAGLIO MINIMA					



3.7.1.7 Verifica geotecnica

Ai fini della verifica geotecnica è stata considerata una profondità di scalmamento di 8 m, pari a 2 volte la dimensione investita dalla corrente. Pertanto la verifica viene condotta su un palo posto ad 8 m dal p.c. di lunghezza pari a $58+2,5-8=52,5$ m.

La falda è stata considerata coincidente con il piano campagna.

Si riporta di seguito la verifica geotecnica condotta per il palo maggiormente sollecitato.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

PARAMETRI DEL PALO

diámetro	D=	3,37	m	k=	0,4
lunghezza	L=	52,5	m	α =	0,6
quota testa palo	z_0 =	8	m		
h ricoprimento	h=	0	m	(solo terreno sopra p.c.)	
γ ricoprimento	γ =	9	kN/m ³		
peso ricoprimento	q_{ric} =	0	kN/m ²		
sovraccarico	q_0 =	0	kN/m ²		
efficienza gruppo	η =	1			

PARAMETRI DEL TERRENO

M1

z_{sup} [m]	H_{strato} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0	5	9	35	
5	5	9	35	
10	10	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	0	9	35	
20	∞	9	35	

Resistenza di punta

M1					
z_B [m]	ϕ [°]	c [kPa]	Nq	σ_v [kN/m ²]	Ab [m ²]
60,5	35	0	18	544,50	8,92

$R_{b(M1)} = 87421,87 \text{ kN}$

Resistenza laterale

perimetro palo $P = 10,59 \text{ m}$

$R_{s(M1)} = 47987,59 \text{ kN}$

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21
Numero verticali indagate	1	-->	$\xi_3=$	1,70	$\xi_4=$	1,70	
Resistenza caratteristica di punta a compressione			$R_{cb,k}=$	51424,63 kN			
Resistenza caratteristica laterale a compressione			$R_{cs,k}=$	28227,99 kN			
Resistenza caratteristica laterale a trazione			$R_{ts,k}=$	28227,99 kN			
PALI TRIVELLATI	R1	R2	R3				
Resistenza di punta	1,00	1,70	1,35				
Resistenza laterale	1,00	1,45	1,15				
Resistenza a trazione	1,00	1,60	1,25				
Totale*	1,00	1,60	1,30				
APPROCCIO 1							
<u>Combinazione A1+M1+R1</u>							
Compressione max	$N_{d,max}=$	64833,00 kN					
Trazione max	$T_{d,max}=$	0,00 kN					
Resistenza palo compr	$R_{d,c}=$	79652,62 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	$R_{d,t}=$	-28227,99 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
<u>Combinazione A2+M1+R2</u>							
Compressione max	$N_{d,max}=$	48632,00 kN					
Trazione max	$T_{d,max}=$	0,00 kN					
Resistenza palo compr	$R_{d,c}=$	49717,36 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	$R_{d,t}=$	-17642,50 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
<u>Combinazione SISMA+M1+R3</u>							
Compressione max	$N_{d,max}=$	43974,00 kN					
Trazione max	$T_{d,max}=$	0,00 kN					
Resistenza palo compr	$R_{d,c}=$	62638,40 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	$R_{d,t}=$	-22582,40 kN			VERIFICA SODDISFATTA		

Nella fase di progettazione preliminare, considerando che il calcolo è stato effettuato sulle sollecitazioni massime, ai fini della valorizzazione economica si assume una "lunghezza media" dei pali inferiore a quella massima calcolata.

3.7.2 Spalla tradizionale $H=10,74$ m

Si riporta di seguito il dimensionamento di una spalla tradizionale dall'altezza complessiva di 10.74 m, intesa come distanza fra filo superiore del paraghiaia e l'estradosso della fondazione.

La fondazione della spalla è posta su pali che hanno un diametro di 1200 mm e una lunghezza di 32,0 m. Per il dimensionamento e la verifica della spalla si procede innanzitutto a calcolare le azioni agenti, quali gli scarichi derivanti dall'impalcato (si considera che sulla spalla appoggi una campata da 45m), la spinta delle terre, i sovraccarichi accidentali, l'incremento di spinta sismico, le inerzie e le resistenze passive; successivamente a determinare le sollecitazioni sul paramento e sui pali di fondazione e infine a condurre le verifiche sia di resistenza che geotecniche. In particolare le sollecitazioni flettenti agenti lungo il palo sono valutate modellando il palo come un'asta immersa in un terreno alla Winkler al quale è applicato una forza orizzontale in testa. Il modulo di reazione orizzontale del terreno viene assunto pari a 10000 kN/m^3 (valore da letteratura per formazioni di ghiaia e sabbia).

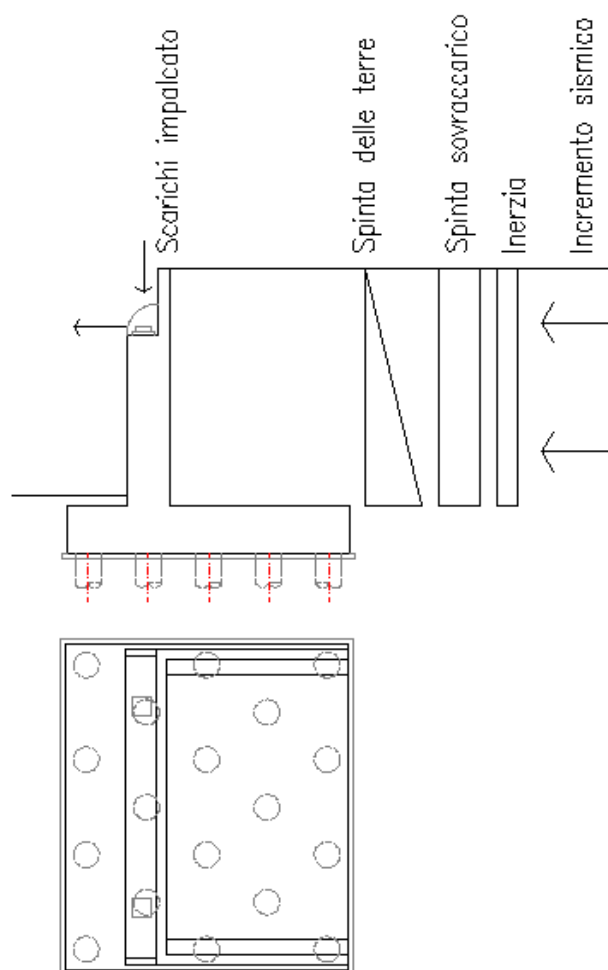


Figura 41: Azioni sul modello di calcolo

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

GEOMETRIA

Le grandezze sotto riportate sono prese nella direzione degli assi del sistema di riferimento utilizzato

Spalla

Altezza paramento	$H_p =$	7,60	m
Spessore paramento min	$S_{p_{min}} =$	2,00	m
Spessore paramento max	$S_{p_{max}} =$	2,00	m
Larghezza paramento	$L_{p_x} =$	14,90	m
Altezza paraghiaia	$H_{pg} =$	3,14	m
Spessore paraghiaia	$S_{pgy} =$	0,50	m
Altezza martello	$H_{mt} =$	0,00	m
Larghezza martello	$L_{mt} =$	0,00	m
Spessore fondazione	$S_f =$	2,30	m
Larghezza plinto a valle	$L_v =$	2,80	m
Larghezza plinto a monte	$L_m =$	8,50	m
Larghezza totale plinto (y)	$L_{tot,y} =$	13,30	m
Lunghezza plinto (dir x)	$L_{tot,x} =$	15,40	m
Larghezza mensola lat. plinto ($x < 0$)	$L_{l,x > 0} =$	0,25	m
Larghezza mensola lat. plinto ($x > 0$)	$L_{l,x < 0} =$	0,25	m

Muro di risvolto $X > 0$

Altezza	$H_{mr} =$	10,74	m
Lunghezza	$L_{mr} =$	8,50	m
Spessore max	$S_{mr} =$	1,20	m
Area (piano x,z)	$A_{(x,z)} =$	10,69	m

Muro di risvolto $X < 0$

Altezza	$H_{mr} =$	10,74	m
Lunghezza	$L_{mr} =$	8,50	m
Spessore max	$S_{mr} =$	1,20	m
Area (piano x,z)	$A_{(x,z)} =$	10,69	m

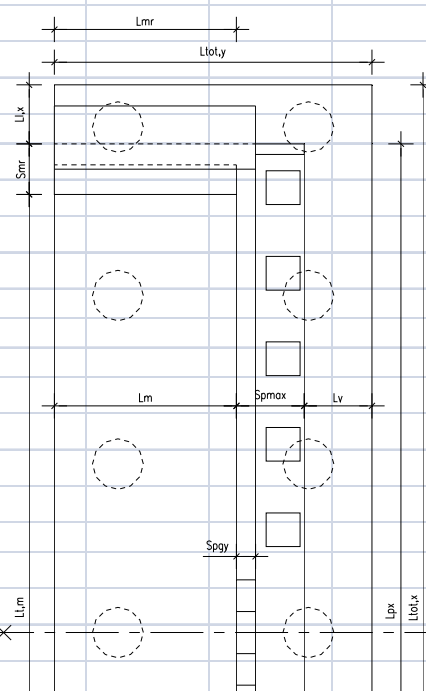
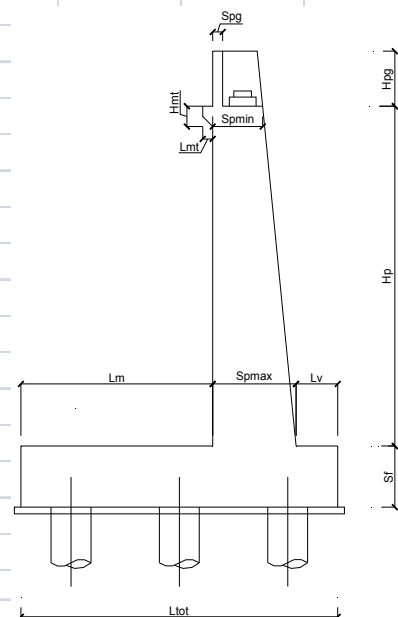
Elementi secondari spalla

Orecchio $x > 0$

Altezza max	$H_{max} =$	0,00	m
Altezza min	$H_{min} =$	0,00	m
Lunghezza	$L_o =$	0,00	m
Spessore	$S_o =$	0,00	m

Orecchio $x < 0$

Altezza max	$H_{max} =$	0,00	m
Altezza min	$H_{min} =$	0,00	m
Lunghezza	$L_o =$	0,00	m
Spessore	$S_o =$	0,00	m



Geometria spalla per calcolo spinte:

Altezza paramento+paraghiaia	H=	10,74	m
Altezza paramento + paraghiaia + fondazione	$H_{tot} =$	13,04	m
Larghezza paramento per spinta spalla	L=	14,90	m
Altezza terreno su plinto a valle	$H_{t,v} =$	0,50	m
Altezza terreno su plinto lato muri di risvolto	$H_{t,ir} =$	5,00	m
Altezza terreno su plinto a monte	$H_{t,m} =$	10,74	m
Larghezza terreno su plinto a monte	$L_{t,m} =$	12,50	m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Peso proprio e posizione baricentro degli elementi spalla

Elemento	Peso kN	Baricentro		
		X m	Y m	Z m
Paramento verticale	5662,00	0,00	2,85	6,10
Paragliaia	584,83	0,00	2,10	11,47
Martello	0,00	0,00	1,85	9,90
Plinto	11777,15	0,00	0,00	1,15
Muro di risvolto x>0	2271,63	6,85	-2,40	7,37
Muro di risvolto x<0	2271,63	-6,85	-2,40	7,37
Orecchio x>0	0,00	0,00	0,00	0,00
Orecchio x<0	0,00	0,00	0,00	0,00
Terreno sopra plinto a valle	409,64	0,00	5,25	2,55
Terreno sopra plinto laterale	274,31	0,00	-1,40	4,80
Terreno sopra plinto a monte	21681,38	0,00	-2,40	7,67

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Coefficienti parziali sui materiali

Tabella 6.2.II

Parametro	γ_{M1}	γ_{M2}
$\tan \phi'_k$	1,00	1,25
c'_k	1,00	1,25
c_{uk}	1,00	1,40
γ	1,00	1,00

Per il calcolo delle spinte delle terre si considera un angolo di attrito terreno-muro pari a $1/3 \phi$

Terreno di monte

zsup [m]	M1			M2		
	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	γ'	ϕ	δ [°]
0,00	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75
4,00	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75
7,99	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75

Terreno di fondazione e ricoprimento a valle

elemento	M1			M2		
	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	γ'	ϕ	δ [°]
Fondazione	19,00	35,00	-	19,00	29,26	-
Valle	19,00	35,00	0,00	19,00	29,26	0,00

	M1	M2	
Coesione drenata terreno di fondazione	$c' = 0$	0,00	kPa
Coesione non drenata terreno di fondazione	$c_u = 0$	0,00	kPa
Quota falda rispetto piano fondazione		Hw = 0,00	m
Classificazione sismica terreno		Cat C	

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

ANALISI DEI CARICHI

Carichi da impalcato

I carichi da impalcato vengono riportati in un sistema di riferimento (X,Y',Z') posto nel baricentro degli appoggi, a quota sottotrave, orientato come il riferimento della spalla.

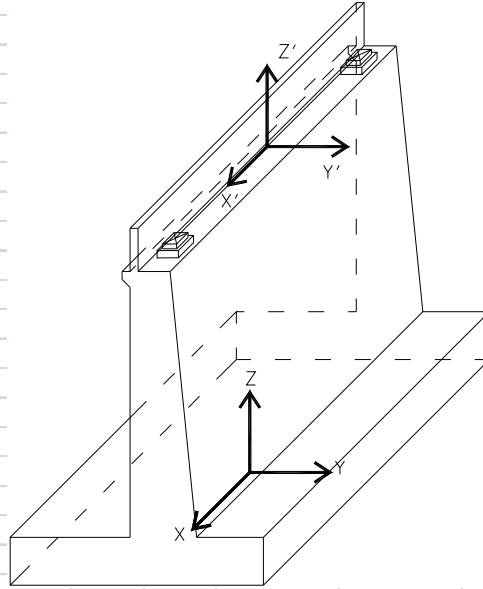


Figura 3 - Sistemi di riferimento adottati.

Carico	Fx' [kN]	Fy' [kN]	Fz' [kN]	Mx' [kNm]	My' [kNm]
Carichi permanenti strutturali	0,00	0,00	-2868,20	0,00	0,00
Carichi permanenti portati	0,00	0,00	-1178,50	0,00	2820,40
Mobili max N - Tandem	0,00	0,00	-1200,00	0,00	1860,04
Mobili max N - Distribuiti	0,00	0,00	-1181,25	0,00	1850,71
Mobili max M - Tandem	0,00	0,00	-1000,00	0,00	2350,08
Mobili max M - Distribuiti	0,00	0,00	-888,75	0,00	2719,12
Frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Forza centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variazione termica uniforme +	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variazione termica uniforme -	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ritiro	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Viscosità	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento	195,75	0,00	0,00	0,00	180,00
Sisma X	0,00			0,00	0,00
Sisma Y		0,00		0,00	0,00
Sisma Z			0,00	0,00	0,00
Cedimenti vincolari	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Resistenze parassite	0,00	-121,40	0,00	0,00	0,00

(X', Y', Z')

Altezza appoggi	H _{app} =	0,20 m
Altezza boggioni	H _{bag} =	0,20 m
Posizione origine riferimento (X,Y',Z')	X _{0'} =	0,00 m
	Y _{0'} =	3,05 m
	Z _{0'} =	10,30

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Spinte delle terre

Ai fini delle verifiche si considerano condizioni di spinta

a riposo

I coefficienti di spinta attiva dei diversi strati vengono calcolati mediante la formula di Muller-Breslau.

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

Per i coefficienti di spinta passiva non si considera, a favore di sicurezza, l'attrito terra-muro, e si fa quindi riferimento alla formula di Rankine.

$$K_p = \tan^2(45 + \phi / 2)$$

I coefficienti di spinta a riposo vengono calcolati mediante la formula di Jaky.

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Coefficients di spinta zsup [m]	M1		M2	
	K _{OM1}	K _{AM1}	K _{OM2}	K _{AM2}
0,00	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790
4,00	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790
7,99	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790

Altezza di calcolo spinte a monte

H_{monte} = 13,04 m

Altezza di calcolo spinte a valle

H_{valle} = 2,80 m

Spinte delle terre a monte risultanti

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1	M2	M1	M2	M1	M2
		kN	kN	kN	kN	kN	kN
Spinta elevaz.	5,88	6962,42	8348,02	6818,58	8227,39	1407,92	1414,02
Spinta globale	4,35	10263,75	12306,35	10051,71	12128,52	2075,51	2084,50

L'incremento di spinta sismico verrà calcolato in condizioni di spinta attiva, quindi rispetto alle seguenti spinte statiche

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1	M2	M1	M2	M1	M2
		kN	kN	kN	kN	kN	kN
Spinta elevaz.	5,88	4095,73	5190,43	4011,11	5115,43	828,23	879,18
Spinta globale	4,35	6037,78	7651,54	5913,04	7540,98	1220,94	1296,05

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Sovraccarichi accidentali

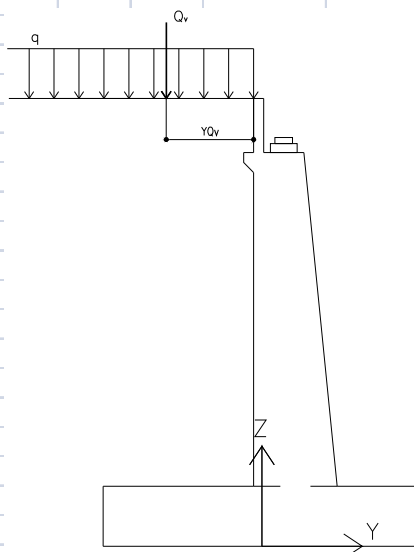


Figura 3 - Carichi accidentali.

Carico distribuito a tergo del muro	q=	20,00 kN/m ²
Carico verticale concentrato a tergo del muro	Qv=	0,00 kN
Distanza carico concentrato da filo di monte paramento	XQv=	0,00 m

Spinte da sovraccarico accidentale distribuito risultanti

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
Spinta elevaz.	7,67	1364,78	1636,38	1336,58	1612,74	275,98	173,95
Spinta globale	6,52	1657,05	1986,82	1622,81	1958,11	335,08	224,91

In condizioni sismiche si avranno le seguenti spinte

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
Spinta elevaz.	7,67	802,85	1017,43	790,51	1002,73	60,31	108,15
Spinta globale	6,52	974,78	1235,31	958,89	1217,46	95,08	139,84

Spinta passiva a valle

Per le verifiche a scorrimento può essere presa in considerazione, a discrezione del progettista, un'aliquota della spinta passiva mobilitata a valle del plinto comunque non superiore al 50% (6.5.3.1.1).

Percentuale di spinta passiva considerata			0,00%	
			M1	M2
Coefficiente di spinta passiva	K _p =	3,69	2,91	
Spinta passiva totale a valle	Sp=	4095,18	3231,27	kN/m
Spinta passiva mobilitata	Sp*=	0,00	0,00	kN/m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Azioni sismiche																		
<i>Parametri spettrali</i>																		
Comune:	Cogollo del Cengio (viadotto Boiadori)	Vita nominale	100	anni														
		Coefficiente d'uso	2															
		Periodo di riferimento	200	anni														
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;"></td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_r</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">a_g</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">F_0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">SLV</td> <td style="text-align: center;">1898</td> <td style="text-align: center;">2,403</td> <td style="text-align: center;">2,414</td> </tr> </table>		T_r	a_g	F_0	SLV	1898	2,403	2,414									
	T_r	a_g	F_0															
SLV	1898	2,403	2,414															
<i>Componente orizzontale</i>																		
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;"></td> <td style="width: 15%; text-align: center;">S_s</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">C_C</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_B</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_C</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_D</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">SLV</td> <td style="text-align: center;">1,346</td> <td style="text-align: center;">1,570</td> <td style="text-align: center;">0,155</td> <td style="text-align: center;">0,464</td> <td style="text-align: center;">2,578</td> </tr> </table>		S_s	C_C	T_B	T_C	T_D	SLV	1,346	1,570	0,155	0,464	2,578					
	S_s	C_C	T_B	T_C	T_D													
SLV	1,346	1,570	0,155	0,464	2,578													
<i>Azioni orizzontali</i>																		
In riferimento al par. 7.11.6.2.1, i coefficienti sismici orizzontali e verticali risultano:																		
Come specificato al par. 7.9.5.6.1 delle NTC nel caso vengano utilizzati sulla spalla apparecchi di appoggio scorrevoli, le azioni sismiche devono essere incrementate del 30%.																		
	Tipo di spalla	mobile																
	$k_h = a_{max}/g \cdot \beta_m$	coeff. sismico orizzontale																
	$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$	coeff. sismico verticale																
dove:	$a_{max} =$ accelerazione massima orizzontale del sito																	
	$= S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$																	
	$a_g =$ accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido																	
	$S_S =$ coefficiente di amplificazione stratigrafica																	
	$S_T =$ coefficiente di amplificazione topografica																	
	$\beta_m =$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire deformazioni senza cadute di resistenza, da assumere pari ad 1,00 se il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.																	
Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima																		
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;"></td> <td style="width: 40%; text-align: center;">Categoria di</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">A</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">β_m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$</td> <td style="text-align: center;">0,31</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$</td> <td style="text-align: center;">0,29</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$a_g(g) \leq 0,1$</td> <td style="text-align: center;">0,20</td> </tr> </table>		Categoria di		A		β_m	$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	$a_g(g) \leq 0,1$	0,20					
	Categoria di																	
	A																	
	β_m																	
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31																	
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29																	
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20																	
si assume:																		
	$a_g =$	0,245	g															
	$S_S =$	1,346																
	$S_T =$	1,00																
	$\beta_m =$	1,00																
Muro libero di traslare o ruotare attorno al piede no																		
Si considera la forza d'inerzia sulla fondazione? no																		
In base alle precedenti assunzioni si ottengono i seguenti coefficienti sismici																		
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">k_h</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">k_v</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">0,3297</td> <td style="text-align: center;">0,1649</td> </tr> </table>	k_h	k_v	0,3297	0,1649													
k_h	k_v																	
0,3297	0,1649																	

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Forze d'inerzia

Peso elevazione	Pe=	10790,08 kN
Forza d'inerzia orizzontale elevazione	Feh=	3557,58 kN
Forza d'inerzia verticale elevazione	Fev=	1778,79 kN
Peso fondazione	Pf=	11777,15 kN
Forza d'inerzia orizzontale fondazione	Ffh=	0,00 kN
Forza d'inerzia verticale fondazione	Ffv=	0,00 kN
Peso terreno a monte	Ptm=	21681,38 kN
Forza d'inerzia orizzontale terreno a monte	Ftmh=	7148,53 kN
Forza d'inerzia verticale terreno a monte	Ftmv=	3574,26 kN
Peso terreno a valle	Ptv=	683,95 kN
Forza d'inerzia orizzontale terreno a valle	Ftvh=	225,50 kN
Forza d'inerzia verticale terreno a valle	Ftvv=	112,75 kN

Incremento di spinta sismico

Secondo il punto E.3 - Appendice E dell'Eurocodice UNI EN 1998-5:2005

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con:

- H = Altezza del muro
- E_{ws} = spinta idrostatica
- E_{wd} = spinta idrodinamica
- γ = peso specifico terreno
- K = coefficiente di spinta del terreno (statica + dinamica)

In condizioni di spinta attiva il coefficiente K può essere determinato con la formula di Mononobe Okabe come:

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

dove:

- ψ = angolo di inclinazione paramento a monte rispetto all'orizzontale
- i = angolo di inclinazione paramento interno rispetto all'orizzontale
- θ = il valore di q varia a seconda delle condizioni di falda:

Assenza di falda :

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \text{con } E_{wd} = 0$$

Terreno impermeabile :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \text{con } E_{wd} = 0$$

Terreno ad elevata permeabilità

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \text{con } E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

H^2 = altezza livello falda dalla base del paramento

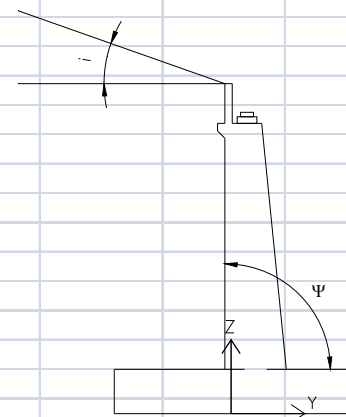


Figura 8 - Inclinazione paramento e terrapieno.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Viene scelto un angolo d'attrito rappresentativo dell'effettiva stratigrafia.
A favore di sicurezza non viene considerato l'angolo di attrito terra-muro nel calcolo delle spinte sismiche.

	M1	M2
i	0,00	0,00
ϕ	35,00	29,26
Ψ	90,00	90,00
δ	0,00	0,00

		M1	M2	
Spinta statica + dinamica sopra la falda (globale)	E_d' =	16123,28	19869,96	kN
Spinta statica + dinamica sotto la falda (globale)	E_d'' =	0,00	0,00	kN
Spinta statica + dinamica totale (globale)	E_d =	16123,28	19869,96	kN
Incremento di spinta (globale)	ΔE_d =	10210,24	12328,98	kN
Punto di applicazione incremento di spinta	z_g =	6,52	6,52	m
Spinta idrodinamica (globale)	$E_{wd,e}$ =	0,00	0,00	kN
Punto di applicazione spinta idrodinamica	z_g =	0,00	0,00	m
		M1	M2	
Spinta statica + dinamica sopra la falda (elevazione)	E_d' =	10937,21	13478,77	kN
Spinta statica + dinamica sotto la falda (elevazione)	E_d'' =	0,00	0,00	kN
Spinta statica + dinamica totale (elevazione)	E_d =	10937,21	13478,77	kN
Incremento di spinta (elevazione)	ΔE_d =	6926,10	8363,35	kN
Punto di applicazione	z_g =	7,67	7,67	m
Spinta idrodinamica (elevazione)	$E_{wd,g}$ =	0,00	0,00	kN
Punto di applicazione spinta idrodinamica	z_g =	1,53	1,53	m
Quindi la risultante degli incrementi dovuti al sisma è data da:		M1	M2	
Incremento di spinta (globale) = $\Delta E_d + E_{wd,e}$	ΔE_d =	10210,24	12328,98	kN
Punto di applicazione	z_g =	6,52	6,52	m
Incremento di spinta (elevazione) = $\Delta E_d + E_{wd,e}$	ΔE_d =	6926,10	8363,35	kN
Punto di applicazione	z_g =	7,67	7,67	m

Riepilogo sollecitazioni caratteristiche

		Azioni su globali	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx[kNm]	My [kNm]
SPINTE E PESI PROPRI	Pesi propri		0,00	0,00	-22567,23	-6461,03	0,00
	Terreno a monte+sovr perm.		0,00	0,00	-21681,38	52035,30	0,00
	Terreno a valle + laterale		0,00	0,00	-683,95	-1766,57	0,00
	Spinta terre M1		0,00	10051,71	-2075,51	-26049,62	0,00
	Spinta terre M2		0,00	12128,52	-2084,50	-35000,42	0,00
	Spinta terre M1 - sisma		0,00	5913,04	-1220,94	-15324,01	0,00
	Spinta terre M2 - sisma		0,00	7540,98	-1296,05	-21761,70	0,00
	Spinta sovr acc M1		0,00	1622,81	-335,08	-8352,44	0,00
	Spinta sovr acc M2		0,00	1958,11	-224,91	-11271,21	0,00
	Spinta sovr acc M1 - sisma		0,00	958,89	-95,08	-5619,65	0,00
	Spinta sovr acc M2 - sisma		0,00	1217,46	-139,84	-7007,93	0,00
	Forze d'inerzia	x	10706,11	0,00	0,00	0,00	61594,05
		y	0,00	18093,32	0,00	-80072,27	0,00
		z	0,00	0,00	5465,80	-5328,97	0,00
	Incremento sismico M1		0,00	17255,30	0,00	-86541,96	0,00
	Incremento sismico M2		0,00	20835,98	0,00	-104500,45	0,00
IMPALCATO	Carichi permanenti strutturali		0,00	0,00	-2868,20	-8748,01	0,00
	Carichi permanenti portati		0,00	0,00	-1178,50	-3594,43	2820,40
	Mobili max N - Tandem		0,00	0,00	-1200,00	-3660,00	1860,04
	Mobili max N - Distribuiti		0,00	0,00	-1181,25	-3602,81	1850,71
	Mobili max M - Tandem		0,00	0,00	-1000,00	-3050,00	2350,08
	Mobili max M - Distribuiti		0,00	0,00	-888,75	-2710,69	2719,12
	Vento		195,75	0,00	0,00	0,00	2196,23
	Reistenze parassite		0,00	-121,40	0,00	1250,42	0,00

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Verifiche strutturali del paramento verticale

Il paramento verticale viene schematizzato, al fine delle verifiche strutturali, come una mensola incastrata sul plinto di fondazione.

Geometria elevazione

Spessore elevazione	2,00	m
Larghezza elevazione	14,90	m

Combinazioni di verifica:

	Combinazione	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
N max	50	0,00	9843,73	-9807,09	-40683,53	3834,24
N min	1	176,18	10863,79	-19579,62	-38605,57	10820,32
Mx max	45	0,00	20691,77	-11150,75	-95394,93	3562,55
My max	44	3557,58	5194,57	-12119,52	-17035,96	19141,56
Vx max	41	3557,58	5194,57	-11150,75	-17110,89	18869,87
Vy max	45	0,00	20691,77	-11150,75	-95394,93	3562,55

Verifica pressoflessione

Caratteristiche sezione

Si prende in considerazione una larghezza di muro unitaria.

I valori delle azioni sollecitanti saranno ricavati dalla tabella precedente e riportati ad una larghezza di muro unitaria

sezione di spiccato elevazione

Altezza sezione	h=	2,00	m
Larghezza sezione	b=	1,00	m

Armatura adottata

Armatura principale

	n	C nominale [mm]	φ [mm]	Af [mmq]	Asl [mmq]	
Armatura compressa	5	55	20	1571	1571	1° strato
				0		2° strato
Armatura tesa	10	55	26	5309	10619	1° strato
	10	81	26	5309		2° strato

La verifica risulta soddisfatta se:

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

Combinazione	N [kN]	M _{sd} [kNm]		M _{Rd} [kNm]
50	-658,19	2730,44	<	8033
1	-1314,07	2590,98	<	8496
45	-748,37	6402,34	<	8089
44	-813,39	1143,35	<	8145
41	-748,37	1148,38	<	8089
45	-748,37	6402,34	<	8089

Verifica a taglio (p.to 4.1.2.1.3 delle NTC)

Si esegue la verifica per la combinazione di massimo Vy

Copriferro in asse armatura tesa	c=	81	mm
Altezza utile sezione	d=	1919	mm
Base sezione	b _w =	1000	mm
Azione assiale di progetto (comb. di max V _y)	N _{ed} =	748,37	kN/m
Azione di taglio di progetto (comb. di max V _y)	V _{sd} =	1388,71	kN/m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Resistenza al taglio con armatura trasversale

Si adotta la seguente armatura trasversale (per metro di muro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mmq]
	10	5	180	392,70

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" V_{Rsd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza di calcolo a "tagliocompressione" V_{Rcd}

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) / (1 + \text{ctg}^2 \vartheta)$$

La resistenza al taglio è la minore delle due sopra definite

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

quindi assunto:

$\alpha_c =$	1,00	Coefficiente maggiorativo (4.1.2.1.3.2)
$\alpha =$	90 °	angolo inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse
$\vartheta =$	45 °	angolo inclinazione puntone compresso rispetto all'asse
$1 \leq \text{ctg} \vartheta = 1$	≤ 2.5	
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} =$	7,9333333	resistenza a compressione ridotta
risulta:		

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$	$V_{Rsd} =$	1474,41	$=$	1474,41	kN
	$V_{Rcd} =$	6850,83			

V_{sd}	$<$	V_{rd}
1388,71	$<$	1474,41

VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO

Combinazioni di verifica:

		Combinazione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
FREQ	N Max	89	-11715,25	-21586,67	2820,40
	N Min	85	-13294,74	-26762,77	4955,71
	Mx Max	85	-13294,74	-26762,77	4955,71
QP	N Max	97	-11715,25	-21586,67	2820,40
	N Min	97	-11715,25	-21586,67	2820,40
	Mx Max	97	-11715,25	-21586,67	2820,40
RARA	N Max	69	-13027,74	-26762,77	6724,08
	N Min	65	-14372,48	-28488,14	7584,62
	Mx Max	69	-13027,74	-26762,77	6724,08

Verifica di fessurazione (p.to 4.1.2.2.4 delle NTC 2008)

Condizioni ambientali

Condizioni ambientali	molto aggressive
Armature	poco sensibili

Stati limite di fessurazione

Si riportano nella seguente tabella i valori limite di apertura delle fessure scelti in base ai criteri riportati nella tabella 4.1.IV delle NTC 2008

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Gruppo di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazioni	Armatura poco sensibili	
			stato limite	w_d
c	molto aggressive	frequente	ap fessure	$\leq 0,20$
		quasi permanente	ap fessure	$\leq 0,20$

Verifica stato limite di formazione delle fessure

Si procede alla determinazione del momento di prima fessurazione M_f , momento a cui corrisponde, nella fibra più sollecitata, una tensione normale di trazione pari a:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2$$

Se il momento sollecitante risulta inferiore al momento di prima fessurazione la sezione risulta integra, altrimenti si dovrà procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

COMBINAZIONE	NR°	N_{soll} [kN]	M_{soll} [kNm]	M_f [kNm]	
FR	89	-786,26	-1448,77	1680,33	Sezione non fessurata
	85	-892,26	-1796,16	1638,38	Sezione fessurata
	85	-892,26	-1796,16	1638,38	Sezione fessurata
QP	97	-786,26	-1448,77	1680,33	Sezione non fessurata
	97	-786,26	-1448,77	1680,33	Sezione non fessurata
	97	-786,26	-1448,77	1680,33	Sezione non fessurata

Verifica stato limite di apertura delle fessure

coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo $n = 15,00$

Si deve verificare che il valore caratteristico di calcolo dell'apertura di fessura w_d non superi il valore nominale fissato dalla normativa, tale valore deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (Secondo quanto riportato al p.to C4.1.2.2.4.6 della circolare n.617 del 2009)

copriferro netto armatura tesa	c =	55	mm
distanza effettiva tra le barre di armature	s =	100	mm
diametro equivalente barre utilizzate	$\phi =$	26	mm

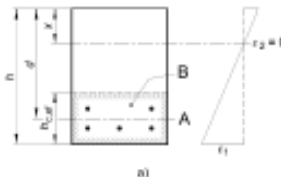
$$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

La deformazione unitaria media delle barre di armatura si può determinare attraverso la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Legenda

- a) Tasse
- A Livello del baricentro dell'acciaio
- B Area tesa efficace, $A_{s,eff}$



dove:

$$\alpha_e = E_s/E_{cm} = 6,4999 \text{ Rapporto moduli elastici}$$

$$k_t = 0,4 \text{ Fattore dipendente dalla durata del carico}$$

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

	$h_{c,eff} = \min(2.5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2)$	Altezza area efficace di cls tesato
	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$	Area efficace di cls tesato attorno all'armatura
	$\rho_{,eff} = A_s / A_{c,eff}$	Rapporto tra armatura utilizzata e area efficace di cls
La distanza massima tra le fessure si può determinare attraverso la seguente espressione:		
	$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$	$s \leq 5 \cdot (c + \phi / 2) = 340$ mm
	$\Delta_{smax} = 1.3 \cdot (h-x)$	$s > 5 \cdot (c + \phi / 2)$
dove:	$k_1 = 0,8$	Fattore dipendente dalla durata del carico
	$k_2 = 0,5$	Fattore dipendente dal tipo di sollecitazione
	$k_3 = 3,4$	
	$k_4 = 0,425$	

COMB	σ_s N/mm ²	x mm	$h_{c,eff}$ mm	$\rho_{,eff}$	Δ_{smax} mm	ϵ_{sm} mm	W_d mm	W_{lim} mm
Frequente	50,91	879,85	202,5	0,052437	271,29	0,000145448	0,04	0,20
	65,82	856,38	202,5	0,052437	271,29	0,000188044	0,05	0,20
	65,82	856,38	202,5	0,052437	271,29	0,000188044	0,05	0,20
Quasi permanente	50,91	879,85	202,5	0,052437	271,29	0,000145448	0,04	0,20
	50,91	879,85	202,5	0,052437	271,29	0,000145448	0,04	0,20
	50,91	879,85	202,5	0,052437	271,29	0,000145448	0,04	0,20

Verifica delle tensioni di esercizio (p.to 4.1.2.2.5 delle NTC 2008)

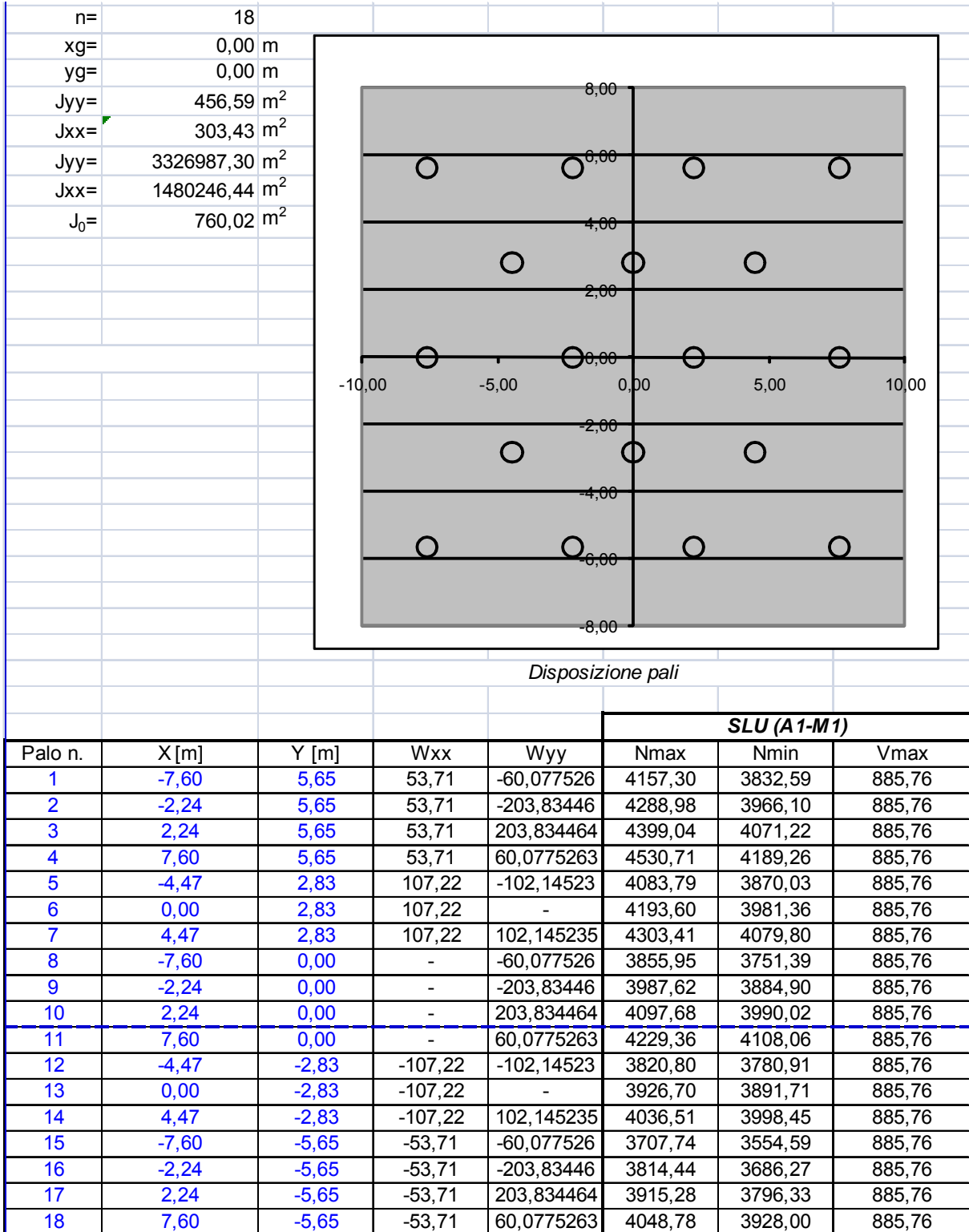
COMB.	NR°	N_{soll} [kN]	M_{soll} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{climite}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,limite}$ [MPa]
QP	97	-786,26	-1448,77	2,87	12,6	17,59	-
	97	-786,26	-1448,77	2,87	12,6	22,38	-
	97	-786,26	-1448,77	2,87	12,6	22,38	-
RARA	69	-874,34	-1796,16	3,53	16,8	50,91	360
	65	-964,60	-1911,96	3,77	16,8	50,91	360
	69	-874,34	-1796,16	3,53	16,8	50,91	360

Tutte le verifiche strutturali sul paramento verticale sono soddisfatte

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Ripartizione delle azioni a testa palo:

Le sollecitazioni a testa palo sono ottenute attraverso una ripartizione rigida delle sollecitazioni valutate rispetto al baricentro dei pali.



AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Sollecitazioni di progetto

Si riportano di seguito le sollecitazioni di progetto da utilizzarsi per le verifiche geotecniche e strutturali. Dal momento che le verifiche geotecniche vengono condotte secondo l'approccio 2 previsto dalla normativa (A1+M1+R3 - SISMA+M1+R3) non si distinguono le sollecitazioni fra sismiche e statiche.

SLU*	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3225,67 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2578,06 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	865,53 kN
SLU (A1-M1)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	4530,71 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	3554,59 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	885,76 kN
SLU (A2-M1)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3474,02 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2585,11 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	670,93 kN
SLU (A2-M2)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3696,64 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2349,40 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	807,72 kN
SISMA	Azione assiale max sul palo	Nmax=	6161,82 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	-632,10 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	2588,46 kN
SLE - Rara	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3284,57 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2668,00 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	641,87 kN
SLE - Freq	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3079,54 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2657,99 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	619,30 kN
SLE - Qperm	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3007,45 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2665,31 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	551,68 kN

Verifiche geotecniche:

PARAMETRI DEL PALO				
diámetro	D=	1,2	m	k= 0,4
lunghezza	L=	32	m	$\alpha=$ 0
quota testa palo	$z_0=$	0	m	
h ricoprimento	h=	2,5	m	(solo terreno sopra p.c.)
γ ricoprimento	$\gamma=$	19	kN/m ³	
peso ricoprimento	$q_{ric}=$	47,5	kN/m ²	
sovraccarico	$q_0=$	0	kN/m ²	
efficienza gruppo	$\eta=$	1		
PARAMETRI DEL TERRENO		M1		
Z_{sup} [m]	H_{strato} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0	16	9	35	
16	16	9	35	
32	0	9	35	

La resistenza caratteristica del palo R_k è dedotta da metodi di calcolo analitici, attraverso l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano i risultati di prove in sito. Si considera un numero di verticali indagate pari a 1 (ξ_3 e $\xi_4 = 1,70$).

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Resistenza di punta

M1					
Z _B [m]	φ [°]	c [kPa]	N _q	σ _v [kN/m ²]	Ab [m ²]
32	35	0	18	335,50	1,13
R _{b(M1)} =		6829,948 kN			

Resistenza laterale

perimetro palo	P=	3,77 m
R _{s(M1)} =		6470,48 kN

Valori caratteristici	Resistenza di punta	R _{c,b} =	4017,62 kN
	Resistenza laterale	R _{c,s} =	3806,17 kN
	Resistenza a trazione	R _{t,s} =	3806,17 kN
	Resistenza totale	R _{tot} =	0,00 kN

PALI TRIVELLATI	R1	R2	R3
Resistenza di punta	1,00	1,70	1,35
Resistenza laterale	1,00	1,45	1,15
Resistenza a trazione	1,00	1,60	1,25
Totale*	1,00	1,60	1,30

APPROCCIO 1

Combinazione A1+M1+R1

Compressione max	N _{dmax} =	4530,71 kN	
Trazione max	T _{dmax} =	3554,59 kN	
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	7823,78 kN	VERIFICA SODDISFATTA
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-3806,17 kN	VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione A2+M1+R2

Compressione max	N _{dmax} =	3474,02 kN	
Trazione max	T _{dmax} =	2585,11 kN	
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	4988,25 kN	VERIFICA SODDISFATTA
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-2378,85 kN	VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione SISMA+M1+R3

Compressione max	N _{dmax} =	6161,82 kN	
Trazione max	T _{dmax} =	-632,10 kN	
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	6285,72 kN	VERIFICA SODDISFATTA
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-3044,93 kN	VERIFICA SODDISFATTA

Nella fase di progettazione preliminare, considerando che il calcolo è stato effettuato sulle sollecitazioni massime, ai fini della valorizzazione economica si assume una "lunghezza media" dei pali inferiore a quella massima calcolata.

Spalla tradizionale H=8,50 m

Si riporta di seguito il dimensionamento di una spalla tradizionale dall'altezza complessiva di 8,50 m, intesa come distanza fra filo superiore del paraghiaia e l'estradosso della fondazione.

La fondazione della spalla è posta su pali che hanno un diametro di 1200 mm e una lunghezza di 30,0 m. Per il dimensionamento e la verifica della spalla si procede innanzitutto a calcolare le azioni agenti, quali gli scarichi derivanti dall'impalcato (si considera che sulla spalla appoggi una campata da 45m), la spinta delle terre, i sovraccarichi accidentali, l'incremento di spinta sismico, le inerzie e le resistenze passive; successivamente a determinare le sollecitazioni sul paramento e sui pali di fondazione e infine a condurre le verifiche sia di resistenza che geotecniche. In particolare le sollecitazioni flettenti agenti lungo il palo sono valutate modellando il palo come un'asta immersa in un terreno alla Winkler al quale è applicato una forza orizzontale in testa. Il modulo di reazione orizzontale del terreno viene assunto pari a 10000 kN/m^3 (valore da letteratura per formazioni di ghiaia e sabbia).

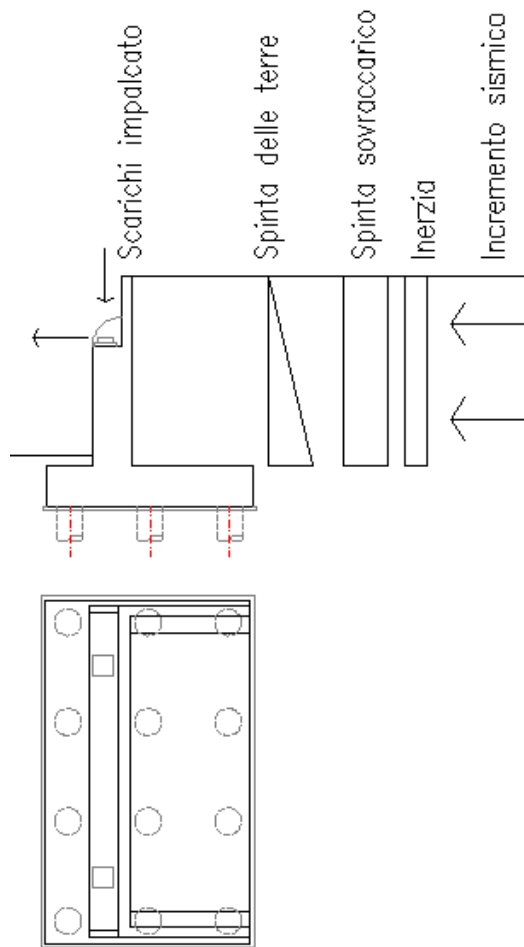


Figura 42: Azioni sul modello di calcolo

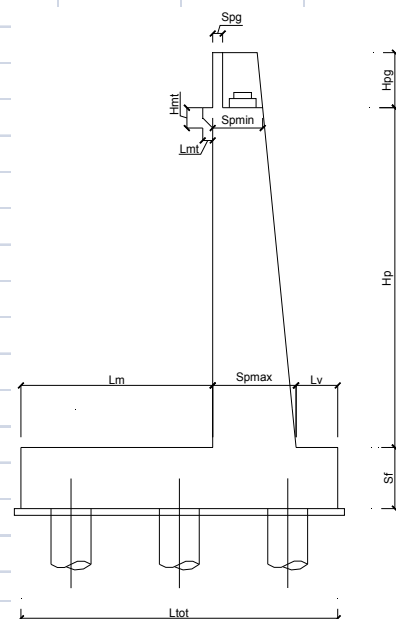
AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

GEOMETRIA

Le grandezze sotto riportate sono prese nella direzione degli assi del sistema di riferimento utilizzato

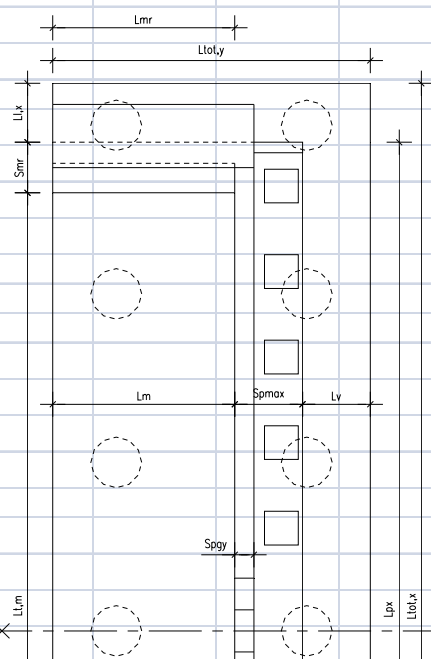
Spalla

Altezza paramento	$H_p =$	5,36	m
Spessore paramento min	$S_{p_{min}} =$	1,80	m
Spessore paramento max	$S_{p_{max}} =$	1,80	m
Larghezza paramento	$L_{p_x} =$	14,90	m
Altezza paraghiaia	$H_{pg} =$	3,14	m
Spessore paraghiaia	$S_{pgy} =$	0,50	m
Altezza martello	$H_{mt} =$	0,00	m
Larghezza martello	$L_{mt} =$	0,00	m
Spessore fondazione	$S_f =$	1,80	m
Larghezza plinto a valle	$L_v =$	2,00	m
Larghezza plinto a monte	$L_m =$	5,40	m
Larghezza totale plinto (y)	$L_{tot,y} =$	9,20	m
Lunghezza plinto (dir x)	$L_{tot,x} =$	16,10	m
Larghezza mensola lat. plinto (x<0)	$L_{l,x>0} =$	0,60	m
Larghezza mensola lat. plinto (x>0)	$L_{l,x<0} =$	0,60	m



Muro di risvolto X > 0

Altezza	$H_{mr} =$	8,50	m
Lunghezza	$L_{mr} =$	5,40	m
Spessore max	$S_{mr} =$	1,20	m
Area (piano x,z)	$A_{(x,z)} =$	8,00	m



Muro di risvolto X < 0

Altezza	$H_{mr} =$	8,50	m
Lunghezza	$L_{mr} =$	5,40	m
Spessore max	$S_{mr} =$	1,20	m
Area (piano x,z)	$A_{(x,z)} =$	8,00	m

Elementi secondari spalla

Orecchio x>0

Altezza max	$H_{max} =$	0,00	m
Altezza min	$H_{min} =$	0,00	m
Lunghezza	$L_o =$	0,00	m
Spessore	$S_o =$	0,00	m

Orecchio x<0

Altezza max	$H_{max} =$	0,00	m
Altezza min	$H_{min} =$	0,00	m
Lunghezza	$L_o =$	0,00	m
Spessore	$S_o =$	0,00	m

Geometria spalla per calcolo spinte:

Altezza paramento+paraghiaia	$H =$	8,50	m
Altezza paramento + paraghiaia + fondazione	$H_{tot} =$	10,30	m
Larghezza paramento per spinta spalla	$L =$	14,90	m
Altezza terreno su plinto a valle	$H_{t,v} =$	0,50	m
Altezza terreno su plinto lato muri di risvolto	$H_{t,ir} =$	4,25	m
Altezza terreno su plinto a monte	$H_{t,m} =$	8,50	m
Larghezza terreno su plinto a monte	$L_{t,m} =$	12,50	m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Peso proprio e posizione baricentro degli elementi spalla

Elemento	Peso kN	Baricentro		
		X m	Y m	Z m
Paramento verticale	3593,88	0,00	1,70	4,48
Paragliaia	584,83	0,00	1,05	8,73
Martello	0,00	0,00	0,80	7,16
Plinto	6665,40	0,00	0,00	0,90
Muro di risolto x>0	1080,00	6,92	-1,90	5,31
Muro di risolto x<0	1080,00	-6,92	-1,90	5,31
Orecchio x>0	0,00	0,00	0,00	0,00
Orecchio x<0	0,00	0,00	0,00	0,00
Terreno sopra plinto a valle	305,90	0,00	3,60	2,05
Terreno sopra plinto laterale	389,88	0,00	-1,00	3,93
Terreno sopra plinto a monte	10901,25	0,00	-1,90	6,05

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Coefficienti parziali sui materiali

Tabella 6.2.II

Parametro	γ_{M1}	γ_{M2}
$\tan \phi_k$	1,00	1,25
c'_k	1,00	1,25
c_{uk}	1,00	1,40
γ	1,00	1,00

Per il calcolo delle spinte delle terre si considera un angolo di attrito terreno-muro pari a $1/3 \phi$

Terreno di monte

zsup [m]	M1			M2		
	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	γ'	ϕ	δ [°]
0,00	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75
4,00	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75
7,99	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75

Terreno di fondazione e ricoprimento a valle

elemento	M1			M2		
	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	γ'	ϕ	δ [°]
Fondazione	19,00	35,00	-	19,00	29,26	-
Valle	19,00	35,00	0,00	19,00	29,26	0,00

	M1	M2	
Coesione drenata terreno di fondazione	$c' =$ 0	0,00	kPa
Coesione non drenata terreno di fondazione	$c_u =$ 0	0,00	kPa
Quota falda rispetto piano fondazione		Hw = 0,00	m
Classificazione sismica terreno		Cat	C

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

ANALISI DEI CARICHI

Carichi da impalcato

I carichi da impalcato vengono riportati in un sistema di riferimento (X,Y',Z') posto nel baricentro degli appoggi, a quota sottotrave, orientato come il riferimento della spalla.

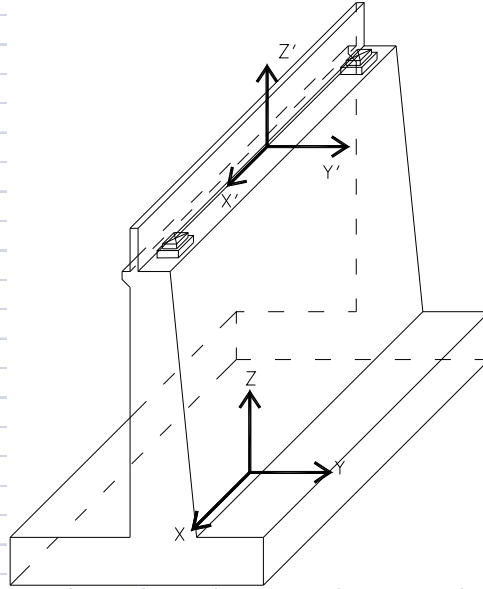


Figura 3 - Sistemi di riferimento adottati.

Carico	Fx' [kN]	Fy' [kN]	Fz' [kN]	Mx' [kNm]	My' [kNm]
Carichi permanenti strutturali	0,00	0,00	-2868,20	0,00	0,00
Carichi permanenti portati	0,00	0,00	-1178,50	0,00	2820,40
Mobili max N - Tandem	0,00	0,00	-1200,00	0,00	1860,04
Mobili max N - Distribuiti	0,00	0,00	-1181,25	0,00	1850,71
Mobili max M - Tandem	0,00	0,00	-1000,00	0,00	2350,08
Mobili max M - Distribuiti	0,00	0,00	-888,75	0,00	2719,12
Frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Forza centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variazione termica uniforme +	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variazione termica uniforme -	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ritiro	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Viscosità	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento	195,75	0,00	0,00	0,00	180,00
Sisma X	0,00			0,00	0,00
Sisma Y		0,00		0,00	0,00
Sisma Z			0,00	0,00	0,00
Cedimenti vincolari	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Resistenze parassite	0,00	-121,40	0,00	0,00	0,00

(X', Y', Z')

Altezza appoggi	H _{app} =	0,20 m
Altezza boggoli	H _{bag} =	0,20 m
Posizione origine riferimento (X,Y',Z')	X ₀ ' =	0,00 m
	Y ₀ ' =	2,05 m
	Z ₀ ' =	7,56

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Spinte delle terre

Ai fini delle verifiche si considerano condizioni di spinta

a riposo

I coefficienti di spinta attiva dei diversi strati vengono calcolati mediante la formula di Muller-Breslau.

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

Per i coefficienti di spinta passiva non si considera, a favore di sicurezza, l'attrito terra-muro, e si fa quindi riferimento alla formula di Rankine.

$$K_p = \tan^2(45 + \phi / 2)$$

I coefficienti di spinta a riposo vengono calcolati mediante la formula di Jaky.

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Coefficients di spinta zsup [m]	M1		M2	
	K _{OM1}	K _{AM1}	K _{OM2}	K _{AM2}
0,00	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790
4,00	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790
7,99	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790

Altezza di calcolo spinte a monte

H_{monte} = 10,30 m

Altezza di calcolo spinte a valle

H_{valle} = 2,30 m

Spinte delle terre a monte risultanti

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
pinta elevazione	4,63	4361,04	5228,93	4270,94	5153,37	881,88	885,70
Spinta globale	3,43	6403,62	7678,01	6271,32	7567,06	1294,92	1300,53

L'incremento di spinta sismico verrà calcolato in condizioni di spinta attiva, quindi rispetto alle seguenti spinte statiche

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
pinta elevazione	4,63	2565,43	3251,12	2512,43	3204,14	518,78	550,69
Spinta globale	3,43	3767,01	4773,84	3689,18	4704,86	761,75	808,61

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Sovraccarichi accidentali

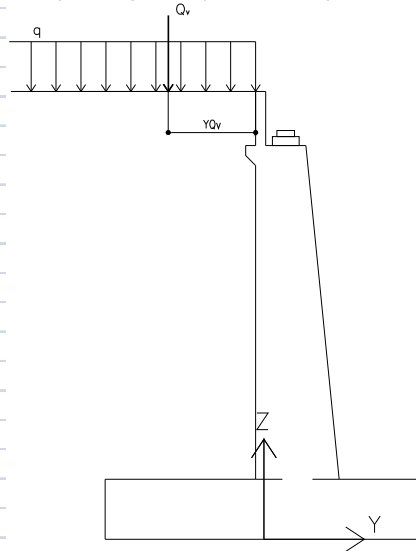


Figura 3 - Carichi accidentali.

Carico distribuito a tergo del muro	q=	20,00 kN/m ²
Carico verticale concentrato a tergo del muro	Qv=	0,00 kN
Distanza carico concentrato da filo di monte paramento	XQv=	0,00 m

Spinte da sovraccarico permanente risultanti

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
Spinta elevaz.	6,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta globale	5,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

In condizioni sismiche si avranno le seguenti spinte

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
Spinta elevaz.	6,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta globale	5,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Spinta passiva a valle

Per le verifiche a scorrimento può essere presa in considerazione, a discrezione del progettista, un'aliquota della spinta passiva mobilitata a valle del plinto comunque non superiore al 50% (6.5.3.1.1).

Percentuale di spinta passiva considerata

0,00%

		M1	M2	
Coefficiente di spinta passiva	K _p =	3,69	2,91	
Spinta passiva totale a valle	Sp=	2763,20	2180,28	kN/m
Spinta passiva mobilitata	Sp*=	0,00	0,00	kN/m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Azioni sismiche																		
<i>Parametri spettrali</i>																		
Comune:	Cogollo del Cengio (viadotto Boiadori)	Vita nominale	100	anni														
		Coefficiente d'uso	2															
		Periodo di riferimento	200	anni														
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;"></td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_r</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">a_g</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">F₀</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">SLV</td> <td style="text-align: center;">1898</td> <td style="text-align: center;">2,403</td> <td style="text-align: center;">2,414</td> </tr> </table>		T_r	a_g	F₀	SLV	1898	2,403	2,414									
	T_r	a_g	F₀															
SLV	1898	2,403	2,414															
<i>Componente orizzontale</i>																		
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;"></td> <td style="width: 15%; text-align: center;">S_s</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">C_C</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_B</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_C</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">T_D</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">SLV</td> <td style="text-align: center;">1,346</td> <td style="text-align: center;">1,570</td> <td style="text-align: center;">0,155</td> <td style="text-align: center;">0,464</td> <td style="text-align: center;">2,578</td> </tr> </table>		S_s	C_C	T_B	T_C	T_D	SLV	1,346	1,570	0,155	0,464	2,578					
	S_s	C_C	T_B	T_C	T_D													
SLV	1,346	1,570	0,155	0,464	2,578													
<i>Azioni orizzontali</i>																		
In riferimento al par. 7.11.6.2.1, i coefficienti sismici orizzontali e verticali risultano:																		
Come specificato al par. 7.9.5.6.1 delle NTC nel caso vengano utilizzati sulla spalla apparecchi di appoggio scorrevoli, le azioni sismiche devono essere incrementate del 30%.																		
	Tipo di spalla	mobile																
	$k_h = a_{max}/g \cdot \beta_m$	coeff. sismico orizzontale																
	$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$	coeff. sismico verticale																
dove:	$a_{max} =$ accelerazione massima orizzontale del sito																	
	$= S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$																	
	$a_g =$ accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido																	
	$S_S =$ coefficiente di amplificazione stratigrafica																	
	$S_T =$ coefficiente di amplificazione topografica																	
	$\beta_m =$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire deformazioni senza cadute di resistenza, da assumere pari ad 1,00 se il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.																	
Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima																		
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;"></td> <td style="width: 40%; text-align: center;">Categoria di</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">A</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">β_m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$</td> <td style="text-align: center;">0,31</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$</td> <td style="text-align: center;">0,29</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$a_g(g) \leq 0,1$</td> <td style="text-align: center;">0,20</td> </tr> </table>		Categoria di		A		β_m	$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	$a_g(g) \leq 0,1$	0,20					
	Categoria di																	
	A																	
	β_m																	
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31																	
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29																	
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20																	
si assume:																		
	$a_g =$	0,245	g															
	$S_S =$	1,346																
	$S_T =$	1,00																
	$\beta_m =$	1,00																
Muro libero di traslare o ruotare attorno al piede no																		
Si considera la forza d'inerzia sulla fondazione? no																		
In base alle precedenti assunzioni si ottengono i seguenti coefficienti sismici																		
	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">k_h</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">k_v</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">0,3297</td> <td style="text-align: center;">0,1649</td> </tr> </table>	k_h	k_v	0,3297	0,1649													
k_h	k_v																	
0,3297	0,1649																	

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Forze d'inerzia

Peso elevazione	Pe=	6338,71 kN
Forza d'inerzia orizzontale elevazione	Feh=	2089,92 kN
Forza d'inerzia verticale elevazione	Fev=	1044,96 kN
Peso fondazione	Pf=	6665,40 kN
Forza d'inerzia orizzontale fondazione	Ffh=	0,00 kN
Forza d'inerzia verticale fondazione	Ffv=	0,00 kN
Peso terreno a monte	Ptm=	10901,25 kN
Forza d'inerzia orizzontale terreno a monte	Ftmh=	3594,23 kN
Forza d'inerzia verticale terreno a monte	Ftmv=	1797,12 kN
Peso terreno a valle	Ptv=	695,78 kN
Forza d'inerzia orizzontale terreno a valle	Ftvh=	229,40 kN
Forza d'inerzia verticale terreno a valle	Ftw=	114,70 kN

Incremento di spinta sismico

Secondo il punto E.3 - Appendice E dell'Eurocodice UNI EN 1998-5:2005

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con:

H = Altezza del muro

E_{ws} = spinta idrostatica

E_{wd} = spinta idrodinamica

γ = peso specifico terreno

K = coefficiente di spinta del terreno (statica + dinamica)

In condizioni di spinta attiva il coefficiente K può essere determinato con la formula di Mononobe Okabe come:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)}} \right]^2}$$

dove:

ψ = angolo di inclinazione paramento a monte rispetto all'orizzontale

i = angolo di inclinazione paramento interno rispetto all'orizzontale

θ = il valore di q varia a seconda delle condizioni di falda:

Assenza di falda :

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \text{con } E_{wd} = 0$$

Terreno impermeabile :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \text{con } E_{wd} = 0$$

Terreno ad elevata permeabilità

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \text{con } E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

H^2 = altezza livello falda dalla base del paramento

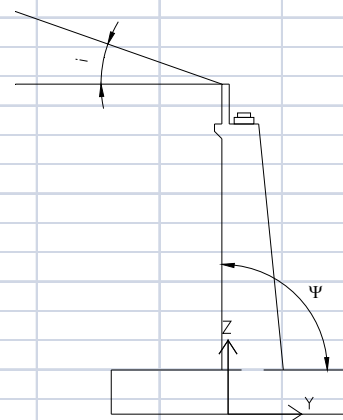


Figura 8 - Inclinazione paramento e terrapieno.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Viene scelto un angolo d'attrito rappresentativo dell'effettiva stratigrafia.
A favore di sicurezza non viene considerato l'angolo di attrito terra-muro nel calcolo delle spinte sismiche.

	M1	M2
i	0,00	0,00
ϕ	35,00	29,26
Ψ	90,00	90,00
δ	0,00	0,00

Quindi l'incremento dinamico complessivo risulta pari a:

		M1	M2	
Spinta statica + dinamica sopra la falda (globale)	E_d' =	10059,41	12396,99	kN
Spinta statica + dinamica sotto la falda (globale)	E_d'' =	0,00	0,00	kN
Spinta statica + dinamica totale (globale)	E_d =	10059,41	12396,99	kN
Incremento di spinta (globale)	ΔE_d =	6370,23	7692,13	kN
Punto di applicazione incremento di spinta	z_g =	5,15	5,15	m
Spinta idrodinamica (globale)	$E_{wd,e}$ =	0,00	0,00	kN
Punto di applicazione spinta idrodinamica	z_g =	0,00	0,00	m
		M1	M2	
Spinta statica + dinamica sopra la falda (elevazione)	E_d' =	6850,72	8442,67	kN
Spinta statica + dinamica sotto la falda (elevazione)	E_d'' =	0,00	0,00	kN
Spinta statica + dinamica totale (elevazione)	E_d =	6850,72	8442,67	kN
Incremento di spinta (elevazione)	ΔE_d =	4338,28	5238,53	kN
Punto di applicazione	z_g =	6,05	6,05	m
Spinta idrodinamica (elevazione)	$E_{wd,g}$ =	0,00	0,00	kN
Punto di applicazione spinta idrodinamica	z_g =	1,20	1,20	m
Quindi la risultante degli incrementi dovuti al sisma è data da:		M1	M2	
Incremento di spinta (globale) = $\Delta E_d + E_{wd,e}$	ΔE_d =	6370,23	7692,13	kN
Punto di applicazione	z_g =	5,15	5,15	m
Incremento di spinta (elevazione) = $\Delta E_d + E_{wd,g}$	ΔE_d =	4338,28	5238,53	kN
Punto di applicazione	z_g =	6,05	6,05	m

	Azioni su globali	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx[kNm]	My [kNm]	
SPINTE E PESI PROPRI	Pesi propri	0,00	0,00	-13004,11	-2619,66	0,00	
	Terreno a monte+sovr perm.	0,00	0,00	-10901,25	20712,38	0,00	
	Terreno a valle + laterale	0,00	0,00	-695,78	-711,36	0,00	
	Spinta terre M1	0,00	6271,32	-1294,92	-15574,92	0,00	
	Spinta terre M2	0,00	7567,06	-1300,53	-19997,81	0,00	
	Spinta terre M1 - sisma	0,00	3689,18	-761,75	-9162,13	0,00	
	Spinta terre M2 - sisma	0,00	4704,86	-808,61	-12433,75	0,00	
	Spinta sovr acc M1	0,00	1281,82	-264,68	-5383,89	0,00	
	Spinta sovr acc M2	0,00	1546,67	-5,08	-7941,96	0,00	
	Spinta sovr acc M1 - sisma	0,00	754,84	-87,52	-3484,80	0,00	
	Spinta sovr acc M2 - sisma	0,00	961,65	-3,16	-4937,96	0,00	
	Forze d'inerzia	x	5684,16	0,00	0,00	0,00	24877,98
		y	0,00	9606,22	0,00	-32341,37	0,00
		z	0,00	0,00	2956,78	-2089,04	0,00
	Incremento sismico M1	0,00	10765,69	0,00	-42648,69	0,00	
	Incremento sismico M2	0,00	12999,70	0,00	-51498,79	0,00	
IMPALCATO	Carichi permanenti strutturali	0,00	0,00	-2868,20	-5879,81	0,00	
	Carichi permanenti portati	0,00	0,00	-1178,50	-2415,93	2820,40	
	Mobili max N - Tandem	0,00	0,00	-1200,00	-2460,00	1860,04	
	Mobili max N - Distribuiti	0,00	0,00	-1181,25	-2421,56	1850,71	
	Mobili max M - Tandem	0,00	0,00	-1000,00	-2050,00	2350,08	
	Mobili max M - Distribuiti	0,00	0,00	-888,75	-1821,94	2719,12	
	Vento	195,75	0,00	0,00	0,00	1659,87	
Reistenze parassite	0,00	-121,40	0,00	917,78	0,00		

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Verifiche strutturali del paramento verticale

Il paramento verticale viene schematizzato, al fine delle verifiche strutturali, come una mensola incastrata sul plinto di fondazione.

Geometria elevazione

Spessore elevazione	1,80	m
Larghezza elevazione	14,90	m

Combinazioni di verifica:

	Combinazione	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
N max	50	0,00	6099,55	-8137,12	-19612,02	3834,24
N min	1	176,18	7048,14	-15999,79	-19716,37	10416,88
Mx max	45	0,00	12768,44	-8967,10	-46033,60	3562,55
My max	4	176,18	7048,14	-15334,92	-19716,37	12250,79
Vx max	41	2089,92	3241,46	-8967,10	-8193,43	10406,64
Vy max	45	0,00	12768,44	-8967,10	-46033,60	3562,55

Verifica pressoflessione

Caratteristiche sezione

Si prende in considerazione una larghezza di muro unitaria.

I valori delle azioni sollecitanti saranno ricavati dalla tabella precedente e riportati ad una larghezza di muro unitaria

sezione di spiccato elevazione

Altezza sezione	h=	1,80	m
Larghezza sezione	b=	1,00	m

Armatura adottata

Armatura principale

	n	C nominale [mm]	ϕ [mm]	Af [mmq]	Asl [mmq]	
Armatura compressa	5	55	20	1571	1571	1° strato
				0		2° strato
Armatura tesa	10	55	26	5309	5309	1° strato
				0		2° strato

La verifica risulta soddisfatta se:

$$M_{sd} < M_{rd}$$

Combinazione	N [kN]	M _{sd} [kNm]		M _{Rd} [kNm]
50	-546,12	1316,24	<	3919
1	-1073,81	1323,25	<	4316
45	-601,82	3089,50	<	3961
4	-1029,19	1323,25	<	4283
41	-601,82	549,89	<	3961
45	-601,82	3089,50	<	3961

Verifica a taglio (p.to 4.1.2.1.3 delle NTC)

Si esegue la verifica per la combinazione di massimo Vy

Copriferro in asse armatura tesa	c=	68	mm
Altezza utile sezione	d=	1732	mm
Base sezione	b _w =	1000	mm
Azione assiale di progetto (comb. di max Vy)	N _{ed} =	601,82	kN/m
Azione di taglio di progetto (comb. di max Vy)	V _{sd} =	856,94	kN/m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Resistenza al taglio con armatura trasversale

Si adotta la seguente armatura trasversale (per metro di muro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mmq]
	10	5	200	392,70

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" V_{Rsd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza di calcolo a "tagliocompressione" V_{Rcd}

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) / (1 + \text{ctg}^2 \vartheta)$$

La resistenza al taglio è la minore delle due sopra definite

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

quindi assunto:

$\alpha_c =$	1,00	Coefficiente maggiorativo (4.1.2.1.3.2)
$\alpha =$	90 °	angolo inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse
$\vartheta =$	45 °	angolo inclinazione puntone compresso rispetto all'asse
$1 \leq \text{ctg} \vartheta = 1$	≤ 2.5	

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7,9333333$ resistenza a compressione ridotta
risulta:

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$	$V_{Rsd} =$	1197,66	$=$	1197,66	kN
	$V_{Rcd} =$	6183,24			

V_{sd}	<	V_{rd}
856,94	<	1197,66

VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO

Combinazioni di verifica:

		Combinazione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
FREQ	N Max	89	-9121,08	-10227,88	2820,40
	N Min	85	-10657,40	-13452,24	4955,71
	Mx Max	85	-10657,40	-13452,24	4955,71
QP	N Max	97	-9121,08	-10227,88	2820,40
	N Min	97	-9121,08	-10227,88	2820,40
	Mx Max	97	-9121,08	-10227,88	2820,40
RARA	N Max	69	-10390,40	-13452,24	6455,12
	N Min	65	-11720,76	-14527,02	7315,66
	Mx Max	69	-10390,40	-13452,24	6455,12

Verifica di fessurazione (p.to 4.1.2.2.4 delle NTC 2008)

Condizioni ambientali

Condizioni ambientali	molto aggressive
Armature	poco sensibili

Stati limite di fessurazione

Si riportano nella seguente tabella i valori limite di apertura delle fessure scelti in base ai criteri riportati nella tabella 4.1.IV delle NTC 2008

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Gruppo di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazioni	Armatura poco sensibili	
			stato limite	W_d
			c	molto aggressive
		quasi permanente	ap fessure	$\leq 0,20$

Verifica stato limite di formazione delle fessure

Si procede alla determinazione del momento di prima fessurazione M_f , momento a cui corrisponde, nella fibra più sollecitata, una tensione normale di trazione pari a:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2$$

Se il momento sollecitante risulta inferiore al momento di prima fessurazione la sezione risulta integra, altrimenti si dovrà procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

COMBINAZIONE	NR°	N_{soll} [kN]	M_{soll} [kNm]	M_f [kNm]	
FR	89	-612,15	-686,44	1260,61	Sezione non fessurata
	85	-715,26	-902,83	1226,18	Sezione non fessurata
	85	-715,26	-902,83	1226,18	Sezione non fessurata
QP	97	-612,15	-686,44	1260,61	Sezione non fessurata
	97	-612,15	-686,44	1260,61	Sezione non fessurata
	97	-612,15	-686,44	1260,61	Sezione non fessurata

La sezione risulta non fessurata.

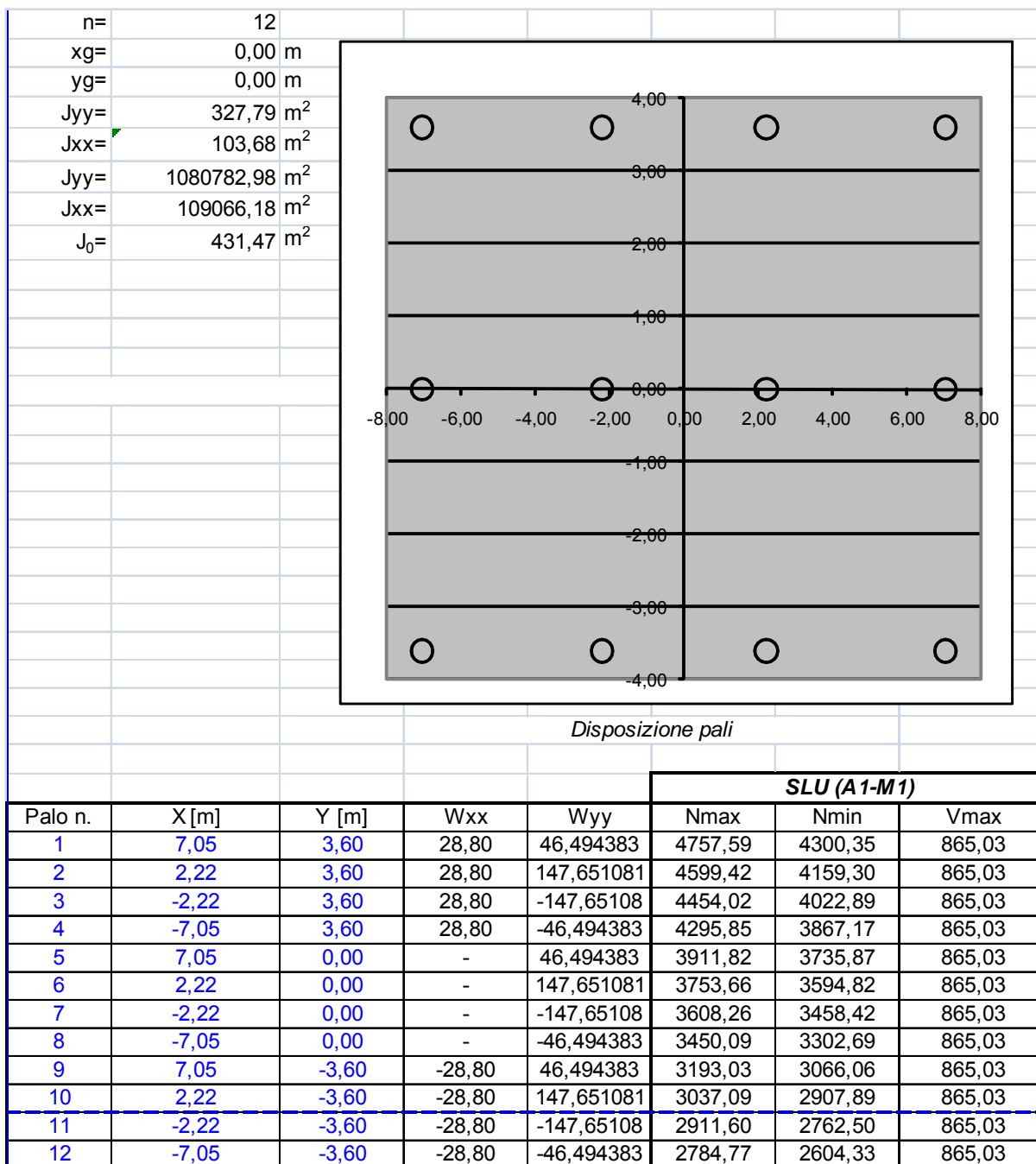
Verifica delle tensioni di esercizio (p.to 4.1.2.2.5 delle NTC 2008)

COMB.	NR°	N_{soll} [kN]	M_{soll} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{climite}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{slimite}$ [MPa]
QP	97	-612,15	-686,44	1,97	12,6	10,12	-
	97	-612,15	-686,44	1,97	12,6	14,02	-
	97	-612,15	-686,44	1,97	12,6	14,02	-
RARA	69	-697,34	-902,83	2,59	16,8	36,48	360
	65	-786,63	-974,97	2,80	16,8	36,48	360
	69	-697,34	-902,83	2,59	16,8	36,48	360

Tutte le verifiche strutturali sul paramento verticale sono soddisfatte

Ripartizione delle azioni a testa palo:

Le sollecitazioni a testa palo sono ottenute attraverso una ripartizione rigida delle sollecitazioni valutate rispetto al baricentro dei pali.



AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Sollecitazioni di progetto

Si riportano di seguito le sollecitazioni di progetto da utilizzarsi per le verifiche geotecniche e strutturali. Dal momento che le verifiche geotecniche vengono condotte secondo l'approccio 2 previsto dalla normativa (A1+M1+R3 - SISMA+M1+R3) non si distinguono le sollecitazioni fra sismiche e statiche.

SLU*	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3274,74 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	1850,81 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	834,68 kN
SLU (A1-M1)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	4757,59 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2604,33 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	865,03 kN
SLU (A2-M1)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3678,57 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	1877,95 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	658,73 kN
SLU (A2-M2)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3909,88 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	1597,82 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	792,06 kN
SISMA	Azione assiale max sul palo	Nmax=	5597,37 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	-731,38 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	2281,81 kN
SLE - Rara	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3427,51 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	1968,73 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	619,39 kN
SLE - Freq	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3164,09 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2069,58 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	592,61 kN
SLE - Qperm	Azione assiale max sul palo	Nmax=	2749,35 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	2241,11 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	512,49 kN

Verifiche geotecniche:

PARAMETRI DEL PALO

diámetro	D=	1,2	m	k=	0,4
lunghezza	L=	30	m	α =	0
quota testa palo	z_0 =	0	m		
h ricoprimento	h=	2,5	m	(solo terreno sopra p.c.)	
γ ricoprimento	γ =	19	kN/m ³		
peso ricoprimento	q_{ric} =	47,5	kN/m ²		
sovraccarico	q_0 =	0	kN/m ²		
efficienza gruppo	η =	1			

PARAMETRI DEL TERRENO

			M1	
z_{sup} [m]	H_{strato} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0	15	9	35	
15	15	9	35	
30	0	9	35	

La resistenza caratteristica del palo R_k è dedotta da metodi di calcolo analitici, attraverso l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano i risultati di prove in sito. Si considera un numero di verticali indagate pari a 1 (ξ_3 e $\xi_4 = 1,70$).

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Resistenza di punta

M1					
Z _B [m]	φ [°]	c [kPa]	N _q	σ _v [kN/m ²]	Ab [m ²]
30	35	0	18	316,60	1,13
R _{b(M1)} =		6445,191 kN			

Resistenza laterale

perimetro palo	P=	3,77 m
R _{s(M1)} =		5747,51 kN

Valori caratteristici	Resistenza di punta	R _{c,b} =	3791,29 kN
	Resistenza laterale	R _{c,s} =	3380,89 kN
	Resistenza a trazione	R _{t,s} =	3380,89 kN
	Resistenza totale	R _{tot} =	0,00 kN

PALI TRIVELLATI	R1	R2	R3
Resistenza di punta	1,00	1,70	1,35
Resistenza laterale	1,00	1,45	1,15
Resistenza a trazione	1,00	1,60	1,25
Totale*	1,00	1,60	1,30

* Da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

APPROCCIO 1

Combinazione A1+M1+R1

Compressione max	N _{d,max} =	4757,59 kN	
Trazione max	T _{d,max} =	2604,33 kN	
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	7172,18 kN	VERIFICA SODDISFATTA
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-3380,89 kN	VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione A2+M1+R2

Compressione max	N _{d,max} =	3678,57 kN	
Trazione max	T _{d,max} =	1877,95 kN	
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	4561,82 kN	VERIFICA SODDISFATTA
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-2113,06 kN	VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione SISMA+M1+R3

Compressione max	N _{d,max} =	5597,37 kN	
Trazione max	T _{d,max} =	-731,38 kN	
Resistenza palo compr	R _{d,c} =	5748,27 kN	VERIFICA SODDISFATTA
Resistenza palo traz	R _{d,t} =	-2704,71 kN	VERIFICA SODDISFATTA

Nella fase di progettazione preliminare, considerando che il calcolo è stato effettuato sulle sollecitazioni massime, ai fini della valorizzazione economica si assume una “lunghezza media” dei pali inferiore a quella massima calcolata.

3.7.3 Spalla passante $H=7,00$ m

Si riporta di seguito il dimensionamento di una spalla passante dell’altezza complessiva di 7.00 m, intesa come distanza fra filo superiore paraghiaia e piano compagna.

Dapprima vengono calcolati gli scarichi in testa pali, considerando la spinta delle terre, dei sovraccarichi accidentali, l’incremento di spinta sismico, le inerzie e gli scarichi d’impalcato; successivamente viene modellato il singolo palo con una parte fuori terra e la lunghezza rimanente immersa in un terreno alla Winkler. Il modulo di reazione orizzontale del terreno viene assunto pari a 10000 kN/m^3 (valore da letteratura per formazioni di ghiaia e sabbia). Sul modello del singolo palo, oltre alle azioni in testa, vengono assegnati i carichi legati alla spinta delle terre, dei carichi accidentali e le spinte sismiche; al fine di considerare il possibile “effetto arco” che si instaura nel terreno compreso fra due pali le spinte delle terre sono state calcolate considerando una larghezza pari a due volte il diametro del palo.

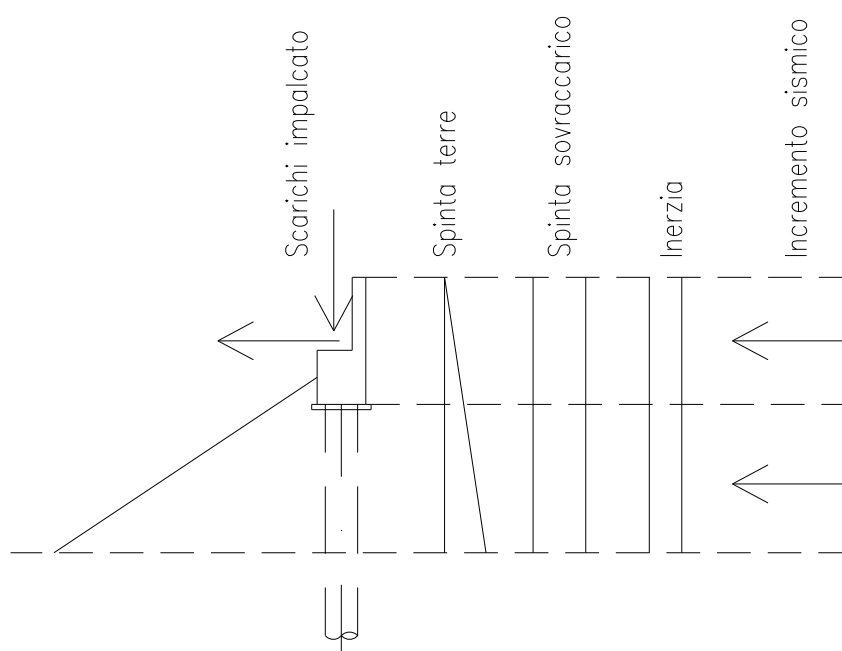


Figura 43: Azioni sul modello di calcolo.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

GEOMETRIA

Le grandezze sotto riportate sono prese nella direzione degli assi del sistema di riferimento utilizzato

Spalla

Altezza paramento	$H_p =$	1,00	m
Spessore paramento min	$Sp_{min} =$	1,80	m
Spessore paramento max	$Sp_{max} =$	1,80	m
Larghezza paramento	$L_{px} =$	14,90	m
Altezza paraghiaia	$H_{pg} =$	3,13	m
Spessore paraghiaia	$S_{pgy} =$	0,50	m
Altezza martello	$H_{mt} =$	0,00	m
Larghezza martello	$L_{mt} =$	0,00	m
Spessore fondazione	$S_f =$	1,00	m
Larghezza plinto a valle	$L_v =$	0,00	m
Larghezza plinto a monte	$L_m =$	0,00	m
Larghezza totale plinto (y)	$L_{tot,y} =$	1,80	m
Lunghezza plinto (dir x)	$L_{tot,x} =$	14,90	m

Geometria spalla per calcolo spinte:

Altezza paramento+paraghiaia	$H =$	4,13	m
Altezza paramento + paraghiaia + fondazione	$H_{tot} =$	5,13	m
Larghezza paramento per spinta spalla	$L =$	14,90	m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Coefficienti parziali sui materiali

Tabella 6.2.II

Parametro	γ_{M1}	γ_{M2}
$\tan \phi_k$	1,00	1,25
c'_k	1,00	1,25
c_{uk}	1,00	1,40
γ	1,00	1,00

Per il calcolo delle spinte delle terre si considera un angolo di attrito terreno-muro pari a $1/3 \phi$

Terreno di monte

zsup [m]	M1			M2		
	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	γ'	ϕ	δ [°]
0,00	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75
2,05	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75
3,80	19,00	35,00	11,67	19,00	29,26	9,75

Terreno di fondazione e ricoprimento a valle

elemento	M1			M2		
	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	γ'	ϕ	δ [°]
Fondazione	19,00	35,00	-	19,00	29,26	-
Valle	19,00	35,00	0,00	19,00	29,26	0,00

		M1	M2	
Coesione drenata terreno di fondazione	$c' =$	0	0,00	kPa
Coesione non drenata terreno di fondazione	$c_u =$	0	0,00	kPa
Quota falda rispetto piano fondazione	$H_w =$		0,00	m
Classificazione sismica terreno		Cat	C	

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

ANALISI DEI CARICHI

Carichi da impalcato

I carichi da impalcato vengono riportati in un sistema di riferimento (X,Y',Z') posto nel baricentro degli appoggi, a quota sottotrave, orientato come il riferimento della spalla.

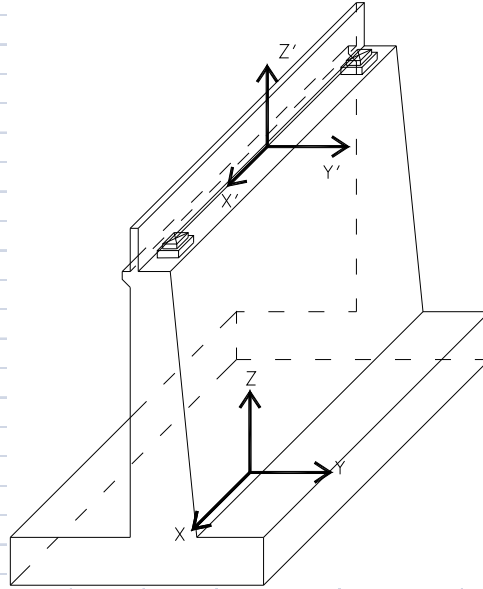


Figura 3 - Sistemi di riferimento adottati.

Carico	Fx' [kN]	Fy' [kN]	Fz' [kN]	Mx' [kNm]	My' [kNm]
Carichi permanenti strutturali	0,00	0,00	-2868,20	0,00	0,00
Carichi permanenti portati	0,00	0,00	-1178,50	0,00	0,00
Mobili max N - Tandem	0,00	0,00	-1200,00	0,00	1860,04
Mobili max N - Distribuiti	0,00	0,00	-1181,25	0,00	1850,71
Mobili max M - Tandem	0,00	0,00	-1000,00	0,00	2350,08
Mobili max M - Distribuiti	0,00	0,00	-888,75	0,00	2719,12
Frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Forza centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variazione termica uniforme +	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variazione termica uniforme -	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ritiro	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Viscosità	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento	195,75	0,00	0,00	0,00	180,00
Sisma X	0,00			0,00	0,00
Sisma Y		0,00		0,00	0,00
Sisma Z			0,00	0,00	0,00
Cedimenti vincolari	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Resistenze parassite	0,00	121,40	0,00	0,00	0,00

(X', Y', Z')

Altezza appoggi	H _{app} =	0,15 m
Altezza boggioni	H _{bag} =	0,25 m
Posizione origine riferimento (X,Y',Z')	X ₀ ' =	0,00 m
	Y ₀ ' =	1,60 m
	Z ₀ ' =	2,40 m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Pesi propri				
Peso specifico cls				25,00 kN/mc
elementi	Peso kN	xg m	yg m	zg m
Peso elevazione (paramento+paraghiaia+martello+rivolti+orecchi)	2171,06	0,00	-0,81	2,27
Peso fondazione	671,25	0,00	0,00	0,50
Peso terreno su plinto a monte	0,00	0,00	-0,90	1,00
Peso terreno su plinto (valle e laterale)	0,00	0,00	0,90	1,00

Spinte delle terre	
Ai fini delle verifiche si considerano condizioni di spinta	attiva ▼

I coefficienti di spinta attiva dei diversi strati vengono calcolati mediante la formula di Muller-Breslau.

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

Per i coefficienti di spinta passiva non si considera, a favore di sicurezza, l'attrito terra-muro, e si fa quindi riferimento alla formula di Rankine.

$$K_p = \tan^2(45 + \phi / 2)$$

I coefficienti di spinta a riposo vengono calcolati mediante la formula di Jaky.

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Coefficients di spinta zsup [m]	M1		M2	
	K_{OM1}	K_{AM1}	K_{OM2}	K_{AM2}
0,00	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790
2,05	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790
3,80	0,42642	0,25085	0,51129	0,31790

Altezza di calcolo spinte a monte	H _{monte} =	5,13 m
Altezza di calcolo spinte a valle	H _{valle} =	1,00 m

Spinte delle terre a monte risultanti							
	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
Spinta elevazione	2,38	605,65	767,53	593,14	756,44	122,47	130,01
Spinta globale	1,71	934,45	1184,21	915,15	1167,10	188,96	200,59

L'incremento di spinta sismico verrà calcolato in condizioni di spinta attiva, quindi rispetto alle seguenti spinte statiche

	punto di applicaz. z m	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale	
		M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN
Spinta elevazione	2,38	605,65	767,53	593,14	756,44	122,47	130,01
Spinta globale	1,71	934,45	1184,21	915,15	1167,10	188,96	200,59

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Spinte da sovraccarico accidentale distribuito risultanti																			
	punto di applicaz.	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale													
	z m	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN												
Spinta elevazione	3,07	308,73	391,25	302,86	385,59	26,45	33,38												
Spinta globale	2,57	383,48	485,98	376,07	478,96	41,57	107,62												
In condizioni sismiche si avranno le seguenti spinte																			
	punto di applicaz.	Spinta globale		Comp. Orizzontale		Comp. Verticale													
	z m	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN	M1 kN	M2 kN												
Spinta elevazione	3,07	308,73	391,25	302,86	385,59	26,45	33,38												
Spinta globale	2,57	383,48	485,98	376,07	478,96	41,57	107,62												
Azioni sismiche																			
<u>Parametri spettrali</u>																			
Comune:				Vita nominale	100	anni													
				Coefficiente d'uso	2														
				Periodo di riferimento	200	anni													
<table border="1" style="margin: auto;"><tr><th></th><th>T_r</th><th>a_g</th><th>F_0</th></tr><tr><td style="text-align: center;">SLV</td><td style="text-align: center;">1898</td><td style="text-align: center;">2,403</td><td style="text-align: center;">2,414</td></tr></table>			T_r	a_g	F_0	SLV	1898	2,403	2,414										
	T_r	a_g	F_0																
SLV	1898	2,403	2,414																
<u>Componente orizzontale</u>																			
<table border="1" style="margin: auto;"><tr><th></th><th>S_S</th><th>C_C</th><th>T_B</th><th>T_C</th><th>T_D</th></tr><tr><td style="text-align: center;">SLV</td><td style="text-align: center;">1,500</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>			S_S	C_C	T_B	T_C	T_D	SLV	1,500										
	S_S	C_C	T_B	T_C	T_D														
SLV	1,500																		
<u>Azioni orizzontali</u>																			
In riferimento al par. 7.11.6.2.1, i coefficienti sismici orizzontali e verticali risultano:																			
Come specificato al par. 7.9.5.6.1 delle NTC nel caso vengano utilizzati sulla spalla apparecchi di appoggio scorrevoli, le azioni sismiche devono essere incrementate del 30%.																			
Tipo di spalla		mobile																	
		$k_h = a_{max}/g \cdot \beta_m$		coeff. sismico orizzontale															
		$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$		coeff. sismico verticale															
dove:	a_{max} = accelerazione massima orizzontale del sito																		
	$= S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$																		
	a_g = accelerazione massima orizzontale su sito di riferimento rigido																		
	S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica																		
	S_T = coefficiente di amplificazione topografica																		
	β_m = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire deformazioni senza cadute di resistenza, da assumere pari ad 1,00 se il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.																		
si assume:																			
	a_g =	0,24	g																
	S_S =	1,50																	
	S_T =	1,00																	
	β_m =	1,00																	
<table border="1" style="margin: auto;"><tr><th>k_h</th><th>k_v</th></tr><tr><td style="text-align: center;">0,3674</td><td style="text-align: center;">0,1837</td></tr></table>		k_h	k_v	0,3674	0,1837														
k_h	k_v																		
0,3674	0,1837																		

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Forza d'inerzia orizzontale totale	Fh=	797,72	kN
Forza d'inerzia verticale totale	Fv=	398,86	kN
Punto di applicazione forza d'inerzia	xf=	0,00	m
	yf=	-0,62	m
	zf=	1,85	m
		M1	M2
Spinta statica + dinamica sopra la falda (globale)	E_d' =	2838,45	3555,31 kN
Spinta statica + dinamica sotto la falda (globale)	E_d'' =	0,00	0,00 kN
Spinta statica + dinamica totale (globale)	E_d =	2838,45	3555,31 kN
Incremento di spinta (globale)	ΔE_d =	1923,31	2388,21 kN
Punto di applicazione incremento di spinta	zg=	2,57	2,57 m
Spinta idrodinamica (globale)	$E_{wd,e}$ =	0,00	0,00 kN
Punto di applicazione spinta idrodinamica	zg=	0,00	0,00 m
		M1	M2
Spinta statica + dinamica sopra la falda (elevazione)	E_d' =	1839,70	2304,32 kN
Spinta statica + dinamica sotto la falda (elevazione)	E_d'' =	0,00	0,00 kN
Spinta statica + dinamica totale (elevazione)	E_d =	1839,70	2304,32 kN
Incremento di spinta (elevazione)	ΔE_d =	1246,56	1547,88 kN
Punto di applicazione	zg=	3,07	3,07 m
Spinta idrodinamica (elevazione)	$E_{wd,g}$ =	0,00	0,00 kN
Punto di applicazione spinta idrodinamica	zg=	0,67	0,67 m
		M1	M2
Quindi la risultante degli incrementi dovuti al sisma è data da:			
Incremento di spinta (globale) = $\Delta E_d + E_{wd,e}$	ΔE_d =	1923,31	2388,21 kN
Punto di applicazione	zg=	2,57	2,57 m
Incremento di spinta (elevazione) = $\Delta E_d + E_{wd,e}$	ΔE_d =	1246,56	1547,88 kN
Punto di applicazione	zg=	3,07	3,07 m

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

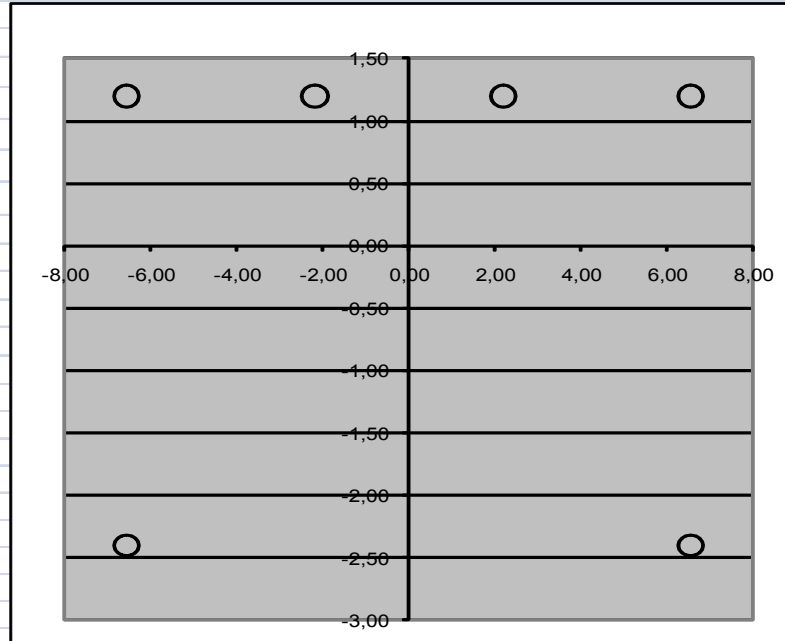
Riepilogo sollecitazioni caratteristiche

		<i>Azioni su globali</i>	<i>Vx [kN]</i>	<i>Vy [kN]</i>	<i>N [kN]</i>	<i>Mx[kNm]</i>	<i>My [kNm]</i>	
SPINTE E PESI PROPRI		Pesi propri	0,00	0,00	-2842,31	1769,09	0,00	
		Terreno a monte+sovr perm.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Terreno a valle + laterale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta terre M1	0,00	915,15	-188,96	-468,92	0,00	
		Spinta terre M2	0,00	1167,10	-200,59	-832,34	0,00	
		Spinta terre M1 - sisma	0,00	915,15	-188,96	-468,92	0,00	
		Spinta terre M2 - sisma	0,00	1167,10	-200,59	-832,34	0,00	
		Spinta sovr perm M1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta sovr perm M2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta sovr perm M1 - sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta sovr perm M2 - sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta sovr acc M1	0,00	376,07	-41,57	-927,16	0,00	
		Spinta sovr acc M2	0,00	478,96	-107,62	-1131,56	0,00	
		Spinta sovr acc M1 - sisma	0,00	376,07	-41,57	-927,16	0,00	
		Spinta sovr acc M2 - sisma	0,00	478,96	-107,62	-1131,56	0,00	
		Spinta passiva a valle M1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta passiva a valle M2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta attiva a valle M1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta attiva a valle M2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta sovr concentrato	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Spinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Forze d'inerzia	x	797,72	0,00	0,00	0,00	1474,81
			y	0,00	1348,14	0,00	-1917,25	0,00
		z	0,00	0,00	398,86	-248,25	0,00	
		Incremento sismico M1	0,00	3250,39	0,00	-6413,26	0,00	
		Incremento sismico M2	0,00	4036,07	0,00	-7963,48	0,00	
IMPALCATO		Carichi permanenti strutturali	0,00	0,00	-2868,20	-4589,12	0,00	
		Carichi permanenti portati	0,00	0,00	-1178,50	-1885,60	0,00	
		Mobili max N - Tandem	0,00	0,00	-1200,00	-1920,00	1860,04	
		Mobili max N - Distribuiti	0,00	0,00	-1181,25	-1890,00	1850,71	
		Mobili max M - Tandem	0,00	0,00	-1000,00	-1600,00	2350,08	
		Mobili max M - Distribuiti	0,00	0,00	-888,75	-1422,00	2719,12	
		Frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Forza centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Variazione termica uniforme +	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Variazione termica uniforme -	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Ritiro	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Viscosità	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Vento	195,75	0,00	0,00	0,00	649,80	
		Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Sisma Z	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Cedimenti vincolari	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Reistenze parassite	0,00	121,40	0,00	-291,36	0,00		

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Ripartizione azioni sui pali

n=	6
xg=	0,00 m
yg=	0,00 m
Jyy=	181,20 m ²
Jxx=	17,28 m ²
Jyy=	128303,04 m ²
Jxx=	1291,74 m ²
J ₀ =	198,48 m ²



Disposizione pali

Sollecitazioni di progetto

Si riportano di seguito le sollecitazioni di progetto da utilizzarsi per le verifiche geotecniche e strutturali. Dal momento che le verifiche geotecniche vengono condotte secondo l'approccio 2 previsto dalla normativa (A1+M1+R3 - SISMA+M1+R3) non si distinguono le sollecitazioni fra sismiche e statiche.

SLU*	Azione assiale max sul palo	Nmax=	1709,19 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	202,87 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	322,21 kN
SLU (A1-M1)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	3348,58 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	-22,86 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	322,21 kN
SLU (A2-M1)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	2678,78 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	-101,11 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	252,19 kN
SLU (A2-M2)	Azione assiale max sul palo	Nmax=	2734,94 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	-169,64 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	313,65 kN
SISMA	Azione assiale max sul palo	Nmax=	2306,65 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	-1058,49 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	1128,08 kN
SLE - Rara	Azione assiale max sul palo	Nmax=	2440,24 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	-3,60 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	236,25 kN
SLE - Freq	Azione assiale max sul palo	Nmax=	2071,16 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	164,68 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	219,77 kN
SLE - Qperm	Azione assiale max sul palo	Nmax=	1559,24 kN
	Azione assiale min sul palo	Nmin=	420,51 kN
	Taglio max sul palo	Vmax=	172,76 kN

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

PARAMETRI DEL PALO

diametro	D=	1,2	m	k=	0,4
lunghezza	L=	21	m	α =	0
quota testa palo	z_0 =	0	m		
h ricoprimento	h=	1,5	m	(solo terreno sopra p.c.)	
γ ricoprimento	γ =	19	kN/m ³		
peso ricoprimento	q_{ric} =	28,5	kN/m ²		
sovraccarico	q_0 =	0	kN/m ²		
efficienza gruppo	η =	1			

PARAMETRI DEL TERRENO

M1

z_{sup} [m]	H_{strato} [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0	1,9	19	35	
1,9	28,1	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	0	9	35	
30	∞	9	35	

Resistenza di punta

M1					
z_B [m]	ϕ [°]	c [kPa]	N_q	σ_v [kN/m ²]	Ab [m ²]
21	35	0	18	235,50	1,13

$R_{b(M1)} = 4794,196 \text{ kN}$

Resistenza laterale

perimetro palo	P=	3,77 m
	$R_{s(M1)} =$	3109,38 kN

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

Numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21
Numero verticali indagate	1	-->	$\xi_3 =$	1,70	$\xi_4 =$	1,70	
Resistenza caratteristica di punta a compressione			$R_{cb,k} =$	2820,12 kN			
Resistenza caratteristica laterale a compressione			$R_{cs,k} =$	1829,05 kN			
Resistenza caratteristica laterale a trazione			$R_{ts,k} =$	1829,05 kN			
APPROCCIO 1							
<u>Combinazione A1+M1+R1</u>							
Compressione max	$N_{d,max} =$	3348,58 kN					
Trazione max	$T_{d,max} =$	-22,86 kN					
Resistenza palo compr	$R_{d,c} =$	4649,16 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	$R_{d,t} =$	-1829,05 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
<u>Combinazione A2+M1+R2</u>							
Compressione max	$N_{d,max} =$	2678,78 kN					
Trazione max	$T_{d,max} =$	-101,11 kN					
Resistenza palo compr	$R_{d,c} =$	2920,30 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	$R_{d,t} =$	-1143,15 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
<u>Combinazione SISMA+M1+R3</u>							
Compressione max	$N_{d,max} =$	2306,65 kN					
Trazione max	$T_{d,max} =$	-1058,49 kN					
Resistenza palo compr	$R_{d,c} =$	3679,45 kN			VERIFICA SODDISFATTA		
Resistenza palo traz	$R_{d,t} =$	-1463,24 kN			VERIFICA SODDISFATTA		

Dal modello ad elementi finiti del singolo palo si ricavano le seguenti sollecitazioni massime

Momento massimo allo SLU: 5210 kNm

Azione assiale minima allo SLU: -1058 kN

Taglio massimo allo SLU: 1723 kN

Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N° barre uguali: 70
 Diametro barre: 26 [mm]
 Copriferro (baric.): 80 [mm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1058 kN
 M_{xEd}: 5210 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8 ?
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6 N/mm²
 τ_{c1} : 1,829 N/mm²

N° barre: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 5.486 kN m

σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 6,903 ‰
 d: 1.120 mm
 x: 376,8 x/d: 0,3364
 δ : 0,8606

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

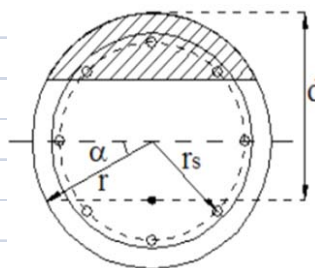
Vertici: 52 N° rett.: 100

L₀: 0 mm

Precompresso

Verifica a taglio

Verifica a taglio:					
$V_{Sd} =$	1723,00	kN	Taglio sollecitante massimo		
			n° barre	Φ	As
Compressa	ordine inferiore		35	26	18583
	ordine superiore		0	0	0
Tesa	ordine inferiore		35	26	18583
	ordine superiore		0	0	0
					mm ²
					mm ²
					mm ²
					mm ²
Si riporta di seguito la verifica a taglio della sezione circolare $\Phi = 1200$ mm					
$\Phi =$	1200	mm	Diametro della sezione		
$A_c =$	1130973	mm ²	Area di calcestruzzo		
$\Phi_s =$	1054	mm	Diametro in cui è distribuita l'armatura		
$d =$	935	mm	Altezza utile della sezione (espressione 7.9.11 di NTC 2008)		
$\alpha =$	34,00	°	Angolo (vedi immagine a lato)		
$A_v =$	945991	mm ²	Area della sezione resistente a taglio (Clarke - Birjandi 1993)		
$b_w =$	1011	mm	Base sezione equivalente		
$A_{sI} =$	18582,52	mm ²	Area armatura tesa		
$\rho_I =$	0,01964		Rapporto geometrico acciaio-clc		
$N_{ed} =$	0,00	kN	Azione assiale di progetto		
$\sigma_{cp} =$	0,00	MPa	Compressione di progetto		
$f_{ck} =$	25,00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica		
$f_{cd} =$	14,17	MPa	Resistenza di calcolo a compressione		
$k =$	1,46				
$v_{min} =$	0,31	MPa			
$V_{Rd} =$	607,92	kN/m	Resistenza al taglio senza armatura		
$V_{Rd} =$	607,92	<	1723,00	kN	



VERIFICA NON SODDISFATTA: E' NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO

Si dispone la seguente armatura (a metro):

Staffe	ϕ [mm]	n_{bracci}	s [mm]	A_{sw} [mm ²]	A_{sw} / s [mm ² /mm]
	12	4	200	452,39	2,26

Nel modello a traliccio si assume un'inclinazione del puntone compresso pari a 45°.

$v =$	0,50				
$\alpha_c =$	1,00		Coefficiente maggiorativo (4.1.2.1.3.2)		
$V_{Rcd} =$	3015,35	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", per $\theta = 45^\circ$		
$V_{Sd} =$	1723,00	kN	<	3015,35	kN = V_{Rcd}
$\alpha =$	90,00	°	Angolo di inclinazione delle armature a taglio		
$\theta =$	21,80	°	Angolo d'inclinazione delle bielle compresse		
$\cotg\theta =$	2,50				

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

$A_{sw, nec}/s =$	2,09	mm ² /mm	Area d'armatura trasversale necessaria			
$A_{sw, nec}/s =$	2,09	mm ² /mm	<	2,26	mm ² /mm	= A_{sw} / s
Verifica di duttilità	0,88		<	3,54		
Calcolo dell'inclinazione delle bielle compresse per l'armatura adottata						
$\alpha =$	90,00	°				
$\theta_{reale} =$	20,58	°				
$\cotg\theta_{reale} =$	2,66					
Calcolo della resistenza a taglio per diversi valori della $\cotg\theta$						
$\cotg\theta$	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rd} [kN]			
1,00	745,22	3015,35	745,22			
2,50	1863,04	2079,55	1863,04			
-	-	-	-			
Calcolo della resistenza a taglio fuori la zona critica:						
La resistenza a taglio è pari a:			$\cotg\theta_{calcolo} = 2,50$			
$V_{Rsd} =$	1863,04	kN				
$V_{Rcd} =$	2079,55	kN				
$V_{Rd} =$	1863,04	kN				
Verifica:						
$V_{Rd} =$	1.863,04	kN	>	1.723,00	kN	
Traslazione diagramma dei momenti per effetto del taglio						
$a_l =$	1,05	m				

Nella fase di progettazione preliminare, considerando che il calcolo è stato effettuato sulle sollecitazioni massime, ai fini della valorizzazione economica si assume una "lunghezza media" dei pali inferiore a quella massima calcolata.